277769

STORMVLOEDKERING OOSTERSCHELDE

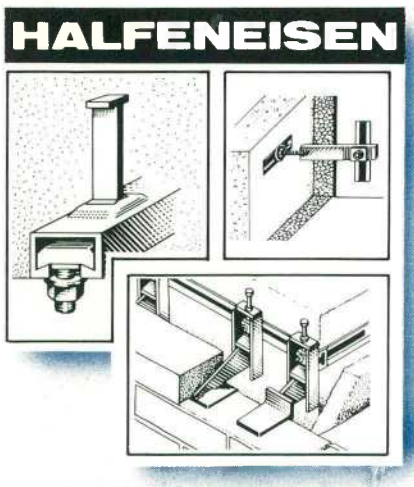
CEMENT

11 1982



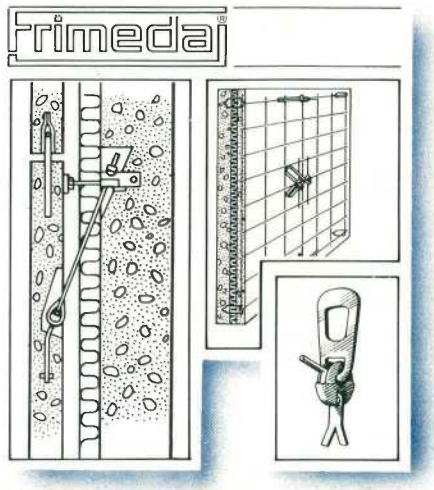
Steengoed verankerd dankzij Van de Riet!

Talloze gebouwen en bouwwerken hebben minstens één ding gemeen: Van de Riet leverde de benodigde verankeringen. Grote projekten of kleine objekten, dankzij een omvangrijk leveringsprogramma kan Van de Riet aan elke verankeringsvraag voldoen. Met voor elk bevestigingsprobleem een passende, muurvaste oplossing, of het nu om gevelbevestigingen, metselwerkaansluitingen, houtverankeringen, wand- of installatiebevestigingen gaat. Gerenommeerde fabrikaten van Halfeneisen en Frimeda laten geen twijfel bestaan over de uitzonderlijk hoge produktkwaliteit. Naast kwaliteitsmaterialen levert Van de Riet niet zelden kostenbesparende montage-adviezen. Een team van ervaren medewerkers kan hiertoe uit een ruime bouw-know-how putten.



Als u geïnteresseerd bent in betonverankeringen in de ruimste zin van het woord, dan is het een must om Van de Riet te kennen. Als visitekaartje sturen we u graag onze "verankeringsstaalkaart", een lijvige catalogus met produkt- en konstruktieinformatie.

Neem kontakt op met:



1. Winkelcentrum Hoog Catharijne, Utrecht.
2. Kantorenkomplex Europoint, Rotterdam.
3. Woningbouw Sluiskade, Groningen.
4. Ziekenhuis Bullewijk, Amsterdam.

VAN DE RIET

Betonbevestigings-, verankerings- en transportspecialisten

7468 ZG Enter (O.) Postbus 7 Rijssenseweg 47
Telefoon 05478-2066* Telex nr. 44749

S&P 17/18.03.82

Waterbouwkundig Laboratorium
Borgerhout
BIBLIOTHEEK

Maandblad
gewijd aan cement en beton
tevens
officieel orgaan
van de
Betonvereniging

CEMENT

Inhoud Jaargang XXXIV nr. 11, november 1982

683 **Introductie**
door ir.J. van Dixhoorn
685 **30 Jaar ontwikkeling in de ontwerpcriteria voor zeewaterkeringen en waterbouwkundige constructies**
door prof.ir.J.F.Agema
694 **De samenhang in ontwikkeling van ontwerp en uitvoering van grootschalige betonnen constructies langs de kust**
door ir.J.C.Slagter
700 **500 000 Kubieke meter geprefabriceerd, voorgespannen beton**
door ir.A.A.H. van Dam
707 **Speciaal materieel als gevolg van integratie van ontwerp en uitvoering**
door ir.J.M.Schetters
718 **De plaats van de stormvloedkering in de groeiende reeks offshore constructies in voorgespannen beton**
door prof. Ben C. Gerwick Jr.
721 **Probabilistische methoden in het ontwerp van de stormvloedkering**
door drs.ir.J.K.Vrijling
729 **Duurzaamheid en corrosie**
door ing.H.H. van Schaik
734 **Het ontwerp van de schuifconstructies**
door ir.E.Ypey
742 **De bewegingswerken van de stormvloedkering**
door ir.F.J.Remery
747 **Bouw van de betonnen pijlers; constructiemethoden en inzet van materieel**
door ir.G.Offringa
755 **Arbeidsomstandigheden bij de bouw van de stormvloedkering**
door ir.J.F.Brants
760 **Assemblage van de onderdelen**
door ir.Tj.Visser
766 **Transport en plaatsen van de 18 000 tons pijlers**
door ir.R. de Leeuw
774 **Betononderzoek voor de stormvloedkering; de duurzaamheid van de betonconstructies**
door ir.Th.Monnier en ir.J.M. van Geest
782 **Onderzoek naar de eigenschappen van vers en verhard beton**
door prof.Dr.-Ing.H.W.Reinhardt, ir.P. van den Berg, ir.K.M.Postma en ing.D.W. de Haan
790 **Maatafwijkingen en toleranties bij het samenstellen van de constructie**
door ir.F.F.M. de Graaf
795 **Survey-systemen stormvloedkering**
door ir.R.C.Jellema
798 **Contents - Sommaire - Inhalt**
800 **Berichten uit de betonwereld**

Redactie
prof.ir.B.W. van der Vlugt, hoofdredacteur
ing.M.G.P.Nelissen, P.L.Spits, ing.J.H.Köhne, ir.J.J.M.Veraart, A.A. van der Vlist.

Redactie-adres
Sint Teunislaan 1, 5231 BS 's-Hertogenbosch
postbus 3011, 5203 DA 's-Hertogenbosch
tel. 073 - 15 02 22

Overname van artikelen en illustraties alleen na schriftelijke toestemming

Contactgroep België
ir.V.Depauw, ir.M.d'Hondt,
dr.ir.D. van Nieuwenburg, ir.Y.Verbakel.

Redactieraad
mr.C.F.A.Wolterbeek, voorzitter
ing.J.H.M. van Beek, ing.A.H.Beenhakker, J.J.Beljon, L.L.J. de Bever, prof.dr.ir.A.S.G.Bruggeling, ir.J.Buijs, ir.A.J.Chr.Dekker, ir.J.W.Dorrestein, ir.H.van Dusschoten, ir.J.J. de Heer, dr.ir.C.F.Hendriks, ir.P.H.Jansma, prof.ir.J.W.Kamerling, ir.S.F.C.H.Leijten, ing.M.C.M. van Maarschalkerwaart, ir.R.J.C. van der Meer, ir.Th.Monnier, prof.dr.ir.F.Mortelmans, ir.W.J.Petri, ing.A.C. van Riel, ir.A.H. van Rijs, ir.J.C.Slagter, ing.C.Souwerbren, ir.W. de Steur, ir.N.Stuurstraat, prof.drs.E.M.Theissing, ir.F.A. van Tol, ir.H. van Tongeren, prof.ir.D.Vandepitte, ir.W.C.Vis, ir.Ch.J.Vos, ir.J.G.H.Vossen.

Uitgave
Vereniging Nederlandse Cementindustrie
postbus 3011, 5203 DA 's-Hertogenbosch
Advertenties: afdeling Exploitatie
tel. 073 - 15 02 27
Abonnementen: afdeling Publikaties
tel. 073 - 15 02 31
postgiro 21 29 50

Abonnementsprijzen per jaar (incl. 4% btw)
Nederland, Suriname, Ned. Antillen en België: ƒ 70,–
Andere landen: ƒ 100,–
Leden van de Betonvereniging: ƒ 67,50
Studieabonnementen voor studenten TH en HTS (dagschool) en militairen: ƒ 38,25
Prijs losse nummers: ƒ 8,–

Aan het eind van een kalenderjaar wordt het abonnement automatisch verlengd, tenzij het abonnement vóór 1 december schriftelijk wordt beëindigd.

Ontwerp omslag
Otto Treuman, GVN, AGI

Druk: Koggeschip Offset BV, Amsterdam.

ISSN 0008-8811

„Verzekeringsgarantie" op alle hulpstoffen

XYPEX

Maakt beton waterdicht
door kristallisatie

CUGLA
B.V.
BREDA
Lid V.H.B.

Rudonk 6a 4824 AJ Breda Tel. 076 - 41 06 00*

RAILS

voor overslagkranen,
bouwkranen,
industrieterrein en
grondverzet

O·D·S Afdeling SPOOR
Veerweg 65 • Postbus 11 • 3340 AA Hendrik Ido Ambacht • Tel 01858-4166 • Telex 29028 ods nl

robusta

FABRIKANT VAN DE BLOKKENMATWEEFSELS EN DE JUMBOMATTEN
VOOR DE OOSTERSCHELDEWERKEN

Fabrikant van Technische- en Industriële
weefsels voor:
– Weg- en Waterbouwkundige constructies
– Spoorwegen
– Havenwerken
– Off-shore constructies
– Terrein begaanbaarheidsmatten
– Aanleg van sportvelden
vliegvelden

Gaarne verstrekken wij u deskundig advies

Robusta v.o.f.
Postbus 41
8280 AA GENEMUIDEN

telefoon 05208-54866
telex 42253 timzo/ 42454 tele

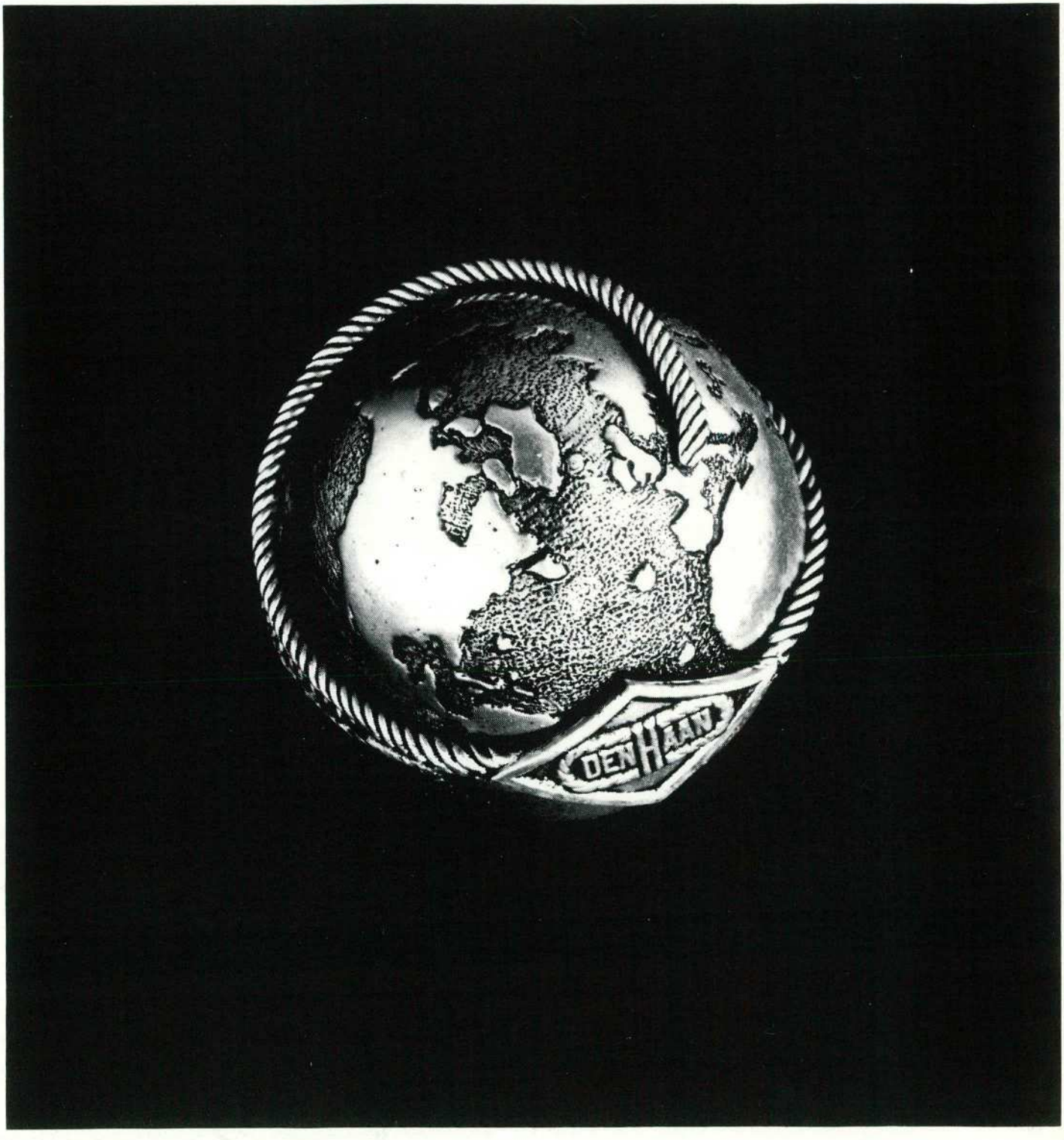


CEMENTFABRIEK IJMUIDEN (CEMIJ) B.V.

PRODUCENT VAN
CEMIJ HOOGOVENCEMENT KLASSE A
CEMIJ HOOGOVENCEMENT KLASSE B

VERKOOP
POSTBUS 3077 5203 DB 'S-HERTOGENBOSCH
TELEX 50806 TELEFOON (073) - 15 01 80

Den Haan staalk
Over de gehele wereld geken



abels, sinds 1845.
d om z'n betrouwbaarheid.

staalkabel

Voor elke toepassing, in alle diameters, in iedere lengte en in eigen huis voorzien van de gewenste eindverbinding.

deskundig advies

Volledig uitgerust laboratorium voor onderzoek en beproeving van draadmateriaal.

keuring

Voor het beproeven van staalkabels, kettingwerk, ankers, hijsgereedschappen, takels enz. beschikken wij over trekbanken (zowel horizontaal als verticaal) gloeiovens e.d.

certificaten

Als beproevingsinrichting o.a. erkend door:
Haven Arbeids Inspectie, Lloyd's, Veritas, API, e.d.

Het artikelpakket van Den Haan Handel omvat naast staalkabel onder meer:

- **eindverbindingen**
- **stroppen**
- **touwwerk**
- **sluitingen**
- **blokken**
- **haken**
- **spanschroeven**
- **ketting- en kettingwerk**
- **polyester hijsbanden**
- **hijs- en hefwerktuigen**

en vele andere produkten in deze sector.

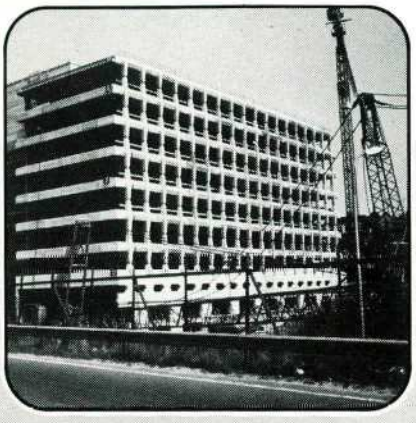


Den Haan Handel b.v.

Verlengde Torenstraat 5-9
Gorinchem Holland
Postbus 440, 4200 AK
Telefoon 01830-30111, Telex 23406 HAHAN NL

Emiss
herstelt, onderhoudt en injekteert beton- en metselwerken





specialistisch advies

uitvoerings-deskundigheid

kunststof-technologie

eigen produktie specialistische mortels

emiss



De totale verantwoording voor realisatie van projekten in één hand

emiss

• Maarssen • Wassenaar • Roosendaal • Sibbe-Valkenburg • Mechelen (B)

Emiss B.V. Bergstraat 36 6301 AD Sibbe-Valkenburg (L) Tel. 04406 - 1 51 45*

MAQUETTEBOUW BRUNS

Hoeverstraat 28 5563 AJ Westerhoven (n.b.) Nederland
Telefoon 04902-14761

- Technische en werkende modellen
- Maquettes
- Dummy's - Display's
- Lichtpanelen - Polarisatie panelen



voor de deltadienst en dosbouw, maakten wij diverse modellen van de stormvloedkering oosterschelde

18.600 BETROUWBARE PK'S 'T HART VAN DE CARDIUM



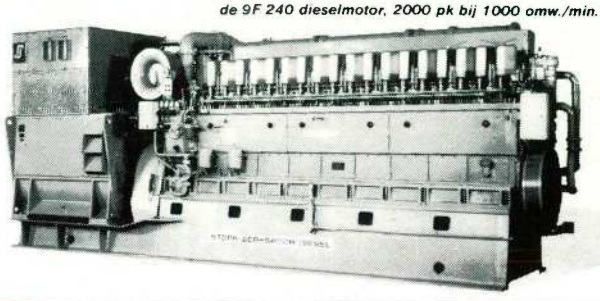
Eén brok kracht en betrouwbaarheid, dat zijn de dieselmotoren van SWD. Vandaar dat zij 't hart zijn van:

- **het verdichtingswerktuig 'Mytilus'**
- **het hefschip 'Ostrea'**
- **het aanmeer en opschoonponton 'Macoma'**
- **het bagger en mattenlegponton 'Cardium'**

Samen goed voor 34.000 PK'S. Betrouwbare pk's, voor een majestueus Oosterschelde projekt.

Stork-Werkspoor Diesel, voor scheepsvoortstuwing, gecombineerde aandrijvingen en stationaire eenheden.

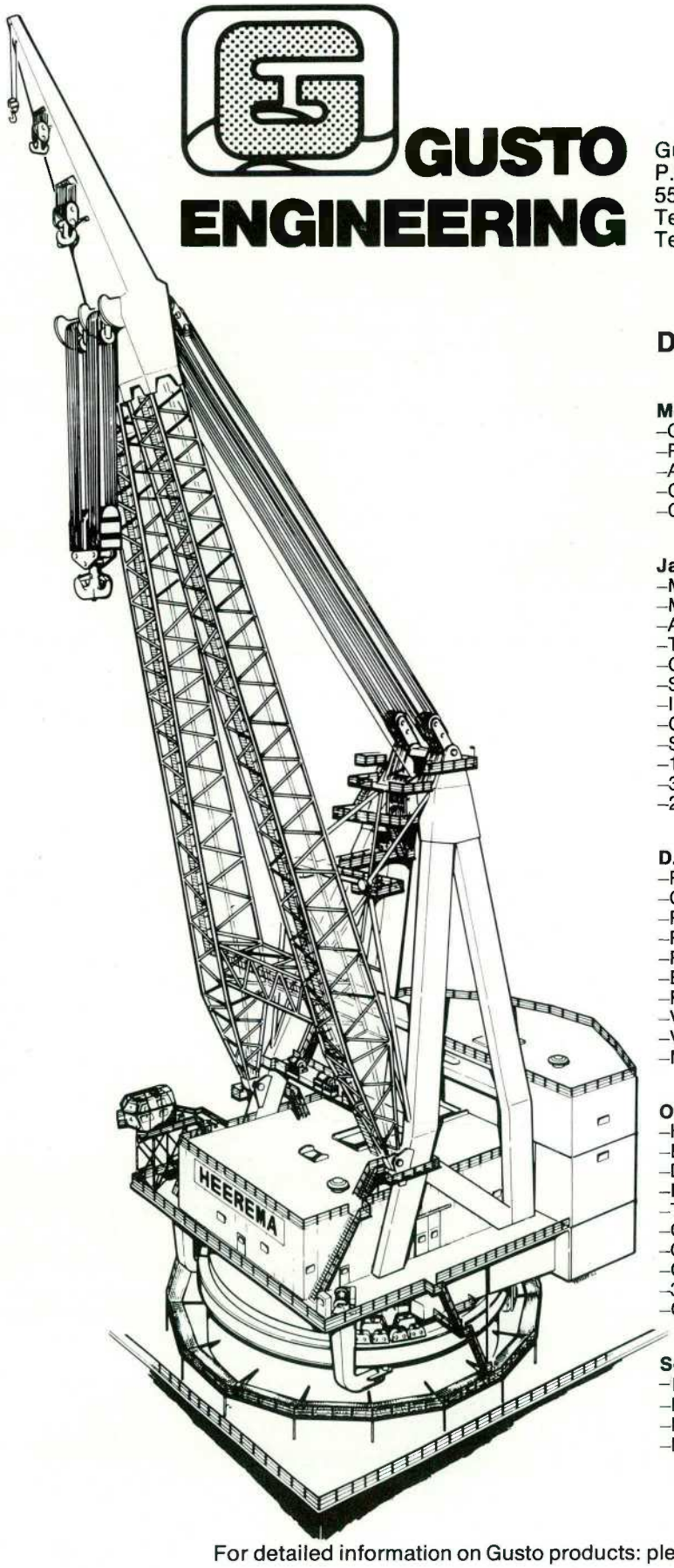
de 9F 240 dieselmotor, 2000 pk bij 1000 omw./min.



SWD Stork-Werkspoor Diesel BV

Assendorperlure 5, 8017 AA ZWOLLE
Postbus 608, 8000 AP ZWOLLE Tel. 05200-71717, Telex 42116
Hoofdkantoor: Oostenburgermiddenstr. 62, Amsterdam

MB71182



GUSTO ENGINEERING

Gusto Engineering b.v.
P.O. Box 11, 3100 AA Schiedam-Holland,
557 's-Gravenlandseweg,
Telephone (+31 10) 26 04 20,
Telex 23159 GUST, NL.

Designers for the Offshore Industry

Mechanical constructions:
–Gantries for CARDIUM
–Pier lifting gear for OSTREA
–Access tower/gangway MSV STADIVE
–Cantilever SEDNETH II
–Cantilever ILE DE FRANCE

Jack-up platforms:
–MAERSK ENDEAVOUR
–MAERSK EXPLORER
–AMAZONE
–TOURMALINES
–CHAZAR
–SEDNETH II
–ILE DE FRANCE
–COWRIE ONE
–SEASHELL
–1 ARAMCO maintenance barge
–3 ARAMCO well servicing barges
–26 units for civil engineering

D.P. Drillships:
–PELICAN
–CANMAR EXPLORER III
–PETREL
–PELERIN
–POLLY BRISTOL
–BEN OCEAN LANCER
–PACNORSE
–VALENTIN SHASHIN
–VIKTOR MURAVLENKO
–MIHAIL MIRCHINK

Offshore cranes:
–HERMOD (3000 + 2000 t.)
–BALDER (3000 + 2000 t.)
–DB 101 (2000 t.)
–BENBECULA (350/600 t.)
–THOR (1600/2000 t.)
–CHAMPION (800/1200 t.)
–ORCA (800 t.)
–CHALLENGER (800 t.)
–3 CRANES for USSR (600 t.)
–CRANE for USSR (1600 t.)

Semi-submersibles:
–LB 200 (ex-VIKING PIPER)
–BALDER
–HERMOD
–DB 101 (ex-NARWHAL)

For detailed information on Gusto products: please apply for our brochures

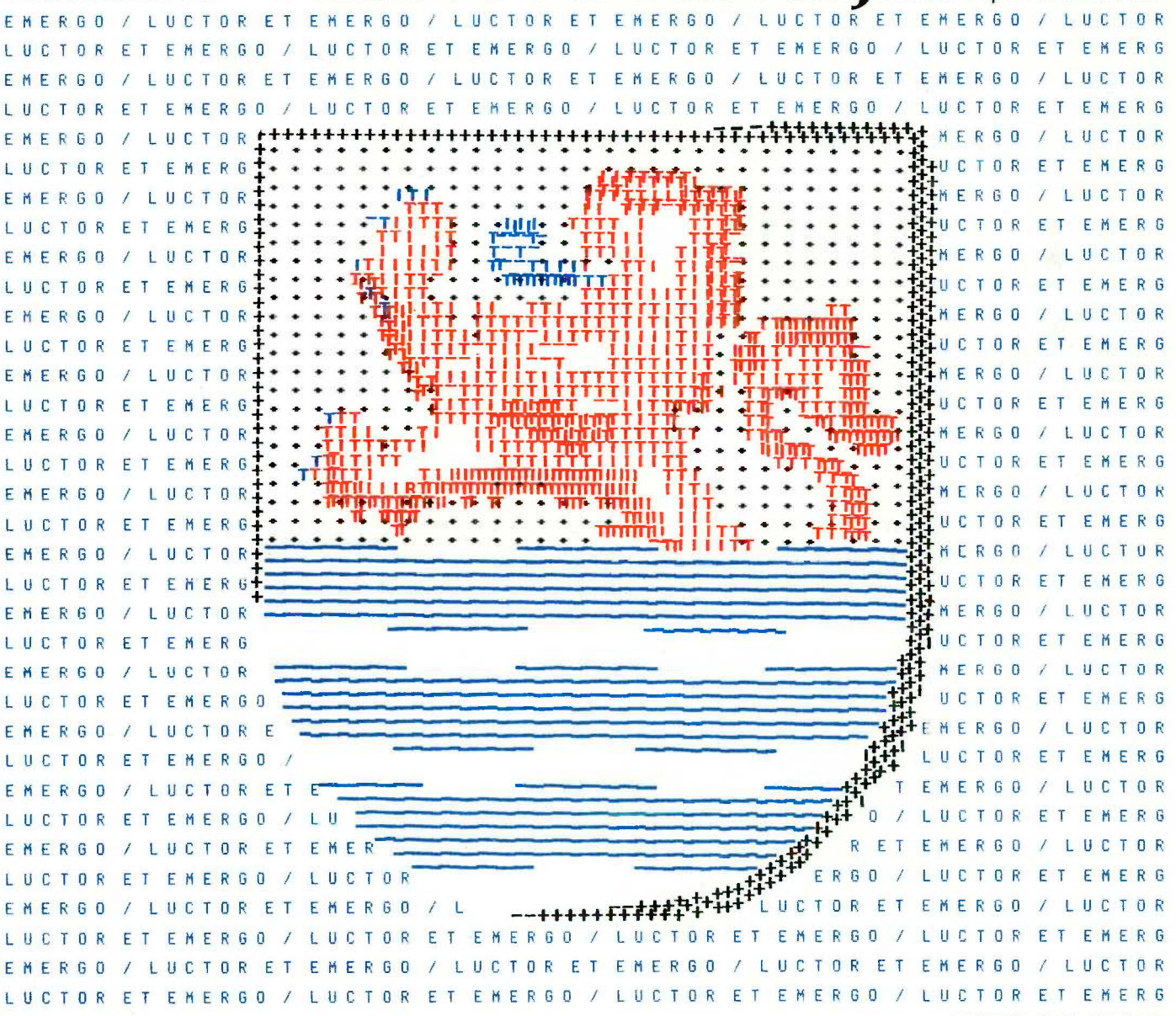
ZEELAND HEEFT ER EEN NIEUW WAPEN BIJ.

In het wapen van Zeeland staat veelbetekenend de spreuk „Luctor et Emergo" oftewel „Ik worstel en kom boven". Met de totstandkoming van de Deltawerken heeft de strijd van de Zeeuwen tegen het oprukkende water een nieuwe wending genomen.

Bij de bouw van de stormvloedkering in de Oosterschelde zijn unieke werkschepen ingezet om onder water bodembescherming aan te brengen en torenhoge pijlers te plaatsen. Omdat alles met de grootst mogelijke precisie moet worden uitgevoerd, is de dagelijkse begeleiding van deze werkschepen onder andere geautomatiseerd met computers van Digital.

Zo vinden Digital computers overal hun toepassing waar het aankomt op directe assistentie van mensen bij hun dagelijks werk. Praktische zaken dus, waarbij je geen computerspecialist hoeft te zijn om er gemak van te hebben.

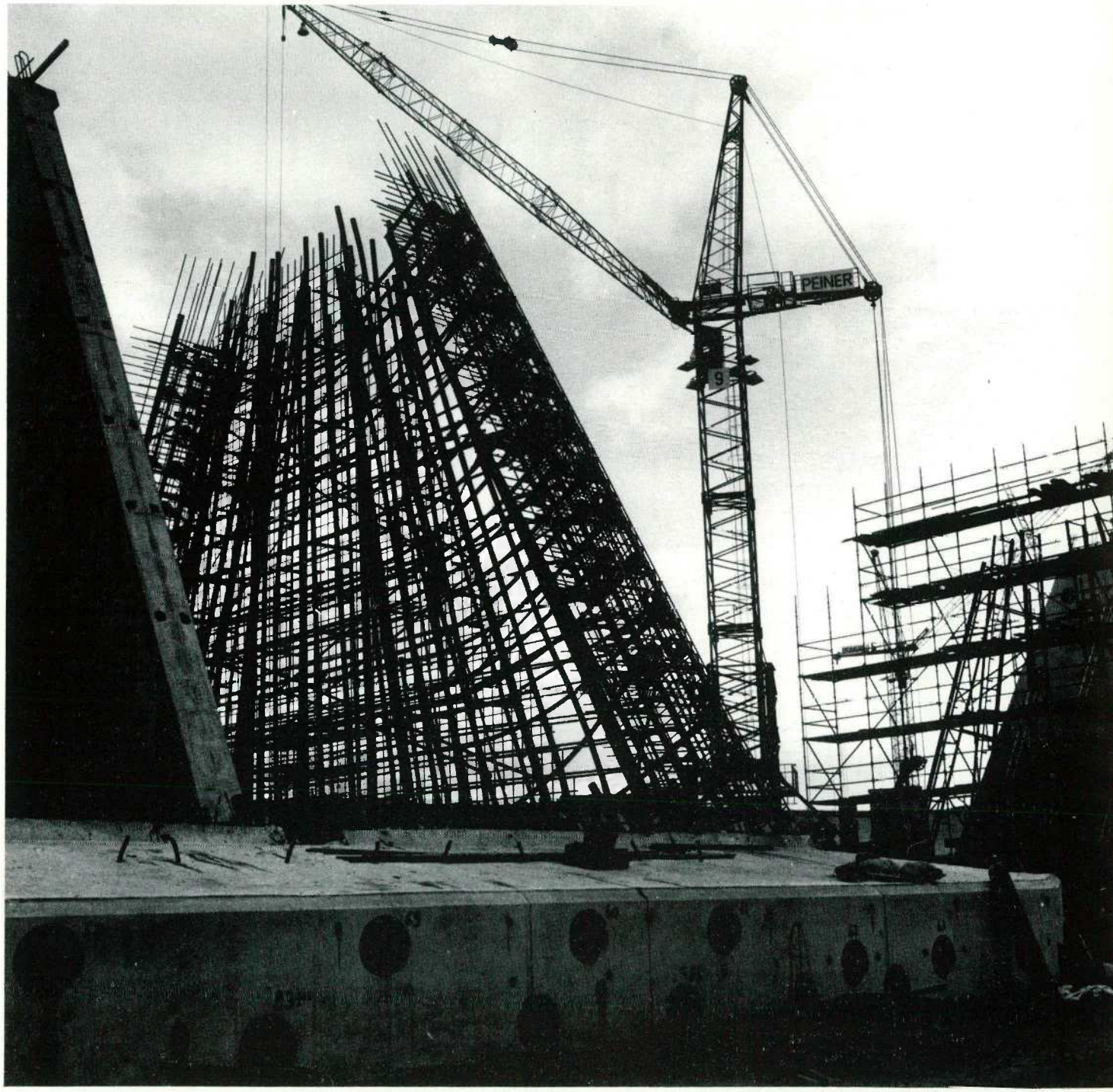
Digital staat voor hoogwaardige apparatuur en uitgekiende systemen, voor technische service en opleidingsfaciliteiten vanaf het prille begin tot in lengte van dagen. Digital computers kunnen onbeperkt worden uitgebreid en gekoppeld aan hun soortgenoten zodat ze onderling informatie kunnen uitwisselen. Dat is mogelijk doordat alle systemen feilloos op elkaar zijn afgestemd. En de mensen van Digital doen niets liever dan nauw samenwerken met hun opdrachtgevers. Om samen te zorgen voor kant-en-klare oplossingen voor de meest uiteenlopende automatiseringsproblemen. Met hardware oftewel computers. En met software oftewel denkwerk. Denk er eens over na als er 'n storm op onze kust beukt.



DIGITAL COMPUTERS. DAAR DOE JE MÉÉR MEE. digital

B&B DG-32-1

Christiaanen & De



STORMVLOEDKERING IN OOSTERSCHELDE

**In maart 1979 zijn wij begonnen met het betonvlechtwerk voor dit project.
Voor de in totaal 66 pijlers zal het vlechtwerk circa 4 jaar in beslag nemen.
Daarbij zal dan zo'n 17.000 ton wapeningsstaal en nog eens 8.000 ton voor de supportconstructies zijn verwerkt.**

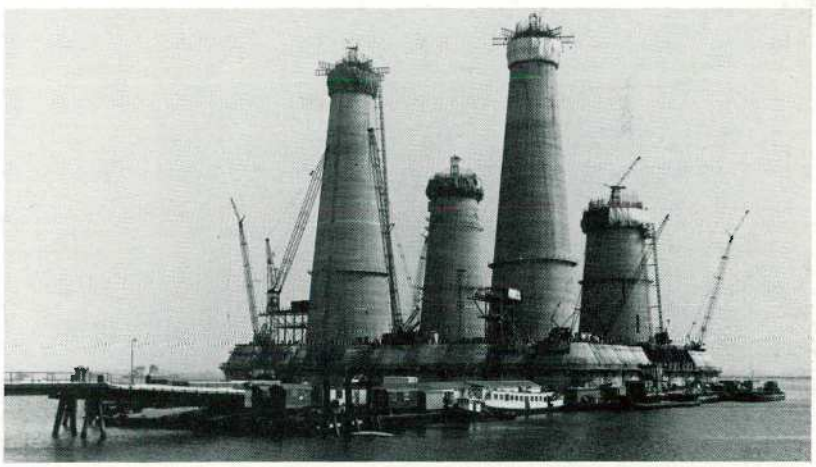
Wat wij doen en reeds deden

Koning Betonvlechtwerken b.v.



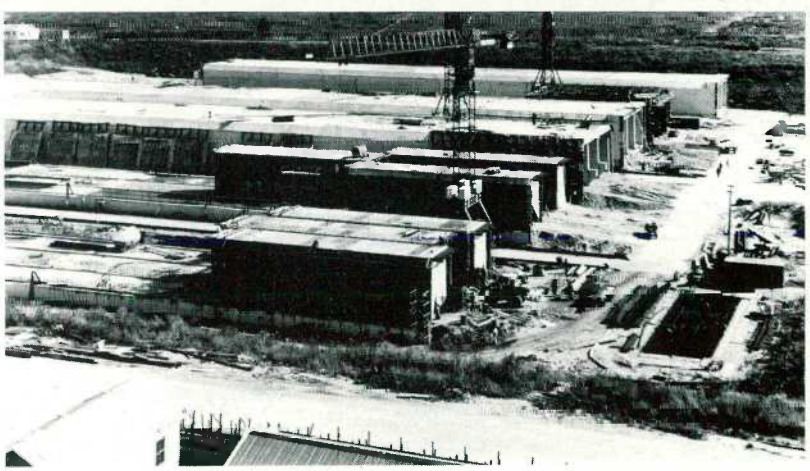
TUIBRUG OVER DE WAAL BIJ TIEL

Voor deze brug met een lengte van ruim 600 m en met 4 pilonen, elk ter hoogte van ± 50 m, verzorgden wij het totale vlechtwerk, waarbij circa 3500 ton wapeningsstaal werd verwerkt.



ANDOC-BOORPLATFORM

In dit project werd circa 10.000 ton betonstaal verwerkt. Hiervan werd meer dan de helft in glijbekisting gevlochten.



HEMSPOORTUNNEL ONDER NOORDZEEKANAAL

Voor deze tunnel met zijn 3 kokers en een lengte van 2400 meter zal voor de tunnelstukken 9000 ton betonstaal worden verwerkt en voor de aanritten nog eens 4000 ton.

CHRISTIAANEN & DE KONING B.V. De Langkamp 14 3961 MS Nieuwegein Tel. (03435) 23 34

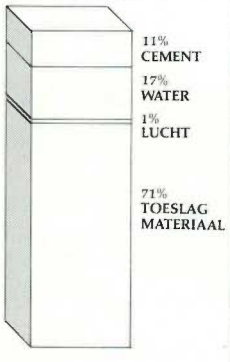
ZIN EN ONZIN OVER BETON

Beton heeft een slecht imago. Dat imago is ronduit fout. Men denkt helemaal verkeerd over beton. Dat komt door een aantal misverstanden. En die moeten voor eens en voor altijd de wereld uit!

Beton is een perfekt bouwmateriaal. Sterk en zeer duurzaam. Gemaakt van eenvoudige grondstoffen en zelfs van restprodukten. De produktie vergt een minimum aan energie. Van aantasting van het milieu hoeft geen sprake te zijn. Beton is volledig vormvrij en kan dus een prachtig bouw-resultaat opleveren. Alleen... we moeten veel beter met beton leren omgaan!

Samenstelling

Kwalitatief kan vrijwel geen enkel bouwmateriaal tippen aan goed beton. Maar het wordt gemaakt van heel eenvoudige grondstoffen. Grondstoffen, die overal ter wereld – ook in ons land – in voldoende mate aanwezig zijn.
De „uitvinding" van beton is in feite een uniek voorbeeld van het menselijk vernuft. Goed beschouwd maakt de betontechnoloog iets heel bizonders uit praktisch niets. Alleen wordt er aan het mengsel van bijvoorbeeld zand, grind en water, vóór 10 à 12 procent cement toegevoegd. Maar zelfs dàt wordt weer voor een groot deel gemaakt uit restprodukten (gegranuleerde slak van de Hoogoven-industrie)



Fabrikage

Nederland telt zo ongeveer 200 betonmortelcentrales. Die moeten relatief dichtbij de bouwplaatsen staan om efficiënt en op 't juiste moment te kunnen leveren.

In de betonmortelcentrale worden de „ingrediënten" in een perfekte samenstelling bij elkaar gevoegd en gemengd. Precies conform de bestelde kwaliteit.

Precies conform de bestelde kwaliteit.



Kwaliteit

Bijna elke toepassing vraagt om een andere kwaliteit beton. Daarom moeten opdrachtgever en leverancier goed met elkaar overleggen. Als de eisen bekend zijn weet de betonmortelcentrale precies wat hij moet leveren. Conform stringente normen. Voorzien van het Komo/Betonvereniging-certificaat.



Energie

Voor de winning en vervaardiging van bouwmaterialen is altijd energie nodig. Die zogenaamde energie-inhoud is van beton het laagst.

ENERGIE-INHOUD BOUWMATERIALEN	
60	ongewapend beton
90	kalkzandsteen metselwerk
210	gewapend beton
245	baksteen metselwerk
2000	kunststof
7900	staal
114000	aluminium

kg coal equivalent per m^3 produkt

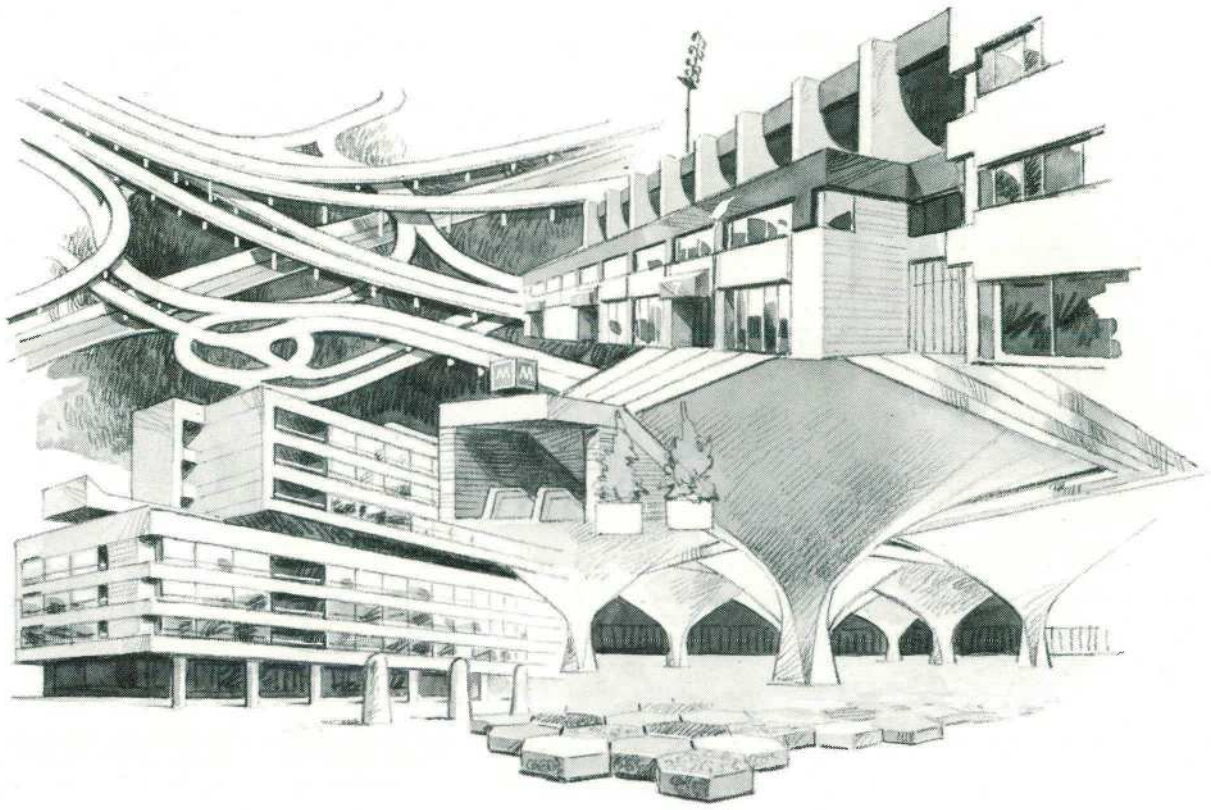
Milieu

Om de één of andere reden heeft beton de „naam" het milieu aan te tasten. Qua winning van grondstoffen en fabrikage is dat dus niet waar. In elk geval minder dan elk ander bouwmateriaal. Qua landschaps-uiterlijk is het een kwestie van een verantwoorde planologie en een goede architektuur.

Veiligheid

Beton roest niet, krimpt niet, brandt niet, trekt niet krom. Beton weerstaat wind en water, zon en regen, hitte en vorst. Goed beton brokkelt niet af, slijt niet weg, wordt niet aangevreten door vele in de natuur voorkomende chemicaliën. (Het enige, dat men beton kan verwijten, is dat het zich zo moeilijk laat slopen...). Goed berekende betonconstructies van de vereiste betonkwaliteiten, gemaakt en eventueel voorzien van „bewapening" vormen de basis van een veilig bouwresultaat.

maas
loenen a/d vecht



Toepassing

Alles wat wordt gebouwd kan van beton worden gemaakt. Grote en kleine gebouwen, woningen, bruggen, wegen, viadukten, waterwerken, tunnels, enzovoort, enzovoort.

Vormgeving

Beton is leverbaar in elke vorm en kleur. Qua uiterlijk strak en massief, of slank en speels, dan wel origineel en gevarieerd. Kwestie van de vorm waarin men het giet en het pigment, dat kan worden toegevoegd. Van kleine veelvormige stenen, via fraaie gevelornamenten tot gigantische constructies. Als u mooie bouwresultaten van beton ziet, dan is dat de verdienste van goede architekten en bouwteams. Aan 't materiaal zal 't niet liggen!

Het is dus onzin...

... om beton te beschouwen als een soort derderangs bouwmateriaal, waaruit alleen maar hoekige, grijze blokkenmassa's kunnen ontstaan. Het is onzin om te denken, dat beton het landschapsbeeld aantast en een naargeestige toekomst schept. Het doet onrecht beton te vereenzelvigen met verspilling en met begrippen als grof, vormloos en lelijk. Want beton is niet meer en niet minder dan wat klei is in handen van een beeldend kunstenaar of verf op het palet van een schilder. Het is aan de ontwerper om – ondanks eisenpakketten en budgetbeperkingen – te maken wat mooi en goed is!



Wat iedereen over beton zou moeten weten.
Deze brochure is bestemd voor eenieder, die nu toch wel eens veel meer wil weten over beton.

Beton, techniek en kwaliteit.
Deze brochure is bestemd voor architekten, constructeurs en aannemers.

Veel meer denken en doen met beton.
Deze brochure is samengesteld om bijvoorbeeld bouwopdrachtgevers, beleggers en hun architekten en bouwteams op nieuwe ideeën te brengen.

Durven Denken in Beton

vbn

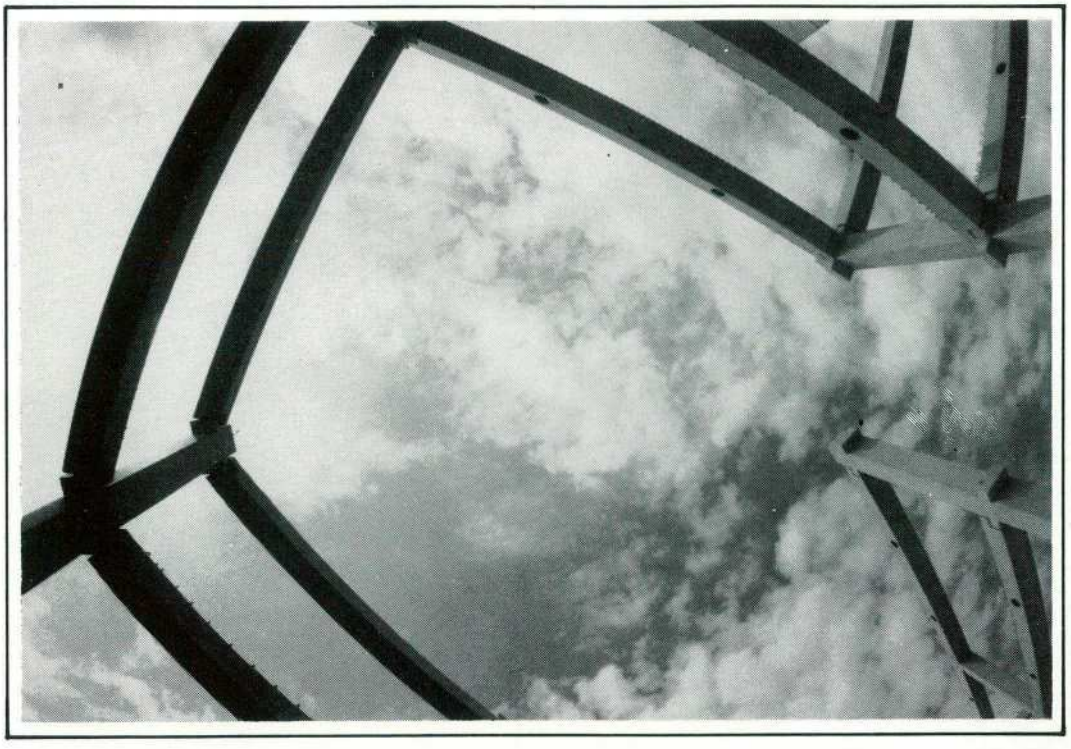
CE 1

Coupon: Gaarne ontvang ik de gratis brochure
○ Wat iedereen over beton zou moeten weten 1)
○ Beton, techniek en kwaliteit 2)
○ Veel meer denken en doen met beton 3)

Naam:
Adres:
Postcode: Plaats:
Funktie (alleen van belang bij bestelling brochure 2) of 3):

Deze coupon in envelop (zonder postzegel) zenden aan: Vereniging van Betonmortelfabrikanten in Nederland Antwoordnummer 10122 2260 WB Leidschendam.

EEN PUBLIKATIE VAN DE VERENIGING VAN BETONMORTELFABRIKANTEN IN NEDERLAND
Secretariaat: Kon. Julianaweg 122 2264 BE Leidschendam Tel. 070-271802



HAITSMA LEVERT HET HART VAN DE BOUW

Achter de gevel van een bouwwerk gaat vaak een massa denkwerk schuil, dat zo op het eerste oog niet voor iedereen te zien is. Maar u weet wel beter.

Neem een torenflat, spoorwegviaduct, een grote verkeersbrug of een kantoorgebouw van vele verdiepingen. Honderdduizenden mensen die er elke minuut van de dag gebruik van maken zijn afhankelijk van wat daar staat en ligt. Dus op de eerste plaats van de constructie: het hart van elk bouwwerk. En dat komt vaak van Haitsma.

't Begint al bij geprefabriceerde heipalen in velerlei uitvoeringen. En het gaat verder met een groot aantal andere prefab bouwelementen: balken voor vloer- en dakconstructies, vloeren, kolommen, brugplaten en verschillende typen brugliggers. Alles moet staan als een huis - vele generaties lang. Niets is dan ook aan het toeval overgelaten, want aan deze verantwoordelijkheid wordt door Haitsma zwaar getild. Vandaar onze strenge kwaliteitscontrole bij elke prefab element dat onze deur uitgaat. Maar vooral ook: de strenge voorbereidingen, vóór de eigenlijke productie begint. Zo wordt grote zorg besteed aan de maatvoering. En daarnaast stemmen bij Haitsma elke dag ontwerpers uw ideeën af op de mogelijkheden - en komen in sommige gevallen met alternatieve voorstellen. Er mag absoluut niets fout gaan. Want het kleinste foutje kan vaak veel tijd - en dus geld en vertragingen kosten.

Elk prefab bouwelement van Haitsma is een rotsvaste zekerheid op zichzelf. Juist omdat prefab elementen het hart van elke bouw zijn. Daarom maakt Haitsma niet alleen prefab maar denkt ook met u mee. Vertel Haitsma dus precies wat u op uw hart heeft - en er kan niets meer fout gaan.

Al onze activiteiten zijn overzichtelijk gebundeld in ons nieuwe technische dokumentatieboek over prefab beton.

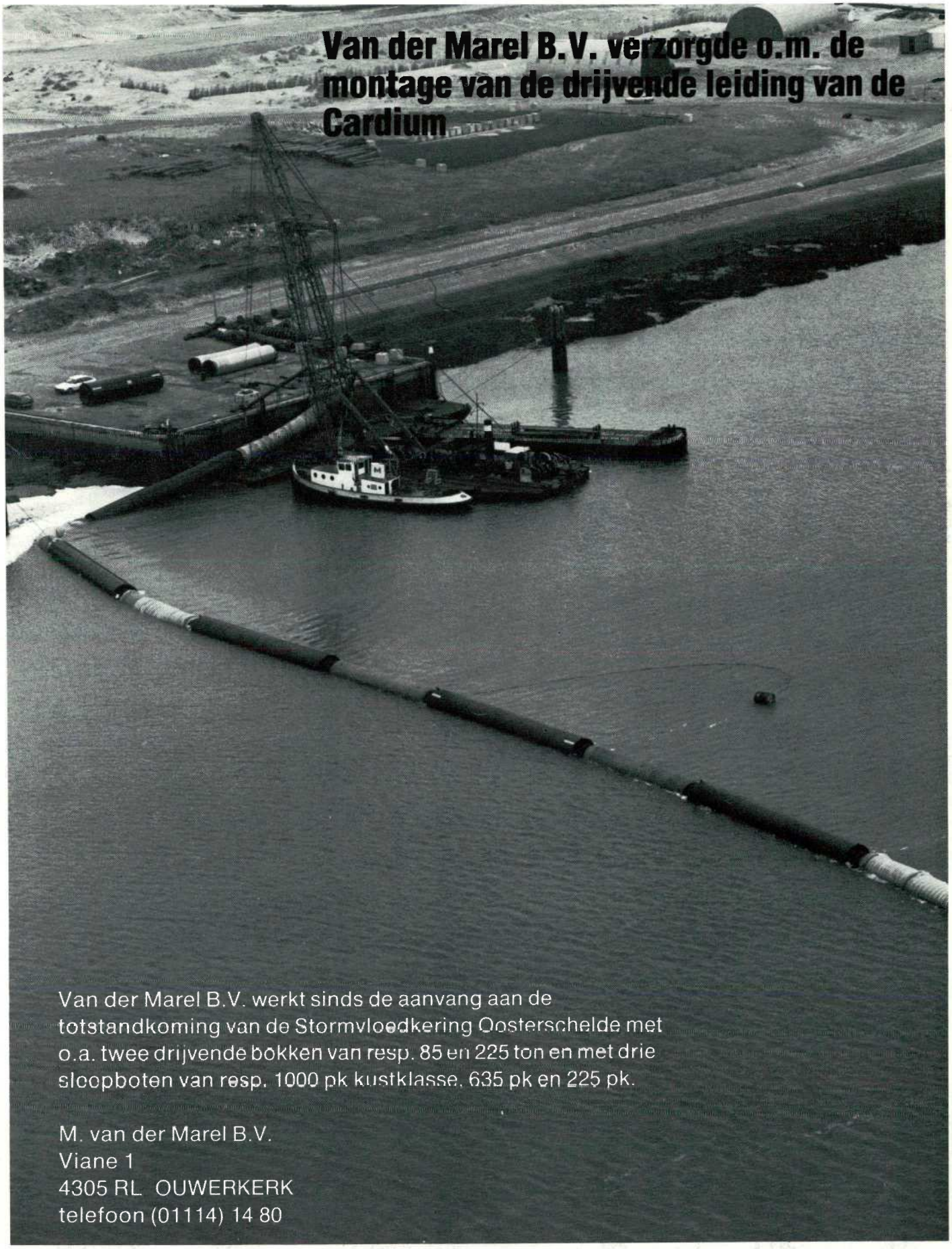


Vraag het aan. Kost niets, verplicht tot niets. De gratis heiwijzer gaat er automatisch bij.

HBI

Haitsma Bouwindustrie (H.B.I.) b.v.

kanaalweg 14 postbus 48 8860 AA Harlingen tel. 05178-3541 telex 46014



Van der Marel B.V. verzorgde o.m. de montage van de drijvende leiding van de Cardium

Van der Marel B.V. werkt sinds de aanvang aan de totstandkoming van de Stormvloedkering Oosterschelde met o.a. twee drijvende bokken van resp. 85 en 225 ton en met drie sleepboten van resp. 1000 pk kustklasse, 635 pk en 225 pk.

M. van der Marel B.V.
Viane 1
4305 RL OUWERKERK
telefoon (01114) 14 80

NEDERLAND WATERDICHT...



MET BEAMIX WATERPROOF

Nederland waterland. Mooi. Maar lastig. Beamix Waterproof/Waterwerende mortel haalt dat lastige weg. Maakt alle metselwerk en beton perfekt waterdicht. Door er een sterke, 3 mm dikke, volkomen waterdichte huid op te leggen. Een ijzersterke huid die een leven lang mee gaat. Beamix Waterproof/Waterwerende mortel is het eerste systeem op cementbasis dat volledig afrekent met elk water- en vochtprobleem.
Meer weten over Beamix Waterproof/Waterwerende mortel?
Bel of schrijf even.

Deelnemer betondag en betonwegendag '82

BEAMIX

BEAMIX WATERPROOF STEEKT ELK GEBOUW IN EEN GEZONDE HUID

Beamix Mortelproducten
Postbus 8539 5605 KM Eindhoven Telefoon 040-522555

AeroCamera

is in staat u foto's te leveren, zowel vanuit de lucht als vanaf de grond, van bijna alle werken die gedurende de laatste 35 jaren in Nederland uitgevoerd zijn.

In opdracht maken wij foto's op een door u te bepalen plaats en tijd.
Bel ons voor inlichtingen en prijzen.

AEROCAMERA - BART HOFMEESTER b.v.
Luchthaven Rotterdam
Postbus 12003, 3004 GA Rotterdam
Telefoon 010 - 15 39 28

DEITERMANN CHEMIE

brengt zijn

Cerinol beton- en speciehulpstoffen
•
Relax ontkistingsmiddelen
•
Eurolan curing compounds
•
Cerinol giet- en ondersabelingsmortels
•
Eurolan coatings
•
Plastikol lijmen en kitten
•
Adexin polijst- en betonreinigingsmiddelen

Montes Bouwchemie B.V.

POSTBUS 63 • 3417 XR MONTFOORT (UTR.)
TEL. (08357) - 2 68 – (03484) - 20 69

ndi



... met ndi staal zit je goed...!

nederlandse draadindustrie ndi b.v.
Industrieterrein Groot Boller I Blerick (Venlo-West) Postbus 42, 5900 AA Venlo tel. (077) 2 12 41 telex 58054

Mensen die computers gebruiken, moeten computers hebben die ze gebruiken kunnen.

Daarom maken wij computersystemen waar mensen in hun dagelijks werk zich prettig bij voelen. Mensen die geen ingewikkelde toestanden of tegennatuurlijke handelingen willen.

De systeemfamilie Nixdorf 8870 bijvoorbeeld. Logische lage toetsenborden, 'gefilterde' beeldschermen met individueel instelbare kijkhoek. Omdat we uit wetenschappelijk onderzoek weten wat de minste inspanning kost en het meeste omgangsgemak geeft.

De bijkomende COMET-software geeft eenzelfde gemak in de omgang. Modulair opgebouwd, gericht op alle taken van de moderne bedrijfsadministratie.

Met een reeks afleidingen bovendien voor specifieke brancheprocedures. Daardoor zo'n succesvolle oplossing voor kleine, middelgrote èn grote bedrijven.

't Is dan ook geen wonder, dat 8870 COMET in vele uiteenlopende branches op steeds meer werkplekken verschijnt om het de mensen een beetje makkelijker te maken. En de betrokken bedrijven sterker.

Wilt u er meer van weten? Wij staan voor u klaar. Dienstbaar tot&met.
Nixdorf Computer BV, Europalaan 101,
3526 KR Utrecht, telefoon 030 - 884404.



Vraag Nixdorf.

NIXDORF
COMPUTER

Wilt u ons nader informeren over
Nixdorf 8870 COMET?

Firma: _____

Adres: _____

Postcode/plaats: _____

Telefoon: _____

T.a.v.: _____

in ongefrankeerde envelop naar:
Nixdorf, antwoordnummer 243, 3500 ZB Utrecht.

Noordhoek B.V.

SCHEEPVAART- en DUIKBEDRIJF

KOKMEEUWSTRAAT 49 4301 WP ZIERIKZEE
Telefoon: 01110-3789

sinds 1957 betrokken bij de deltawerken

VERHUUR VAN:
Duikvaartuigen (met speciale verhaalsystemen)
Bergingsvaartuigen (binnen- en buitengaats)
Pompboten (zandpompen)
Motorsleepboten
Decompressietanks

UITVOERING VAN ALLE VOORKOMENDE DUIKERWERKEN

Onderwatercontrole (TV-foto)
Onderwater onderhoud en adviezen
Onderwater - lassen - branden - coatings - e.d.

PLEEG OVERLEG EN WIJ STAAN VOOR U KLAAR!

Wij leveren:
Zand- en grindtrechters
Silo's
Bovenloopkranen
Portaalkranen
Zwenkkranen

Machinefabriek Bollegraaf B.V.
Breevaartstraat 11-19
3044 AG Rotterdam
tel. 010 - 15 52 77
telex 27232

BETONPROBLEMEN? BATEC LOST ZE OP, OOK DE UWE!

In een bewerking kunnen ernstig aangetaste galerijen worden hersteld, van een schrob- en druiprand voorzien, en kan de dekking met 2 cm worden vergroot.

Deze mogelijkheid biedt spuitbeton!

Gerenoveerd door de vakkundige betonspuiters van Batec kan beton van galerijen weer jarenlang mee.
Omdat de wapening weer wordt omgeven door hoogwaardig beton krijgt het betonijzer geen kans meer opnieuw te gaan roesten.

Een reparatie met spuitbeton is een reparatie die de jaren kan trotseren.



BATEC BV
Broekermeerstraat 119, 2131 AR Hoofddorp
Telefoon (02503) 13841. Telex 41857

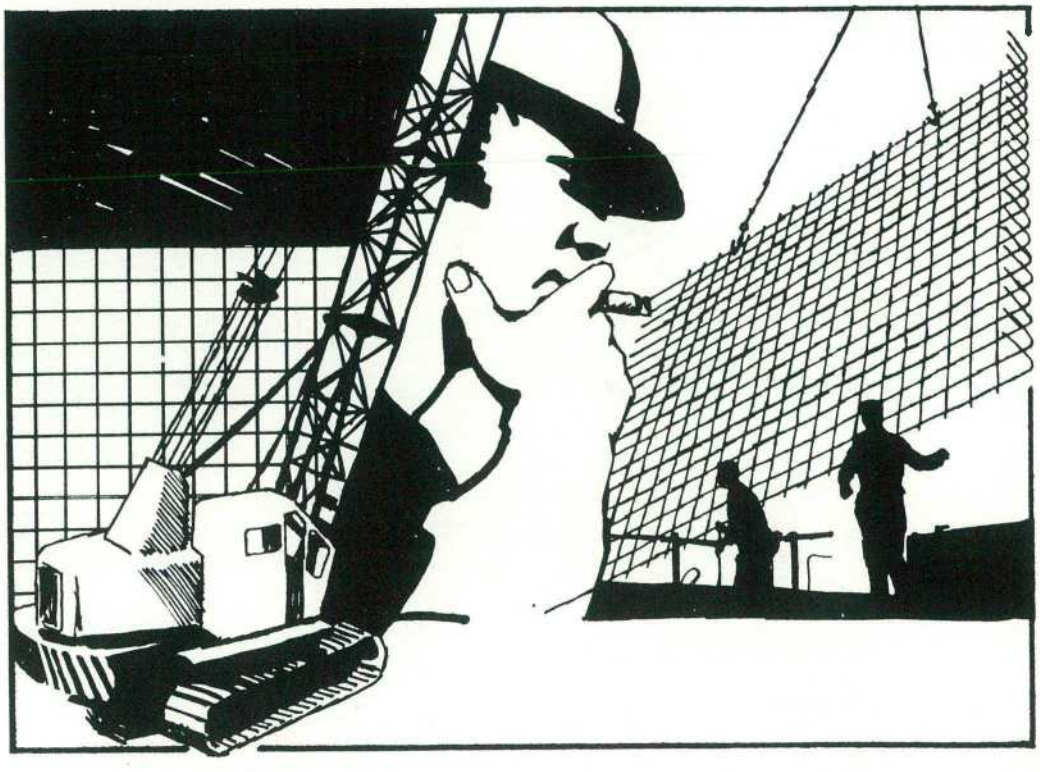
Bouwstaal

NU MET KOMO CERTIFICAAT

Société anonyme

van Veldekade 361
Postbus 5031
5201 GA 's-Hertogenbosch
Telefoon (073) 12 09 00
Telex 50038 trarb. nl.

TREFILARBED



Waar zullen we deze pijlers plaatsen?

Precies op de plaats waar onze opdrachtgevers ze hebben willen. Met een nauwkeurigheidsgraad van enkele centimeters. Zelfs bij ruwe zee!

Dank zij de geavanceerde en geintegreerde computersystemen en een kombinatie van de meest moderne know-how en beheersing van de techniek van navigeren en positioneren door Intersite Surveys. Daarmee dient Intersite Surveys de Offshore en Coastal Engineering Industrie over de hele wereld.
Zo ook is het survey systeem voor het plaatsen van de pijlerdam in de Ooster-Schelde ontwikkeld.
Waar 66 pijlers, variërend in hoogte tussen 35 en 45 meter en met een gewicht van zo'n 18.000 ton elk, 'n precies plaatsje moeten en zullen vinden.
Akkuraat en op de centimeter!



Intersite Surveys

Intersite Surveys bv
Stationsplein 92A, 2011 LM Haarlem,
tel. 023-319548, telex 71131



VEMO BETONBEVESTIGERS

Bel of schrijf voor onze overzichtsposter.



Ankerrail.
Voor handelsbouten.
M6 t/m M20.
Lengten van 60 t/m 5000 mm.



Nr. 1036 in:
Staal: Blank/gebichromatiseerd.
Messing.



Nr. 1980 Demu-Anker in:
Staal: Blank/gebichromatiseerd.



Nr. 1130 in:
Staal: Blank/gebichromatiseerd.
Zonder flensplaat nr. 1142.



Nr. 1074-A in:
Staal: Blank/gebichromatiseerd.
R.V.S. 303.
R.V.S. 316 Ti.



Nr. 1200-G.
Hijshuis in:
Staal: Blank/gebichromatiseerd.



Nr. 1550.
Ankerbus in:
Staal: Blank/gebichromatiseerd.
R.V.S.

Vemo betonbevestigers zijn, afhankelijk van het type belastbaar van 1 tot 100 kN

DEMU

DEMU METAALINDUSTRIE BV ATOOMWEG 1, 3542 AA UTRECHT, TEL. 030-44 24 21

esbi

reklameborden
stickers
gevelbelettering
magn. rekl. platen

STEBOPA

stellingbouw
voor
reklameborden

bleskensgraaf 01849-1866*

HOUTBOUW TRIO B.V.
SYSTEEM- EN UNITBOUW



T.B.V. DE STORMVLOEDKERING-OOSTERSCHELDE IS DOOR HOUTBOUW TRIO B.V. CA. 14.000 M² AAN KANTOREN, WERK- EN PERSONEELSVERBLIJVEN GELEVERD.

HOUTBOUW TRIO B.V. VUREN

WAALDIJK 64
TEL. (01830) - 3 18 11
POSTADRES:
POSTBUS 14 - 4214 ZJ VUREN

ahrin

WILD
HEERBRUGG



Instrumenten voor wetenschap en techniek

Tachymat TC-1

microprocessor gestuurde tachymeter, met opzetbare digitale cassetterecorder.

Berekening en digitale weergave van:

- schuin- en horizontaal gemeten afstand, inkl. korrekties
- hoogteverschil en hoogte van de richtpunten, inkl. korrekties
- koördinaten van aangemeten richtpunten
- horizontale- en vertikale hoekwaarde in 400 g of 360°

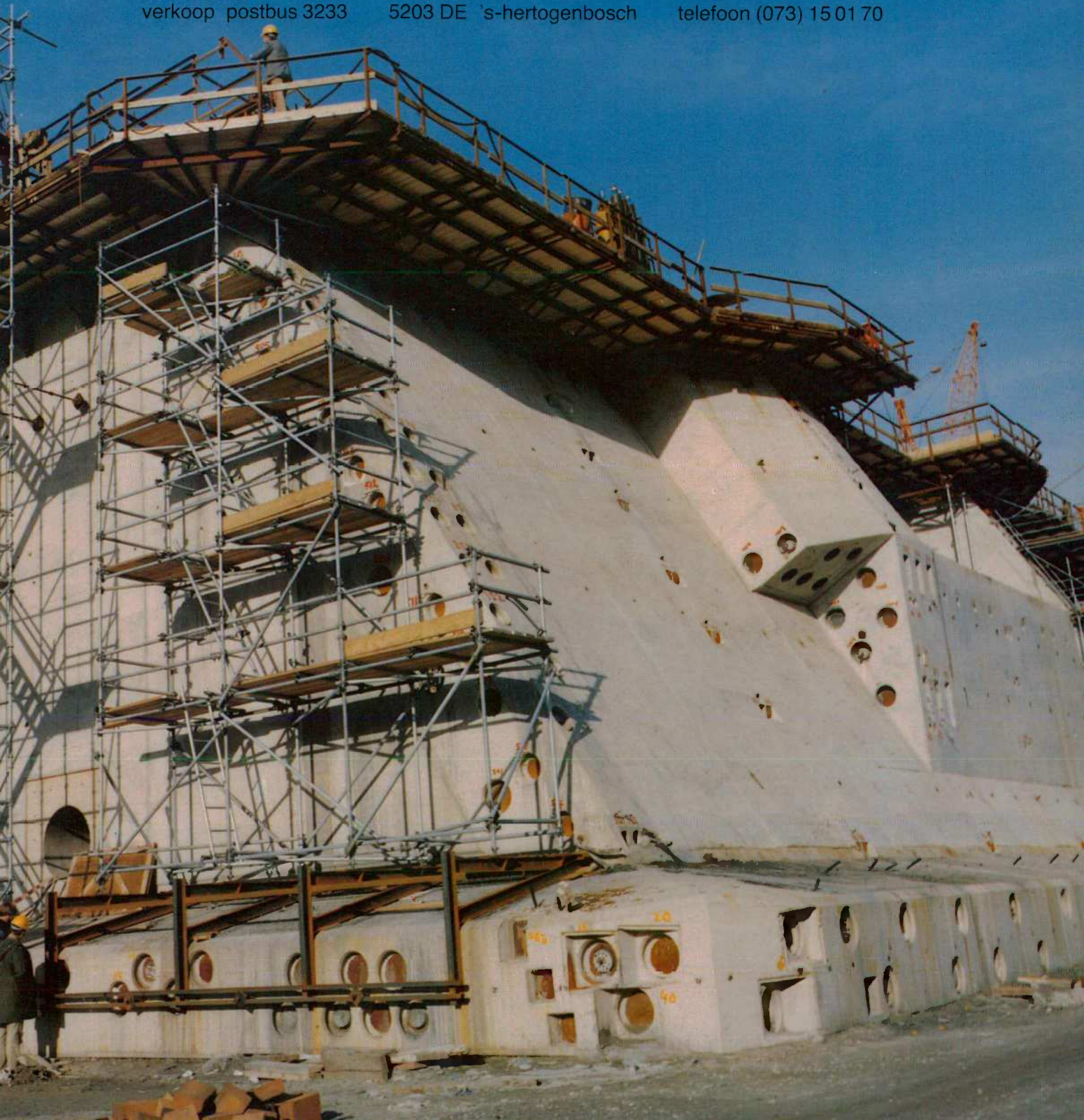
— **flexibele koderingsmogelijkheid van meetgegevens**
— gemeten waarde in engels- of metrisch stelsel
— capaciteit cassetterecorder: 1800 datalijnen, met automatische nummering
— geschikt voor teruglezing van opgeslagen informatie en voor computerinvoer (RS232C)

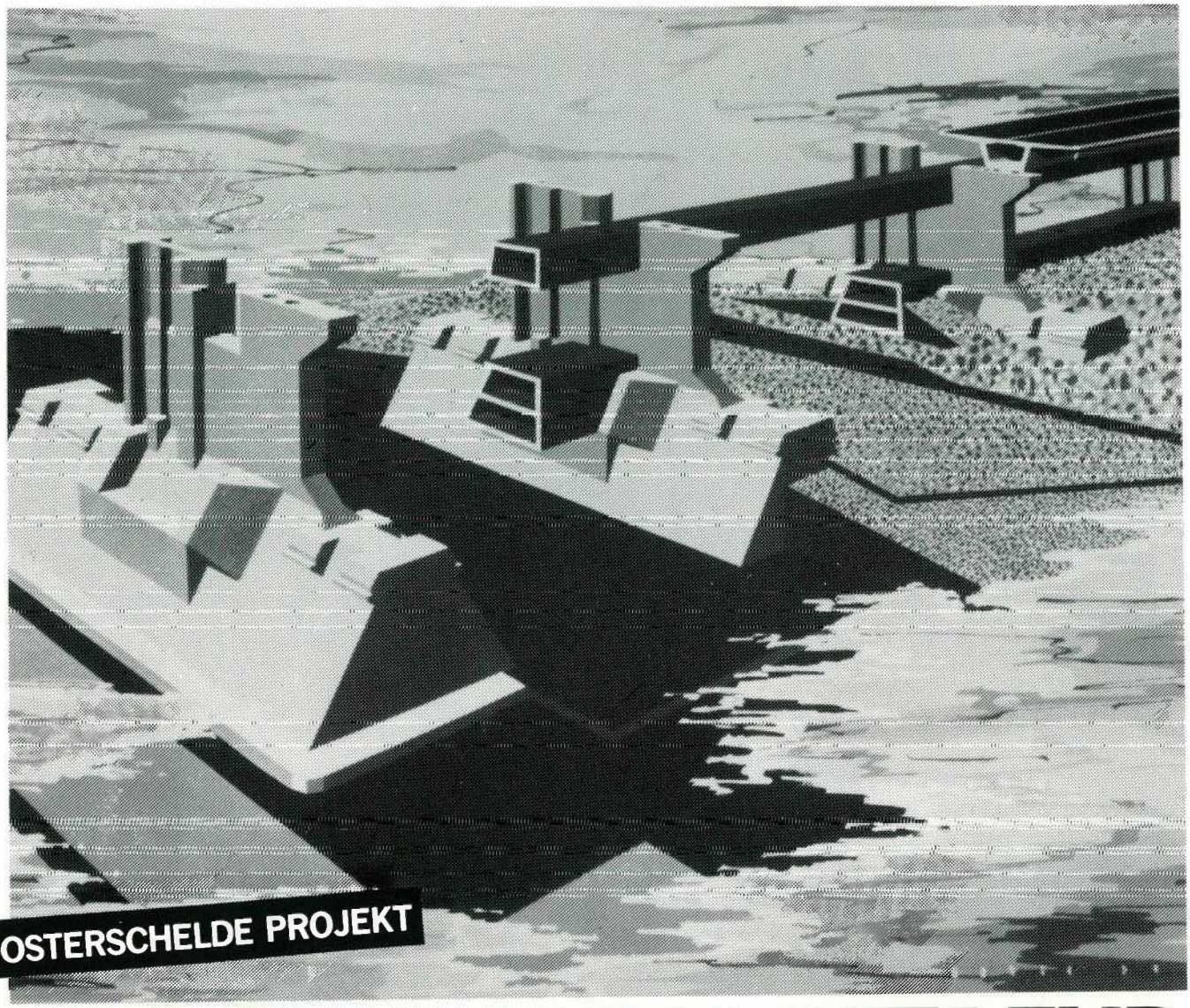
ahrin

Afdeling Geodesie en Systemen
Postbus 80, 2280 AB Rijswijk
Tel. 070 - 99 11 50, telex 32451

Een uniek project vraagt om een goed cement: Robur hoogovencement klasse A

ENCI
eerste
nederlandse
cement
industrie (enci) nv
verkoop postbus 3233 5203 DE 's-hertogenbosch telefoon (073) 15 01 70





PROJEKTEN VAN DEZE TIJD STEUNEN OP BEKAERT.

Bekaert levert natuurlijk voorspanstaal: mèt KOMO-certificaat en volgens NEN-norm.

Bekaert heeft ook een geweldige know-how in draad en staal, opgebouwd in meer dan 100 jaar.

Van die know-how is ook gebruik gemaakt in het Oosterscheldeprojekt; met kabeltjes, matten en korven, de laatste zelfs ter plekke op Bekaert machines in vorm gewalst.

Wilt u meer informatie over andere eigentijdse projekten, neem dan kontakt op met:

BEKAERT
MEER DAN DRAAD

Bekaert Nederland B.V. Postbus 169, 3350 AD Papendrecht, Tel. 078-158500, Telex 29378

newa techniek is vertrouwd met het leveren van **komplete laboratoria over de gehele wereld.**



Newa Techniek levert komplete laboratoria voor o.a. betonmortelcentrales, betonwarenfabrieken, keuringsinstituten, technische hogescholen, middelbaar en hoger beroepsonderwijs en last but not least mobiele laboratoria voor de bouwplaats.

Newa Techniek levert daarbij apparatuur voor cementonderzoek, grondstoffenonderzoek, onderzoek gemengde-, niet verharde beton, onderzoek verharde beton en betonkonstrukties en voor onderzoek bouwelementen en betonwaren.

Newa Techniek is er tenslotte trots op, dat zij de laboratoria mocht inrichten voor de projekten Oosterschelde Stormvloedkering en Philipsdam

newa techniek bv

newa techniek bv
penningweg 52
4879 AG etten-leur
postbus 116
4870 AC etten-leur
telefoon 01608 - 15900*
telex 54600



overzicht van het werkeiland in de monding van de Oosterschelde per medio juni 1982

dosbouw

De Oosterschelde Stormvloedkering Bouwkombinatie v.o.f.

gevormd door:

Ballast-Nedam Groep NV
Koninklijke Boskalis Westminster NV
Baggermaatschappij Breejenbout BV

Hollandsche Beton Groep NV
Van Oord-Utrecht NV-A.C.Z. BV
Koninklijke Volker Stevin NV

Stormvloedkering Oosterschelde

Eind 1979 werd een speciaal nummer van *Cement* uitgebracht over de toen nog maar kort in aanbouw zijnde stormvloedkering die ook in deze uitgave opnieuw centraal staat. In de afgelopen drie jaar zijn enorme prestaties geleverd en de opgedane ervaringen zijn talrijk op vele gebieden. De pijlers zijn bijna klaar en met de speciale vaartuigen wordt druk gewerkt of proefgedraaid.
De meest interessante uitvoeringsfase staat voor de deur: het plaatsen van de pijlers in de sluitgaten. Op 1 januari 1983 wordt daarmee begonnen. Juist deze fase leent zich bij uitstek voor een wereldwijde kennismaking en als de oorspronkelijke planning was gehaald, zou het plaatsen van de pijlers nu in volle gang zijn. Daarom was het Delta Barrier Symposium dat van 13 tot 15 oktober in Rotterdam is gehouden, in deze tijd gepland. De redactie van *Cement* heeft meegewerkt aan de totstandkoming van de Engelstalige Proceedings voor dit symposium. Het novembernummer van *Cement* is daarvan – in grote lijnen – de Nederlandse evenknie.

Werd in 1979 meer het ontwerp van de stormvloedkering toegelicht, nu staat de praktijk van de uitvoering centraal. Maar ook worden de achtergronden van de huidige ontwerpcriteria voor zeewaterkeringen aan de jongste inzichten getoetst. De ontwikkelingen van de prefabricage in de waterbouwkunde en het werken met volledig nieuw materieel zijn onderwerpen die nog niet eerder werden beschreven. Aandacht wordt besteed aan de probabilistische ontwerpmethode en aan de duurzaamheid van de betonconstructie in samenhang met de bescherming tegen corrosie van voorspanstaal en wapeningsstaal. De onderzoeken naar duurzaamheid en erosiebescherming waarop men zich bij het ontwerpen heeft gebaseerd komen eveneens aan de orde. De ervaringen opgedaan tijdens het prefabriceren van de pijlers met name wat betreft het koelen van de massieve constructies worden behandeld alsmede ontwerp en contructie van bewegingswerken.
Al is de stormvloedkering een immens werk, het zijn mensen die eraan werken en daarom verdienen de arbeidsomstandigheden nadere aandacht. Het 'monteren' van de stormvloedkering uit de verschillende geprefabriceerde onderdelen staat te gebeuren en de daarmee samenhangende aspecten als transport en plaatsing, maatafwijkingen en toleranties worden uitgebreid beschreven.

Wij zijn de vele auteurs erkentelijk voor hun medewerking, wat ook geldt voor de tekenkamers van Rijkswaterstaat en Dosbouw, waar de vele tekeningen voor dit speciale nummer zijn vervaardigd. Zodoende heeft *Cement* deze uitgave over het grootste waterstaatwerk in Nederland tot stand kunnen brengen. **Red.**

Introductie

ir. J. van Dixhoorn
Directeur-Generaal van Rijkswaterstaat



1
Nederland en Europa

Na de stormramp van 1953 waarbij 1800 mensenlevens te betreuren waren en 150 000 hectaren land werden overstroomd, is een plan ontwikkeld om een dergelijke ramp in de toekomst te voorkomen.
Het zogenoemde Deltaplan voorzag in de afsluiting van de zeearmen in het zuidwesten van ons land door middel van dammen. Alleen de Westerschelde en de Rotterdamse Waterweg dienden open te blijven vanwegen de achterliggende havens.

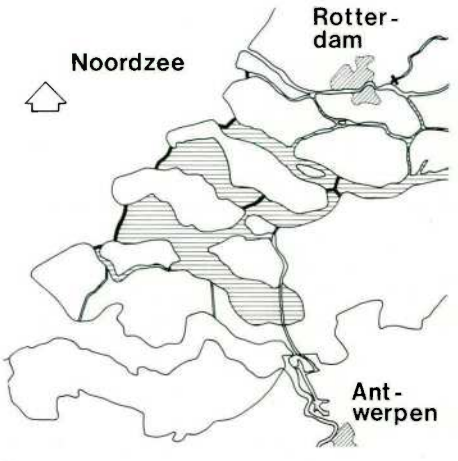
In 1957 is de Deltawet aangenomen. Niet alleen werd een betere bescherming tegen de zee nagestreefd, ook de zoetwaterhuishouding werd verbeterd. Door de dammen zouden bovendien de Zuidhollandse en Zeeuwse eilanden ontsloten worden.



2
Situatie overstroomd gebied in 1953

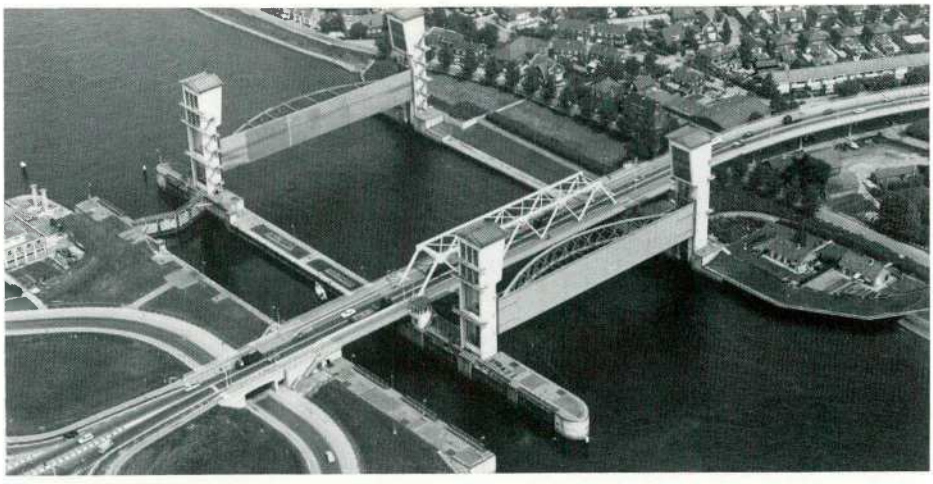
Het begin van de jaren '50, toen de wederopbouw na de tweede wereldoorlog zijn voltooiing naderde, was een gunstige periode voor nieuwe ontwikkelingen. Door bevolkingstoename en een sterk groeiende industrie kwam het belang van het milieu steeds sterker naar voren. Daarbij ging het niet alleen om bescherming tegen stormvloeden, maar ook om de wijze waarop het water van de Rijn en het Deltagebied kon worden gebruikt.
Het Deltaplan bracht dus meer dan alleen bescherming en de uitvoering ervan begon met de verdediging van de meest kwetsbare plaatsen in het land rondom Rotterdam en met de afsluiting van de smalste zeearmen. Zo werd in 1958 begonnen met de bouw van een beweegbare stormvloedkering in de Hollandse IJssel. De omstandigheden voor de scheepvaart en de scheepsbouwindustrie achter de kering bleven bij de gekozen oplossing bijna onveranderd. Voor perioden waarin de kering is gesloten kan de scheepvaart gebruik maken van een schutsluis naast de stormvloedkering.

Een belangrijk onderdeel van de Deltawerken vormen de grote uitwateringssluizen in het Haringvliet die halverwege de jaren '60 gereed kwamen. Het officiële tijdschema werd nauwkeurig nagekomen en de ontwikkeling van nieuwe bodembeschermingsmethoden, dijkbouw en sluitingsoperaties wezen erop dat de grootste zeearm – de Oosterschelde – in 1978 zou kunnen worden afgesloten met een dichte dam. Achter deze



3
Oorspronkelijk Deltaplan

4
Beweegbare stormvloedkering in de Hollandse IJssel
foto: KLM-Aerocarto



dam zou een brakwater meer van lieverlee zoet worden, wat voor de landbouw op de eilanden gunstig zou zijn. Echter, de bevolking kreeg in die tijd meer belangstelling voor het milieu, met inbegrip van het behoud van het landschap en speciaal ten aanzien van natuurgebieden. Zo werd ook de Oosterschelde met z'n betrekkelijk grote getijverschillen, grote zandbanken en ondiepten, meer en meer van belang voor de oester- en mosselkwekerij en daarnaast voor biologen die in dit gebied bijzonder interessante en unieke ecologische processen ontdekten.
De Oosterschelde bleek een estuarium te zijn met een grote planktonproduktie en een van de kraamkamers voor de fauna in de Noordzee.

Een herbezinning op de afsluiting was noodzakelijk. Er brak een lange periode aan van politieke debatten, demonstraties van actiegroepen en wetenschappelijke confrontaties, voordat de regering een nieuwe studie aankondigde met betrekking tot de totale afsluiting van de Oosterschelde.

Rijkswaterstaat, als onderdeel van het ministerie van Verkeer en Waterstaat moest deze studie ter hand nemen. Op basis van de studie naar de uitvoerbaarheid nam de regering in juni 1976 de beslissing een stormvloedkering te bouwen in de monding van de Oosterschelde. De kering kan worden gesloten als een stormvloed wordt voorspeld.

In normale omstandigheden zal de kering geopend zijn, zodat het Oosterscheldebassin meestal onder invloed van eb en vloed zal blijven staan.
In principe is de constructie van de kering vergelijkbaar met de stormvloedkering in de Hollandse IJssel. Alleen de overwegingen die ten grondslag liggen aan deze oplossing zijn voor een deel anders: het hoofddoel van beide keringen is bescherming tegen hoge getijden; een bijkomend doel is voor de Hollandse IJssel in alle omstandigheden de scheepvaart mogelijk te maken en voor de Oosterschelde het milieu te laten voortbestaan.

In deze uitgave van het tijdschrift *Cement* – die een afspiegeling vormt van het in oktober gehouden Delta Barrier Symposium – wordt gedetailleerde informatie gegeven onder de voorwaarden en resultaten van de door Rijkswaterstaat uitgevoerde studie, evenals over ontwerp en uitvoering van de stormvloedkering.
Voor een veelomvattend en ambitieus plan als deze stormvloedkering is een krachtinspanning nodig van alle waterbouwkundige disciplines.
Daarom is er van het begin af aan een nauwe samenwerking geweest tussen Rijkswaterstaat, aannemers, ingenieursbureaus en researchinstituten zoals het Waterloopkundig Laboratorium te Delft en de Voorst, alsmede het Laboratorium voor Grondmechanica te Delft.

Drie Rijkswaterstaatdiensten zijn nauw betrokken bij de bouw van de stormvloedkering:
– de Deltadienst als coördinator en algemeen ontwerper voor alle projecten in het Deltagebied;
– de Directie Bruggen die alle staalconstructies ontwerpt;
– de Directie Sluizen en Stuwen die alle betonconstructies ontwerpt.

Gewoonlijk wordt een project ontworpen door Rijkswaterstaat en vervolgens aanbesteed. Toezicht tijdens de bouwfase wordt eveneens uitgeoefend door Rijkswaterstaat.
Vanwege de complexheid van het project en de korte beschikbare bouwtijd, is een andere methode toegepast. In een vroeg stadium is een consortium van aannemers 'Dosbouw' uitgenodigd deel te nemen aan onderhandelingen volgens algemene criteria betreffende hun bekwaamheid, de kosten van hun materieel, de overheadkosten enz.
Resulterend is een 'overall' contract opgesteld dat de criteria behelst voor de deelcontracten; deze worden in een later stadium nader uitgewerkt. Aangezien de bouw van de stormvloedkering verscheidene jaren zal vergen, kunnen nieuwe technieken in nauwe samenwerking met de aannemer worden ontwikkeld. De vorm van dit contract maakt het mogelijk dat zowel aannemer als opdrachtgever profijt hebben van deze nieuwe ontwikkelingen.

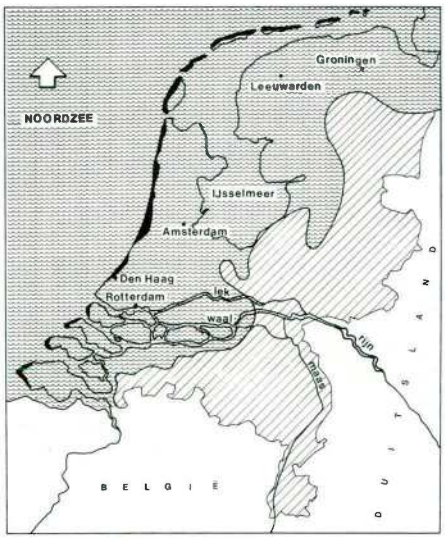
5
Spuisluizen in het Haringvliet
foto: Aerocamera



N.B. De meeste foto's zijn afkomstig van onderstaande fotografen; bij de diverse foto's is de bron kort aangegeven.
- Aerocamera, Bart Hofmeester, Rotterdam
- Jack van Bodegom, Spijkenisse
- Delta-phot, Middelburg
- Hoofddirectie Waterstaat, bureau Reprografie, 's-Gravenhage
- KLM-Aerocarto, Schiphol

prof.ir.J.F.Agema
hoogleraar TH-Delft

30 Jaar ontwikkeling in de ontwerpcriteria voor zeewaterkeringen en waterbouwkundige constructies



Nederland zonder dijken

Gebied gelegen boven stormvloedpeil (N.A.P. + 5 m)

1
Nederland zonder dijken

Inleiding

Meer dan de helft van ons land ligt onder stormvloedpeil *(fig. 1)*, wat inhoudt dat de bescherming van ons dichtbevolkte 'polderland' door duinen, dijken en andere waterbouwkundige werken, van immens belang is. Gedurende meer dan 1000 jaar berustte het ontwerpen van dijken grotendeels op praktijkervaring. Na de stormramp in 1953 is een aanzienlijke verbetering bereikt door de introductie van de natuurlijke randvoorwaarden en daaruit afgeleide belastingen als stochastische verschijnselen. Zo werd een beter geometrisch ontwerp mogelijk.
Een geheel probabilistisch ontwerp, waarbij rekening wordt gehouden met belasting, vorm en sterkte, is op dit moment nog niet haalbaar, vanwege een gebrek aan kennis, met betrekking tot de sterkte bij de verschillende uiterste grenstoestanden.

Na een korte uiteenzetting over geografie, de bescherming tegen het water in de loop der tijd, stormvloeden en hun gevolgen alsmede polders, zullen de genoemde ontwerpaspecten worden besproken.

Geografie

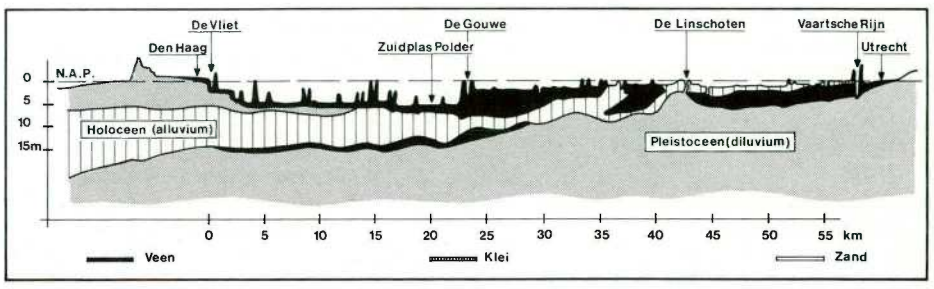
Geografisch gezien behoort Nederland tot het alluviale kustgebied van de Noordzee. Meer dan de helft van ons land, het westelijke en noord-westelijke deel, bestaat uit alluv aanvallen van de Noordzee (hoge waterstanden, golven en stromingen).
door duinen en dijken beschermd tegen aanvallen van de Noordzee (hoge waterstanden, golven en stromingen).
Ongeveer 60% van de bevolking leeft in deze lage gebieden. Het oostelijke deel van ons land is ontstaan tijdens het pleistoceen en gaat terug tot een der ijstijden.
Het lage deel van Nederland omvat grotere en kleinere gebieden, die natuurlijk door middel van sluizen bij laag water en/of kunstmatig door pompgemalen worden drooggehouden. Deze gebieden (polders) bezitten een aanzienlijke mate van technische en bestuurlijke onafhankelijkheid. Het stroomgebied van Rijn, Maas en Schelde waar deze de Noordzee bereiken, staat bekend als het Deltagebied. De IJssel – als zijrivier van de Rijn – mondt uit in het IJsselmeer.

De geschiedenis van de bescherming tegen de zee

Geologie

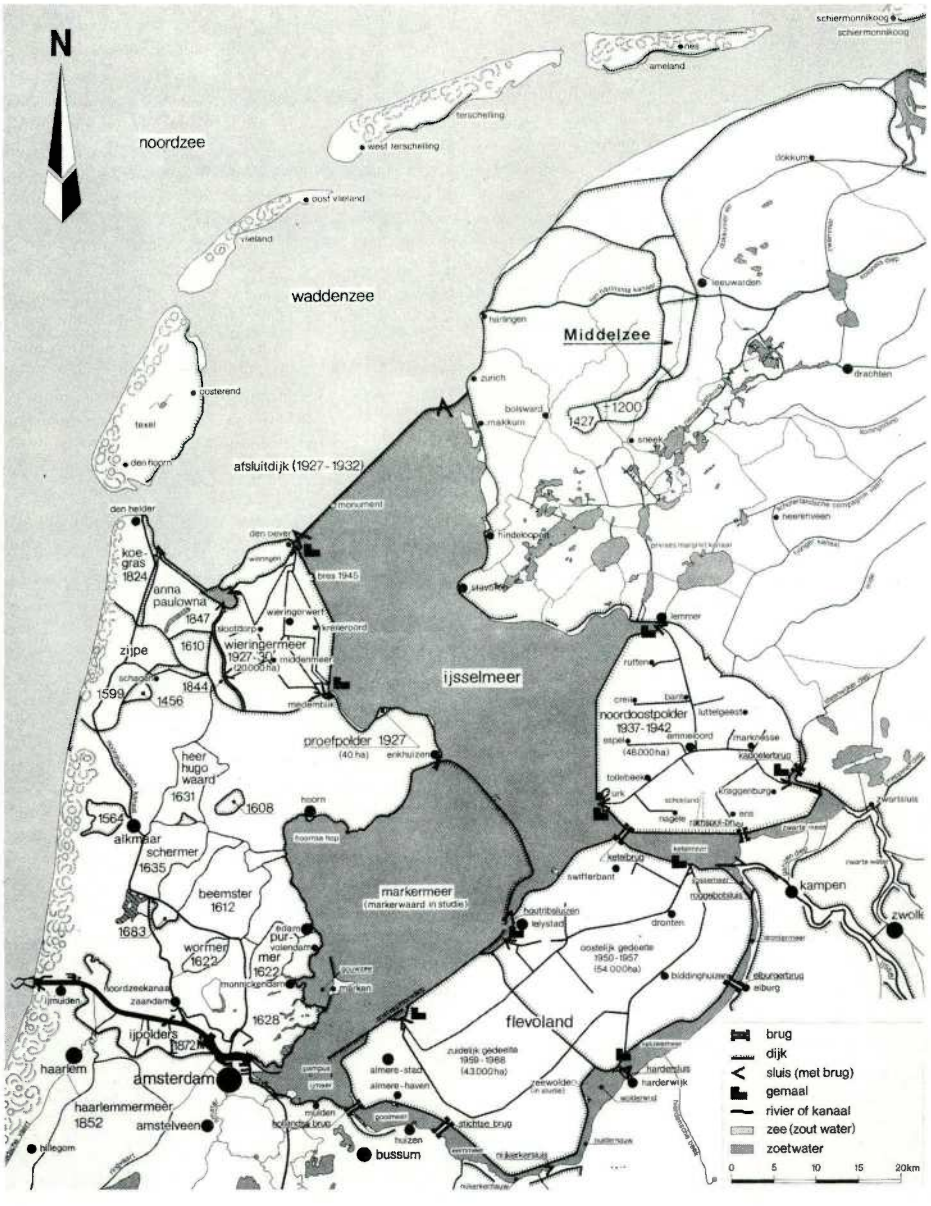
Om de bescherming van het land door dijken in de loop der geschiedenis beter te begrijpen, is het nodig de geleidelijke rijzing van de zeewaterspiegel en de afzetting van sedimenten door de Noordzee en de rivieren te kennen.
Uit geologische studies is gebleken dat de zeewaterspiegel gedurende duizenden jaren is gestegen. Er zijn perioden geweest met toenemende stijging en perioden die een langzame ontwikkeling te zien gaven. Af en toe trad een omgekeerde beweging op. Ongeveer 1000 jaar voor Christus was het zeewater 16 tot 18 meter lager dan thans het geval is. Voor die tijd was de Noordzee land.

Tijdens één van de geologische periodes zijn de duinen langs de Noordzee ontstaan. Tussen deze duinrug en het hoger gelegen pleistocene gebied in het oosten, zijn zand en slib afgezet. De rivieren Rijn, Maas en Schelde voegden daar rivierslib aan toe en zo werd door regelmatige overstromingen het land opgebouwd en gevormd. Als gevolg van deze processen toont het geologische profiel van westelijk Nederland zand-, slib- en veenlagen *(fig. 2)*.



2
Geologisch profiel van westelijk Nederland

3
Afsluitdijk en IJsselmeerpolders



Tijdens stormvloeden drong het water van de Noordzee de laaggelegen gebieden binnen via de riviermondingen en doorbraken van de duinen. Dit bracht erosie van land met zich mee en het ontstaan van nieuwe inlaten. Twee belangrijke gebeurtenissen waren het ontstaan van de Zuiderzee en de Waddenzee *(fig. 3)*.

Vroege nederzettingen

Lang voor onze jaartelling moeten mensen in de onbeschermde lage delen van Nederland hebben gewoond. Pas omstreeks het begin van de eerste eeuwen leerde men zichzelf en de veestapel te beschermen tegen stormvloeden op natuurlijke hoger gelegen gedeelten van het land en op kunstmatige kleiheuvels (terpen) waarop huizen en schuren werden gebouwd. Veel van die vroege nederzettingen vormden de kern van latere dorpen en steden. Als men de eenvoudige hulpmiddelen beschouwt waarmee in die tijd het graafwerk en het transport van grond werd verricht en de terpen gebouwd, raakt men geïmponeerd door de reusachtige prestatie die deze vroege bewoners hebben volbracht. Verschillende terpen waren namelijk omvangrijker dan de beroemde pyramiden van Cheops.

Een belangrijke stap ten aanzien van het verbeteren van de leefomstandigheden en de veiligheid werd gezet door het bouwen van dijken.

Bescherming door dijken

In de negende eeuw werden de eerste dijken gebouwd. Deze dijkaanleg ontwikkelde zich zodanig dat in de 13e eeuw gesproken kan worden van een zekere georganiseerde dijkbouw. De organisatie en aanleg van dijken was in handen van mensen die de gevaren van het water terdege kenden. Aanvankelijk was het doel defensief: men beschermde het land waar men leefde.

In een latere fase werd de dijkbouw ook offensief toegepast, met name het winnen van land op de zee. Op deze wijze is, vanaf het midden van de 13e eeuw, in totaal ca. 550 000 ha land ingepolderd. Maar in de loop der tijd is veel van het gewonnen land verloren gegaan door overstromingen tijdens stormvloeden waarbij veelal dijken vernield werden.

Een ander verschijnsel betrof het optreden van dijkvallen langs geulen in getijgebieden waarbij gedeelten van dijken in het water verdwenen. Bij hoge waterstanden (onder meer stormvloeden) overstroomde dan de zee het achterliggende land. Toch was er altijd de menselijke wil om de zee terug te slaan. Het grootste deel van het land werd dan ook heroverd, ondanks de steeds terugkerende stormvloeden.

Stormvloeden en hun effecten

De Nederlandse geschiedenis wordt gekenmerkt door overstromingen. De oudst bekende is die van 1287 toen het gehele land werd getroffen. In het noorden verdronken 50 000 mensen.

Ongeveer 380 000 hectaren land werd overstroomd tijdens een stormvloed in 1825, hoofdzakelijk rondom de Zuiderzee gelegen. Dezelfde gebieden werden ook in 1916 bij een zware storm getroffen. Deze overstroming gaf de stoot tot de aanleg van de 32 km lange Afsluitdijk waarmee de kustlijn met 300 km dijk werd verkort. Deze dijk, voltooid in 1932, bevat onder meer uitwateringssluizen bij Den Oever en Kornwerderzand.

De meest recente overstroming is die van 1 februari 1953 toen een zware noordwester storm het zuidwestelijk deel van Nederland trof. Het water bereikte een hoogte van 3 tot 3,5 m boven normaal hoogwater en het overtrof op sommige plaatsen eerder opgetreden stormvloeden met ongeveer 0,5 m. De dijken waren niet opgewassen tegen deze waterstanden en op honderden plaatsen werden ze beschadigd en braken door, over een totale lengte van 190 km.

Door zo'n 90 doorbraken overstroomde 150 000 ha polderland, waardoor meer dan 1800 mensen verdronken. Bovendien moesten ca. 100 000 bewoners worden geëvacueerd. Een groot deel van de veestapel verdronk en duizenden gebouwen werden vernield of beschadigd.

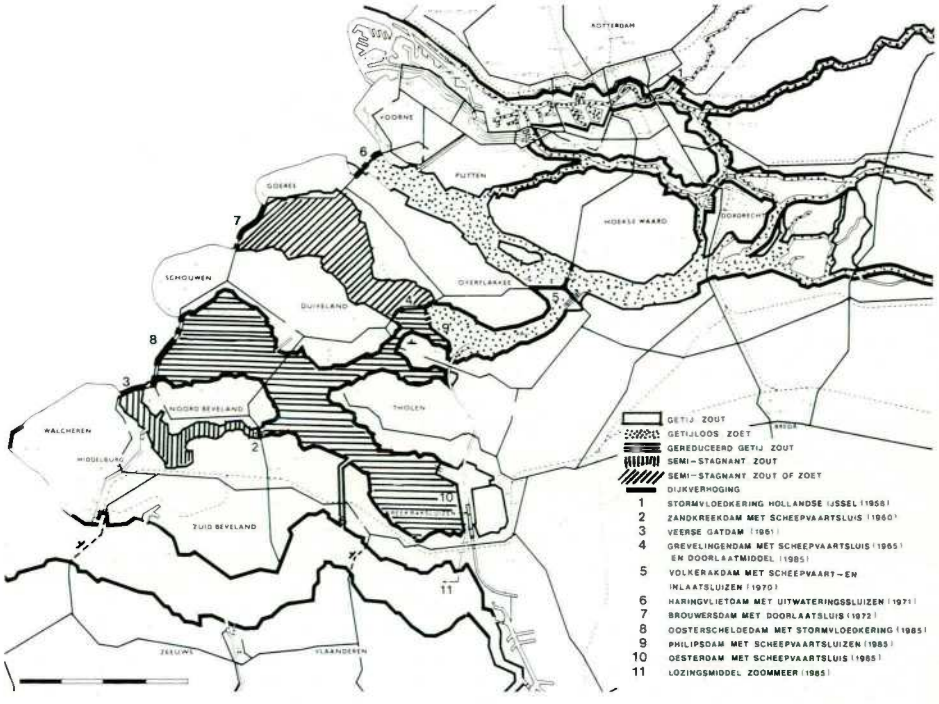
Het was deze tragische gebeurtenis die een nieuwe impuls gaf om het totale verdedigingssysteem tegen de zee in ons land te verbeteren. Het Deltaplan dat daarvan het resultaat was *(fig. 4)* omvatte het versterken van bestaande dijken en duinen en het verkorten van de kustlijn in het Deltagebied

door zeearmen en de Hollandsche IJssel af te sluiten.
Alleen de Rotterdamse Waterweg en de Westerschelde als belangrijke toegangen tot de havens van Rotterdam/Europoort en Antwerpen blijven open. De oorspronkelijk ontworpen dam in de Oosterschelde is gewijzigd in de thans in uitvoering zijnde stormvloedkering. De overige mondingen (Haringvliet, Brouwershavense Gat, Grevelingen en Veerse Gat) zijn van de Noordzee gescheiden door dammen. In de Hollandsche IJssel is een stormvloedkering gebouwd en een groot gedeelte van de afsluiting van het Haringvliet bestaat uit een uitwateringssluis die vooral tijdens hoge afvoeren van de Rijn wordt geopend.
Het versterken van de bestaande keringen is bijna voltooid. Het lage 'polderland' heeft mede dank zij de Deltawerken een betrekkelijk hoge graad van veiligheid tegen stormvloeden bereikt. In de volgende paragraaf worden de beide methoden van polderaanleg en de bijbehorende dijkbouw besproken.

Polders
Er kunnen 2 typen polders worden onderscheiden:
a. inpolderingen van schorren, waarvan het niveau op gemiddeld hoogwater ligt;
b. droogleggen van meren waarvan de bodem op enkele meters beneden de gemiddelde waterspiegel ligt.

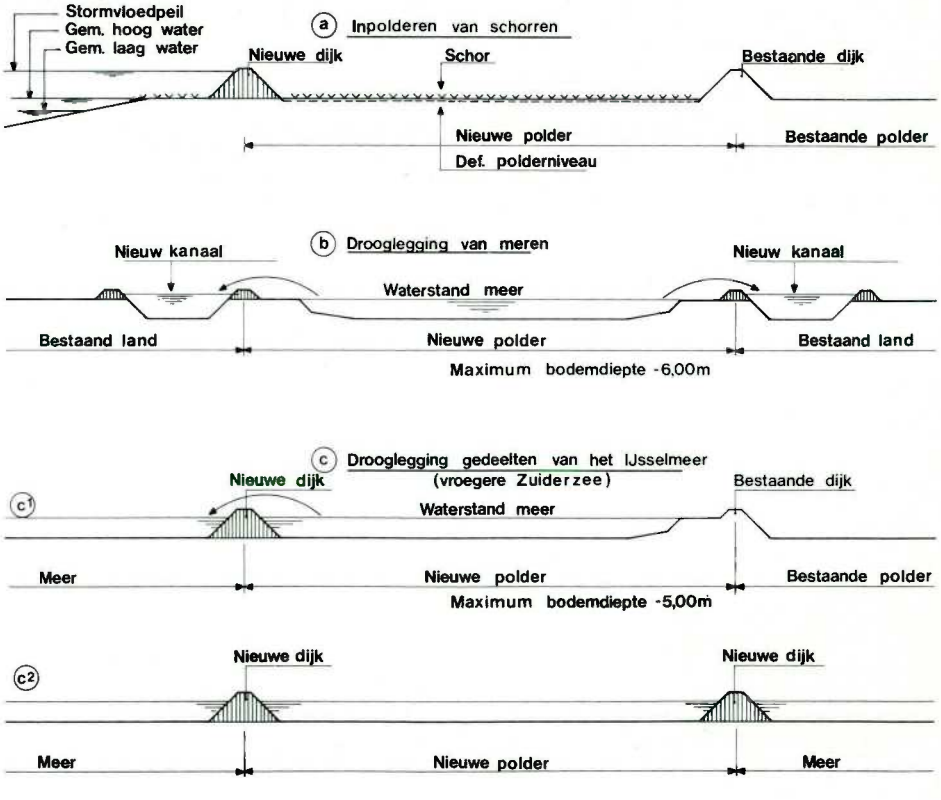
Inpoldering van schorren (fig. 5a)
In getijdegebieden waar de omstandigheden gunstig zijn (geringe stroomsnelheden, matige golfbeweging enz.), zullen zand en slib worden afgezet. Dit proces gaat sneller in de fase dat de afzettingen zo hoog worden dat er gras begint te groeien. Uiteindelijk bereikt de afzetting het gemiddelde hoogwater niveau en is een schor ontstaan. Deze schorren komen voor langs de kust, aan het eind van estuaries enz., soms ook als eilanden.
Door het aanleggen van een dijk rondom een schor waarmee dit gebied beschermd wordt tegen hoge waterstanden en stormvloeden, is een polder ontstaan. Overtollig water wordt bij laagwater gespuid via sluizen in de dijk.

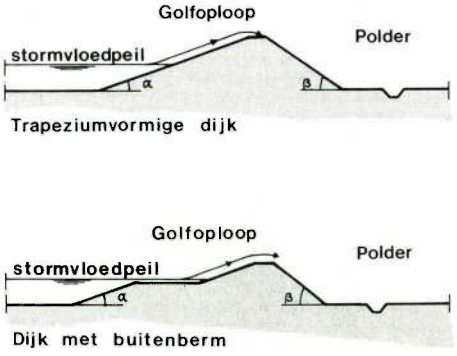
In de loop van de tijd treedt er klink op van de poldergrond door verlaging van de grondwaterspiegel als gevolg van de ontwatering. Het polderland en de omringende dijk dalen 1 tot 1,5 meter. Een proces van de ene inpoldering na de andere ontwikkelde zich zodanig dat uiteindelijk grote gebieden getijwateren en in veel gevallen estuaries op de zee werden veroverd. Een bekend voorbeeld is de vroegere Middelzee *(zie fig. 3)*.
Door nieuwe inpolderingen werden achterliggende dijken 'droge' dijken die echter voor extra veiligheid zorgden. De functie van die droge dijken was vooral in de 13e en 14e eeuw van belang omdat de dijkbouw nog onvoldoende was ontwikkeld en er nauwelijks onderhoud werd gepleegd. In die tijd deden zich vele dijkbreuken voor waardoor polders onder water kwamen te staan. Toch werden de droge dijken vaak afgegraven waardoor in verschillende delen van ons land grote poldergebieden voorkomen zonder binnendijken. Maar vanaf 1452 werd het verboden binnendijken af te graven. En zo zijn laaggiggende gebieden in Nederland gecompartimenteerd door een stelsel van binnendijken.



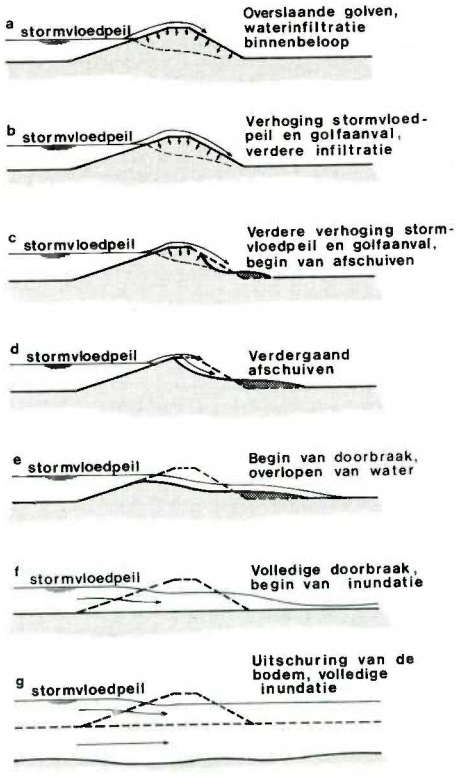
Inpolderen van meren (fig. 5b en c)
Het droogmaken van meren in het westen gebeurde als volgt: op het land om het meer werd een kanaal gegraven terwijl aan beide kanten een dijk werd opgeworpen. Ook werden pompgemalen gebouwd die het water van het meer in het kanaal dat als boezem functioneerde, loosden. Uiteindelijk werd het water via een systeem van kanalen in zee geloosd. De dijken fungeren dus ook als

5
Inpolderen van schorren en meren





6
Dwarsdoorsnedes van dijken



7
Instabiliteit van een steil binnenbeloop leidt tot dijkdoorbraak

binnendijken. Met deze wijze van inpolderen is in 1542 begonnen toen het pompen van water mogelijk werd door schepraderen aangedreven door windmolens. Later, vanaf 1787, zijn stoommachines toegepast. Deze pompstations werden ook voor het bemalen van de polders gebruikt. Bekende droogmakerijen zijn de Haarlemmermeerpolder (18 000 ha groot), waarin de luchthaven Schiphol is gelegen, bodempeil op NAP – 4,5 m en de Prins Alexanderpolder (diepte NAP – 6 m) met stadsuitbreidingen van Rotterdam.
In het IJsselmeer zijn vier polders drooggemaakt (diepte tot NAP – 4,5 m) te weten Wieringermeer, NOP, Oostelijk en Zuidelijk Flevoland. Deze polders zijn ontstaan door dijken te bouwen op de IJsselmeerbodem rond de droog te maken gebieden en het water uit te slaan op het resterende IJsselmeer. Via de sluizen in de Afsluitdijk die de verdediging vormt tegen stormvloeden, wordt het water afgevoerd naar de Noordzee. De polderdijken hoeven dus alleen maar het IJsselmeerwater te keren, maar als extra functie moeten ze stormvloeden kunnen keren ingeval van een breuk in de Afsluitdijk.

Dijkbouw tussen 1000 en 1953/58
Het ontwerp
Het ontwerpen van dijken en waterbouwkundige constructies zoals uitwateringssluizen, was in de genoemde periode grotendeels gebaseerd op praktijkervaring. In het algemeen werden dijken gemaakt van klei volgens een trapeziumvormige doorsnede met een steile helling aan de binnenkant. In latere tijd werden dijken ook voorzien van een golfreducerende buitenberm *(fig. 6)* en werd zand gebruikt voor de kern van de dijk.

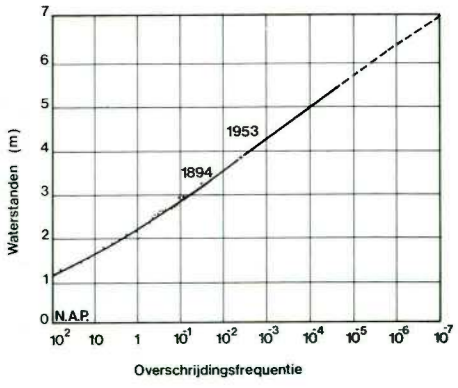
Hoogte en sterkte van dijken en sluizen moesten worden gerelateerd aan een bepaald stormvloedpeil en een zekere golfaanval, in het bijzonder een waarde voor de golfoploop. Deze golfoploop wordt groter bij een steilere buitenhelling. Hoge stormvloeden werden soms gemarkeerd met gevelstenen in gebouwen. Al langer dan een eeuw werden waterstanden geregistreerd. Golfkarakteristieken en golfoploop zijn alleen visueel waargenomen zodat daaromtrent geen betrouwbare gegevens voorhanden waren. Alleen de veekrand (vloedmerk) op het buitenbeloop van dijken na een stormvloed gaven een indicatie van het niveau van de golfoploop. Later werden die markeringen ingemeten.
Uitgaande van de 'stille' waterspiegel kon dan een ruwe schatting van de golfoploop worden gemaakt. Met deze gegevens was het mogelijk het ontwerp in zekere mate te verbeteren. In het algemeen kan worden gezegd dat het ontwerp was gebaseerd op het hoogst waargenomen stormvloedpeil en een schatting van golfkarakteristieken (hoogte en periode) en de golfoploop.

Ervaringen
De ervaring die in eeuwen was opgedaan toonde aan dat steeds hogere stormvloedpeilen werden bereikt en dat de golfaanval meer toenam dan men voor mogelijk hield. Het overlopen en/of de golfoverslag van dijken veroorzaakte in de meeste gevallen instabiliteit van de steile binnenhellingen, waardoor in veel gevallen een dijkbreuk werd ingeleid en het land onder water kwam te staan *(fig. 7)*. Afhankelijk van de bergingscapaciteit van de polder(s) (diepte en oppervlakte), de samenstelling van de grond onder de dijk en de omgeving ter plaatse, konden in deze doorbraken diepe en brede stroomgeulen ontstaan. Dergelijke gebreken traden op in de Zuiderzeedijken bij de stormvloed van 1916. Onder meer vormde dit de aanleiding dat in 1920 in Nederland grondmechanische onderzoekingen zijn begonnen om de veiligheid van de dijken te verbeteren.
Ook door andere bezwijkmechanismen zoals erosie van het buitenbeloop, het bezwijken van uitwateringssluizen, coupures in dijken enz., ontstonden breuken met als gevolg inundatie. Het hoger worden van de stormvloeden had niet alleen een natuurlijke oorzaak, het was ook een gevolg van de inpoldering van grote getijdegebieden waardoor de berging afnam zodat hogere waterstanden optraden. Als gevolg hiervan en bovendien door de afslag van buitendijks gelegen land veroorzaakt door getijdestromingen en golfbeweging, nam de golfaanval en -oploop steeds toe. Deze zwaardere golfaanval maakte een verbetering van de grastaluds van de buitenhellingen van de dijken nodig. Zeewier, rijen houten palen en in de laatste tijd natuurstenen en betonblokken worden ter verdediging toegepast.

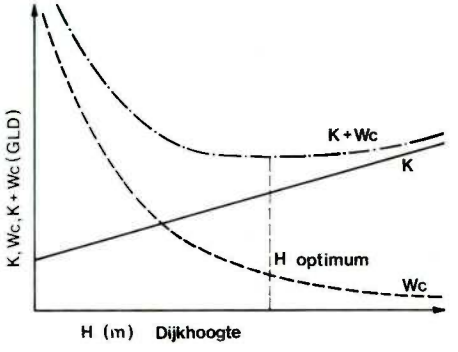
Eerste berekeningen van stormvloedhoogten en onderzoek naar golfoploop
De eerste berekeningen naar de invloed op waterstanden, ingeval de berging van een getijdegebied wordt verkleind, zijn verricht ten behoeve van de afsluiting van de Zuiderzee.

De natuurkundige prof.Lorentz (lit. 1) ontwikkelde een wiskundig getijdemodel en berekende waterstanden en stromingen in de fasen voor, tijdens en na de afsluiting van de Zuiderzee. De uitkomsten bleken goed overeen te komen met de opgedane ervaringen. De berekende 'ontwerp'-stormvloedhoogte was gebaseerd op de stormvloed van 1894 die voor de hoogste waterstand in die tijd zorgde. Dit ontwerppeil lag 1 meter hoger dan het peil uit 1894 dat tot op de dag van vandaag nog niet is overtroffen. De ontwerp-golfhoogten en de bijbehorende golfoploop zijn ook onderzocht in het kader van de afsluiting van de Zuiderzee, maar deze resultaten bleken niet geheel overeen te stemmen met de werkelijkheid.

De waarschijnlijkheid van stormvloeden
De mogelijkheid dat hogere stormvloeden op kunnen treden dan de waargenomen of geregistreerde, werd bij het ontwerp van de Afsluitdijk in beschouwing genomen. Dit heeft echter niet geleid tot een nieuwe ontwerp-filosofie. Deze filosofie is voorgesteld door de Nederlandse waterbouwkundig ingenieur Wemelsfelder (lit. 2). die in 1939 een artikel publiceerde over de waarschijnlijkheid van overschrijding van stormvloeden



8
Overschrijdingsfrequentie van waterhoogten te Hoek van Holland



9
Aanlegkosten en gekapitaliseerd risico als functie van de dijkhoogte

langs de Nederlandse kust. Hij toonde lijnen die de waarschijnlijkheid van overschrijding aangaven, gebruik makend van een lineaire schaal voor de waterhoogten en een logaritmische schaal voor de frequentie. Figuur 8 geeft het resultaat voor het station Hoek van Holland. Vanaf die tijd was het in principe mogelijk een ontwerppeil vast te stellen met een van tevoren vastgestelde aanvaardbare waarschijnlijkheid van voorkomen.

Ontwerpfilosofie vanaf 1953/58

Aanbevelingen van de Deltacommissie, het door de regering ingestelde adviesorgaan ten aanzien van de te nemen maatregelen na de stormvloedramp in 1953, behelsden een nieuwe ontwerpfilosofie voor de bescherming van het land tegen de zee. De Deltacommissie kwam tot de conclusie dat voor de gehele kust de bestaande beschermingen ontoereikend waren en dat een versterking van de werken van de hoofdwaterkering noodzakelijk was. Die versterking moest worden gebaseerd op een stormvloedpeil dat een aanvaardbare en economisch haalbare bescherming in de toekomst verzekert. Als eerste moeten dan ook ontwerp-waterstanden langs de gehele kust worden bepaald. Een economische benadering en een eenvoudige redenering gebaseerd op veiligheidsoverwegingen zijn toen uitgevoerd.

De economische benadering

Prof.dr.D. van Danzig (lit 3) heeft de vraag van de optimale sterkte van dijken die het centrale deel van Nederland beschermen, behandeld als een economisch probleem. Ter vereenvoudiging is een polder omgeven door een dijk beschouwd. Aangenomen is dat de bouwkosten van de dijk *(K)* afhankelijk zijn van de kruinhoogte *(H)*:

$K = C_0 + C_1 \cdot H$ waarin

C_0 = aanlegkosten van de dijk (*f*),

C_1 = kosten van de dijk per hoogte-eenheid (*f* m^{-1}),

beide over de totale lengte.

Dit betekent dat bij verhoging van de kruin de kosten *K* toenemen *(fig. 9)*. Aan de andere kant zal de waarschijnlijkheid (*P*) van inundatie van de polder afnemen, dus

$p = P_r (\underline{H}>H) = F(H)$, waarin $F(H)$ een mathematische uitdrukking is voor de overschrijdingslijn van stormvloedhoogten.

Inundatie betekent de dood van personen en beschadiging of verlies van goederen (*S*). Alleen het laatste aspect is in beschouwing genomen. De totale kosten waarmee gerekend moet worden is dus de som van de aanlegkosten (*K*) en de huidige waarde (W_e) van de verwachte schade door overstroming. Bij een dijk met een zeer lage kruin is de som geld voor de bouwkosten beperkt, maar W_e zal een hoge waarde bereiken. Daartegenover zal een dijk met hoge kruin een beperkte waarde van W_e hebben, gezien de geringe waarschijnlijkheid van overschrijding (*p*), maar de bouwkosten zullen relatief hoog zijn.

Aangetoond kan worden dat de som $K + W_e$ een minimum waarde moet bezitten, ofwel er is een optimale dijkhoogte ($H_{optimum}$) die afgeleid kan worden uit:

$$\frac{d(K + W_e)}{dH} = 0$$

Als het risico (*R*) wordt gedefinieerd als de mathematisch verwachte waarde van de schade door overstroming (*S*) resulteert dit in: $R = p \cdot S$ ($f \cdot$ jaar^{-1}). Het risico kan ook worden beschouwd als de verzekeringspremie die jaarlijks betaald moet worden indien men tegen overstroming is verzekerd. De huidige waarde van de verzekeringspremie te betalen gedurende de levensduur van de dijk is gelijk aan:

$$W_e = \sum_{n=1}^{N} \frac{R}{(1+i)^n} \; (f) \text{ waarin}$$

i = rentevoet in %

N = levensduur in jaren

n = aantal jaren

De minimale kosten kunnen worden berekend door de totale kostenfunctie te differentiëren. Dientengevolge wordt de optimale dijkhoogte gevonden door te berekenen:

$$\frac{d(K + W_e)}{dH} =$$

$$\frac{d}{dH}\left\{ C_0 + C_1 H + \sum_{n=1}^{N} \cdot \frac{F(H)\cdot S}{(1+i)^n} \right\} = 0$$

Tabel 1
Maximale stormvloedstanden

m aantal stormen per jaar	maximale stormvloedstanden
5 – 1	laag
1 – 0,1	normaal
0,1 – 0,001	hoog
0,01 – 0,001	zeer hoog
0,001 – 0,0001	extreem

Prof. Van Dantzig berekende met een tamelijk lage schatting van de schade of verlies aan goederen, een optimale dijkhoogte in relatie tot een stormvloedhoogte (station Hoek van Holland) van NAP + 6 m. Deze waterhoogte heeft een waarschijnlijke overschrijdingskans van $8 \cdot 10^{-6}$ of bijna 10^{-7}

Veiligheidsoverwegingen

Wemelsfelder (lit 4) maakte veiligheidsbenaderingen om te komen tot een aanvaardbare frequentie van overschrijding van een stormvloed. De ontwerp-overschrijdingskans is gedefinieerd als

$N = \frac{m}{T}$ waarin:

N = aantal overschrijdingen per jaar;

T = aangenomen periode (duur in jaren dat een mogelijke stormvloeddreiging kan optreden);

m = het aanvaardbare aantal stormvloeden dat gedurende T een overstroming veroorzaakt.

In tabel 1 zijn maximale stormvloedstanden geklassificeerd.

Allereerst is de veiligheid gedurende een mensenleven beschouwd. Een periode van 50 jaar is gesteld als de duur waarin een zekere bescherming tegen zware schade of een complete ramp veroorzaakt door een stormvloed, wordt beschouwd. Als een object beveiligd moet zijn tegen 'normale' stormvloeden, dient $m = 10\%$ te worden gekozen, wat betekent:

$N = 0{,}1/50 = 2 \cdot 10^{-3}$.

Als ook mensenlevens en levensonderhoud worden bedreigd, moet een beperking tot 1% (hoge stormvloedstanden) of zelfs minder worden beschouwd, dus $N = 0{,}01/50 = 2. \cdot 10^{-4}$. Vervolgens is aandacht besteed aan de veiligheid van het land en de mensen. Hier is de duur van de ontwerpperiode veel groter dan 50 jaar en arbitrair vastgesteld op 1000 jaar. Houdt men rekening met de veiligheid van honderden mensen en het levensonderhoud van miljoenen, dan is het niet onredelijk de aanvaarde bedreiging te verminderen met een factor 10 dat betekent 0,1% (zeer hoge stormvloedstanden) of

$N = \frac{10^{-3}}{1000} = 10^{-6}$

Als alleen materiële zaken een rol spelen wordt $N = \frac{10^{-2}}{1000} = 10^{-5}$

Tabel 2

veiligheidskarakter	duur T in jaren	overschrijdingsfrequentie		opmerkingen
		materieel-belang, aanvaarde dreiging 10%	levensbelang, aanvaarde dreiging 1%	
mensenleven	50	$2 \cdot 10^{-3}$	$2 \cdot 10^{-4}$	
land en bevolking	1000	10^{-5}	10^{-6}	
land en bevolking	1000	10^{-4}	10^{-5}	verantwoord ontwerp van waterbouw-kundige constructies

Als waterbouwkundige constructies deskundig zijn ontworpen en goed worden onderhouden, zal bezwijken ervan alleen plaatshebben als het ontwerppeil met enkele decimeters wordt overschreden. Dat houdt in dat het ontwerppeil lager gekozen kan worden, bijvoorbeeld $N = 10^{-4}$.

De frequenties van overschrijding, verkregen uit de veiligheidsoverwegingen, zijn vermeld in tabel 2.
Een overschrijdingsfrequentie van 10^{-4} schijnt aanvaardbaar, wat overeenkomt met een waterhoogte van NAP + 5 m in Hoek van Holland.

Ontwerppeil geadviseerd door de Deltacommissie
Na overweging van de verschillende benaderingen is de Deltacommissie tot de conclusie gekomen dat het economisch optimale ontwerppeil voor midden Nederland op ongeveer NAP + 5 m is gelegen (Hoek van Holland). De hiermee overeenstemmende overschrijdingskans is 10^{-4}. Dit peil is 1 meter lager dan het door prof. Van Dantzig berekende economisch optimale ontwerppeil waarbij een doorbraak op kan treden.
In dit kader moet worden opgemerkt dat de Deltacommissie het ontwerppeil zodanig beschouwt, dat als een overschrijding van dit peil zich voordoet, dit niet tot een ramp mag leiden. De commissie ging er vanuit dat bij het optreden van het ontwerppeil nog een volledige veiligheid tegen doorbraak is verzekerd. Afhankelijk van het economische belang van de beschermde poldergebieden langs de kust van Noord- en Zuid-Holland, zijn gereduceerde ontwerppeilen aanbevolen. Bijvoorbeeld in het Deltagebied komen deze waterstanden overeen met een waarschijnlijkheid van $2{,}5 \times 10^{-4}$.

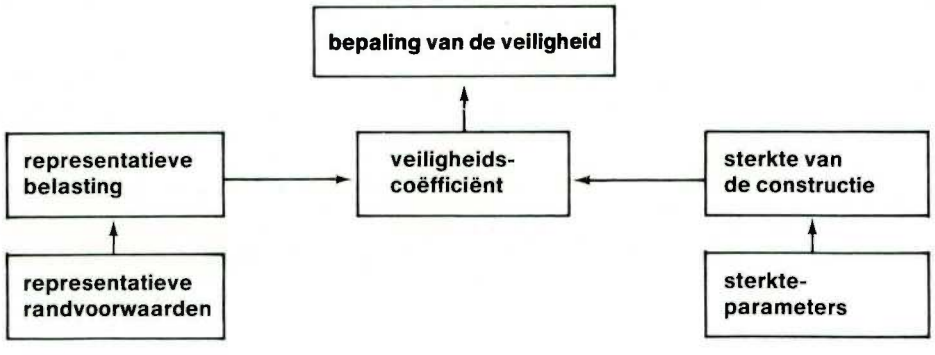
Tot nu toe is alleen de 'stille' stormvloedwaterstand beschouwd. Andere verschijnselen met betrekking tot stormvloeden zoals seiches (bui-oscillaties) en buistoten zijn apart in beschouwing genomen. Tot slot hebben ook golfaanval en golfoploop een belangrijke invloed op het ontwerp van waterbouwkundige constructies.

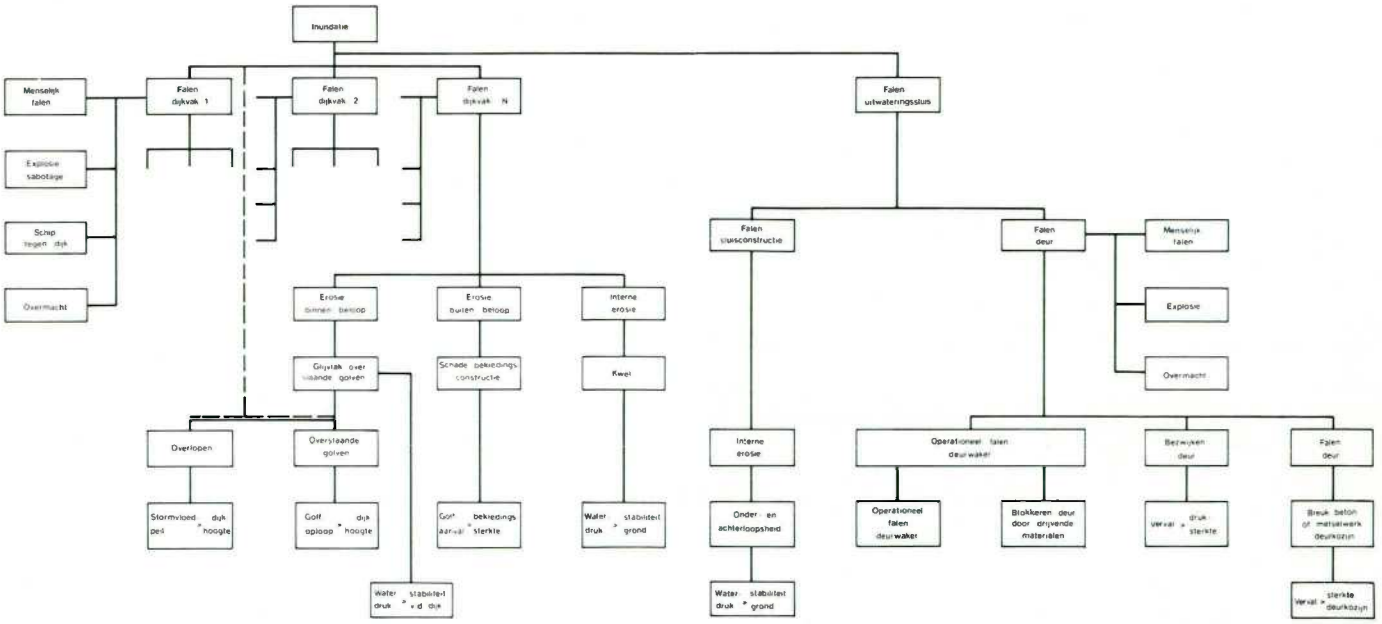
Mogelijkheden van probabilistisch ontwerpen
Tot 1953 was het ontwerp van zeewaterkeringen in Nederland gebaseerd op de hoogste geregistreerde stormvloedstand en de hoogste waargenomen golfoploop en -aanval. Hoogte, vorm en sterkte van de kering waren hoofdzakelijk bepaald door de praktijk en eenvoudige berekeningen. Gedurende eeuwen was gebleken dat de optredende stormen zwaarder werden, de hoogten van de zeekeringen te laag en de sterkte ervan ontoereikend. Deze aspecten veroorzaakten talrijke overstromingen met de meest nare gevolgen. Deze wijze van ontwerpen, gebaseerd op geregistreerde waterhoogten en golfoplopen wordt gekenschetst als 'deterministisch ontwerpen'.

Na de watersnoodramp in 1953 is, op advies van de Deltacommissie, de ontwerpwaterstand gebaseerd op extrapolatie van de frequentielijn van waargenomen stormvloedhoogten en een gekozen overschrijdingskans. Ook de golven worden beschouwd als een stochastisch verschijnsel en de golfoploop wordt met dezelfde kans op overschrijding als het ontwerppeil in rekening gebracht.
De vorm en sterkte van de waterkeringsconstructies wordt nu bepaald met hydraulische modellen en meer verfijnde berekeningen. Niettemin blijft de praktische ervaring een belangrijk onderdeel van het ontwerp uitmaken. De tegenwoordig in gebruik zijnde ontwerpmethode bevat probabilistische aspecten voor zover het randvoorwaarden betreft.

Een volgende en beslissende stap in het verbeteren van het ontwerpen van zeewaterkeringen is het geheel ontwerpen volgens de probabilistische ontwerpmethode. Alvorens deze methode te beschrijven, volgt eerst een korte beschouwing over de deterministische ontwerpmethode.
De representatieve belasting wordt afgeleid uit (representatieve) randvoorwaarden als waterstanden en golven gedurende stormen enz., die gebaseerd zijn op de bestaande kennis. In het algemeen worden arbitraire waarden gekozen. De representatieve belasting op de waterkering en de sterkte van deze constructie en haar onderdelen worden vergeleken met de karakteristieke belasting *(fig. 10)*.
Als deze belasting hoger blijkt te zijn dan de sterkte van de constructie wordt de veiligheid als onvoldoende beoordeeld.
De probabilistische methode bevat in principe alle oorzaken voor een mogelijke overstroming. Deze worden geanalyseerd in hun onderlinge samenhang en met de corresponderende afzonderlijke bezwijkkansen wordt de totale bezwijkkans berekend. Alle voorstelbare oorzaken van overstroming worden in beschouwing genomen, zoals menselijk falen, sabotage, overmacht enz.
Om inzicht te verkrijgen in de genoemde oorzaken van overstroming, is een foutenboom van een complete waterkering van een polder, een goed hulpmiddel. Figuur 11 toont een vereenvoudigd diagram voor verschillende dijksecties en een uitwateringssluis.

Figuur 10





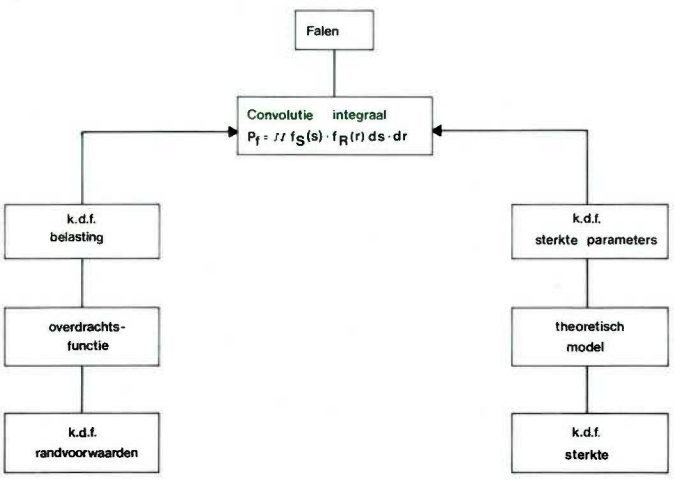
11
Vereenvoudigde foutenboom voor een dijk met sluis

Bij een probabilistische berekening van een constructie is het noodzakelijk de bezwijkkans te berekenen voor elke uiterste grenstoestand. Eerst worden de fundamentele kenmerkende grootheden met betrekking tot een mechanisme verzameld. Deze basisvariabelen hebben betrekking op twee hoofdgroepen: belasting en sterkte.

In de categorie *sterkte* worden materiaaleigenschappen en vorm betrokken. De soort van waarschijnlijkheidsverdeling van deze kenmerkende grootheden, zowel als de verwachtingswaarde en de daaraan gerelateerde standaardafwijkingen, moeten worden gespecificeerd.
De categorie *belastingen* bevat basisvariabelen die moeten worden beschouwd als randvoorwaarden (golfaanval, waterhoogten enz.). Ook met het stochastische karakter moet rekening worden gehouden. Opgemerkt wordt dat materiaaleigenschappen en de vorm van de constructie invloed kunnen uitoefenen op belastingen en spanningen. Van de basis-variabelen worden sterkte en belasting bepaald door middel van een theoretisch model *(fig. 12)*.
Een theoretische relatie die gebruikt wordt om de belasting uit natuurrandvoorwaarden (waterstanden, golven enz.) af te leiden, wordt *overdrachtsfunctie* genoemd.

Onzekerheden in deze modellen zouden gekwantificeerd moeten worden door het vergelijken van de theoretische oplossingen met de resultaten van een voldoende aantal modelproeven. Bovendien moet de kansdichtheidsfunctie van de relatie tussen het actuele en theoretisch voorspelde gedrag van de constructie worden bepaald.
Als voor een mechanisme de kansdichtheidsfunctie van de belasting $f_R(r)$ en van de sterkt $f_S(s)$ zijn vastgesteld, bestaat de laatste stap uit het vaststellen van de bezwijkkans van het beschouwde constructiedeel door de *convolutie integraal* (Freudenthal, 1966) op te lossen.

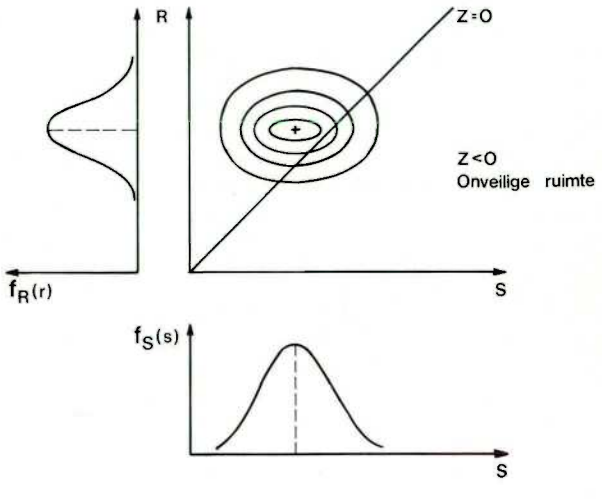
12
Bepaling kans van falen

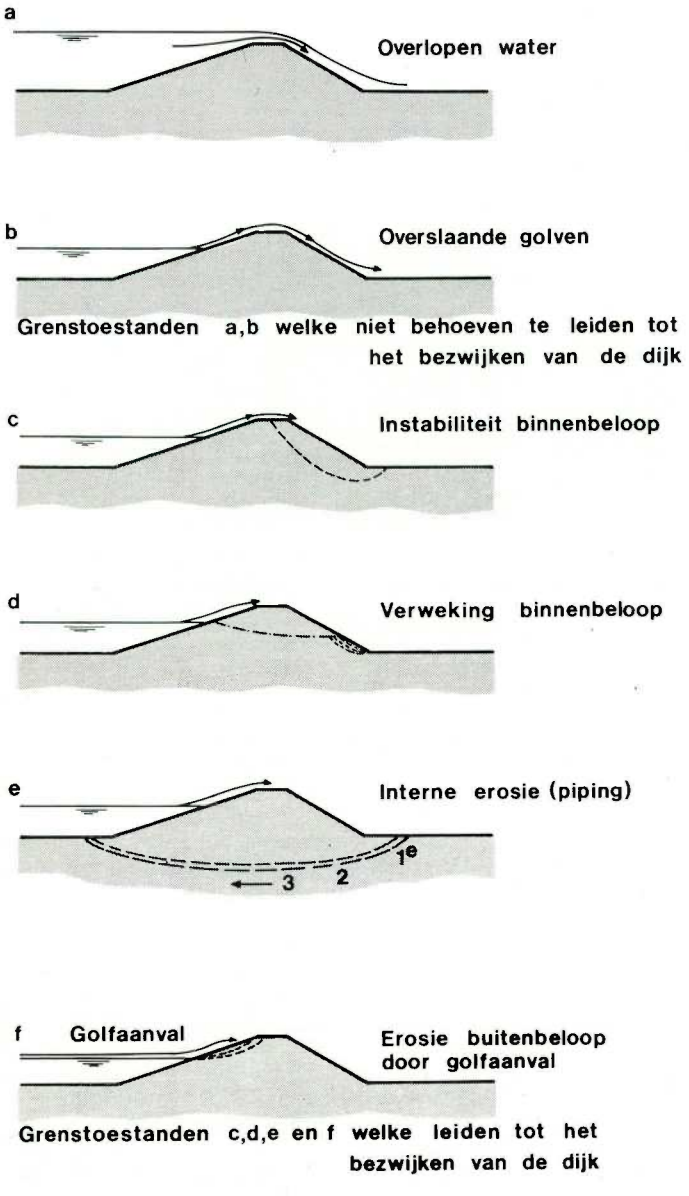


$P_f = \int\int f_S(s) \cdot f_R(r)\ ds \cdot dr$, waarin
$f_S(s)$ = kansdichtheidsfunctie van de belasting (kdf belasting)
$f_R(r)$ = kansdichtheidsfunctie van de sterkte (kdf sterkte)

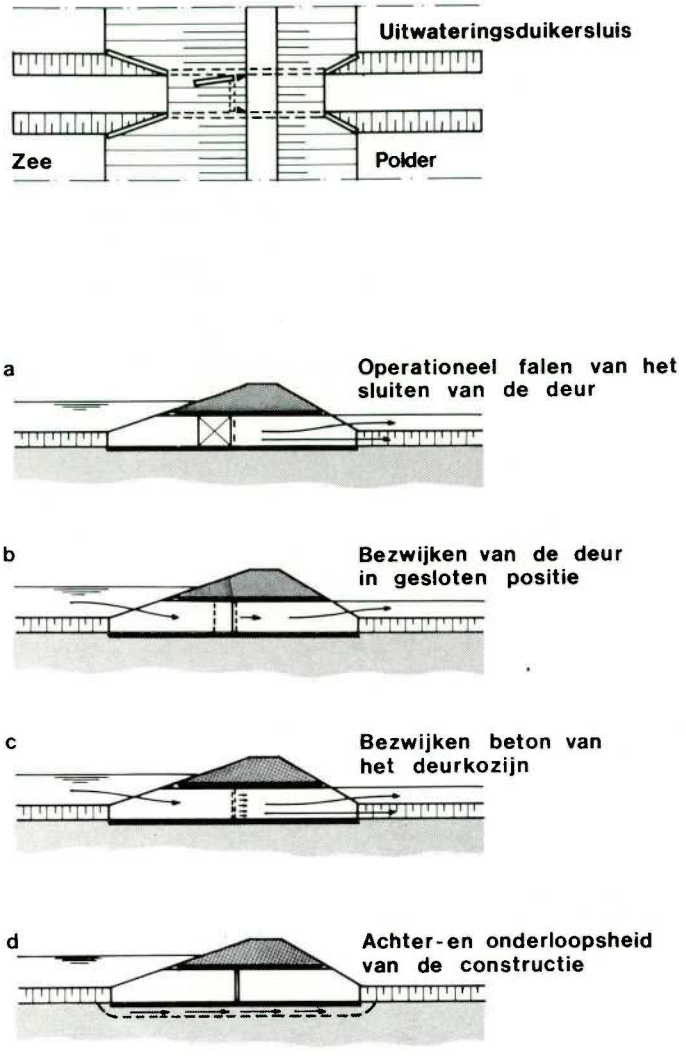
In figuur 13 zijn de kdf diagrammen $f_R(r)$ en $f_S(s)$ getekend. Aangezien deze kansdichtheidsfuncties onafhankelijke stochastische grootheden zijn, is de gezamenlijke kans van optreden $f_R(r) \cdot f_S(s)$. Dit wordt voorgesteld door een berg met hoogtelijnen gerelateerd aan een horizontaal vlak. Ook is de onveilige ruimte aangegeven tussen de verticale vlakken die door de lijnen $z = 0$ en S wordt begrensd. De kans P_f blijkt gelijk te zijn aan de inhoud van de berg in het onveilige gebied. Deze bezwijkkans moet worden toegevoegd aan het element in de foutenboom dat het beschouwde bezwijkmechanisme voorstelt. Op deze wijze wordt de bezwijkkans van alle mechanismen berekend en nadat alle technische aspecten in hun

13
Kdf-diagrammen





14
Uiterste grenstoestanden voor een dijk met als gevolg inundatie



15
Uiterste grenstoestanden voor een uitwateringssluis met als gevolg inundatie

onderlinge samenhang zijn beschouwd, kan de totale bezwijkkans worden vastgesteld.

Tot zover als nu is aangenomen, zijn theoretische modellen beschikbaar om de belasting (of mogelijke bedreiging) te verkrijgen uit de natuurrandvoorwaarden en de sterkte uit de basisvariabelen van de materiaaleigenschappen. Van een aantal problemen die samenhangen met waterbouwkundige constructies zijn deze theoretische modellen echter niet beschikbaar. De oplossing kan worden gevonden in het toepassen van een fysisch model van de constructie voor een aantal aangenomen combinaties van randvoorwaarden.
Integratie van de gezamenlijke kansdichtheidsfunctie van randvoorwaarden in het gebied waarin ernstige schade optreedt, geeft een indruk van de bezwijkkans. Door middel van herhaalde modelproeven waarbij de waarde van een der basisvariabelen van de sterkte wordt veranderd, wordt de kansdichtheidsfunctie van de sterkte bepaald.

Uiterste grenstoestanden
In figuur 14 is een aantal uiterste grenstoestanden van een dijk gegeven, die uiteindelijk tot onderlopen van de achterliggende polder leiden, te weten:
I. uiterste grenstoestanden die niet noodzakelijkerwijs tot dijkbreuk leiden:
a. overlopen tijdens hoge waterstand;
b. overslag van golven;
II. uiterste grenstoestanden die wèl tot dijkbreuk leiden:
c. instabiliteit binnenbeloop (glijdvlak);
d. instabiliteit binnenbeloop (verweking);
e. interne erosie (piping);
f. erosie buitenbeloop.

Voor een uitwateringssluis kan een gelijksoortige opstelling worden gemaakt *(fig. 15)*.

Stand van zaken bij het probabilistisch ontwerpen
Het is in principe mogelijk om de bezwijkkans te berekenen van een dijk of een andere constructie, gebruikmakend van de probabilistische methode. Probabilistische berekeningen van de dijkhoogte waarbij onder meer rekening gehouden wordt met de combinatie van stormvloedstanden en golfoploop, kan al tot een nauwkeuriger dimensionering leiden. Dit is uitgevoerd door W.T.Bakker en J.K.Vrijling (lit. 5), die onder verscheidene aannamen een dijk van het eiland Schouwen-Duiveland hebben beschouwd in de nabijheid van de stormvloedkering. Zij vergeleken de resultaten van de probabilistische berekeningen met de resultaten, zoals die naar voren komen volgens de filosofie van de Deltacommissie.

Tabel 3 geeft de berekening volgens de filosofie van de Deltacommissie waarbij met alle verschijnselen rekening is gehouden.

Tabel 3
Berekening dijkhoogte volgens de filosofie van de Deltacommissie

golfaanval	ja		neen
oriëntering	noordwest		zuidoost
helling buitenbeloop	1 : 6	1 : 8	1 : *n*
stormvloedpeil (NAP)	+ 5,50 m	+ 5,50 m	+ 5,50 m
golfoploop	9,90 m	7,42 m	0,50 m
bui-oscillaties	0,24 m	0,24 m	0,24 m
buistoten	0,03 m	0,04 m	0,18 m
vereiste dijkhoogte (NAP)	+ 15,67 m	+ 13,20 m	+ 6,42 m
zeespiegelstijging/bodemdaling	0,15 m	0,15 m	0,15 m
zetting van de dijk	0,10 m	0,10 m	0,10 m
klink van de ondergrond	0,50 m	0,50 m	0,50 m
dijkhoogte bij aanleg (NAP)	+ 16,42 m	+ 13,95 m	+ 7,17 m

Tabel 4
Berekening dijkhoogte volgens de probabilistische methode

golfaanval		ja		neen
oriëntering		noordwest		zuidoost
helling buitenbeloop		1 : 6	1 : 8	1 : *n*
dijkhoogte in m + NAP	a. probabilistisch, zonder onzekerheden in dijkhoogte	12,21	10,50	5,95
	b1 filosofie van de Deltacommissie zonder onnauwkeurigheden in de waterstandsoverschrijdingslijn *(zie tabel 3)*	15,67	13,20	6,42
	b2 idem, maar met inachtneming van onzekerheden in dijkhoogte (probabilistisch)	15,90	13,43	6,65
bezwijkkans met betrekking tot b2		$5{,}8 \cdot 10^{-8}$	$2{,}2 \cdot 10^{-7}$	$4{,}1 \cdot 10^{-5}$

Als voorbeeld zijn alleen de resultaten van de vergelijking weergegeven in tabel 4. Deze bevat de volgens de probabilistische methode berekende dijkhoogten, zonder rekening te houden met onnauwkeurigheden rond de overschrijdingslijn van waterstanden. Verder worden de resultaten verkregen volgens de filosofie van de Deltacommissie zowel met als zonder deze onnauwkeurigheden (b1 en b2 – zie tabel 3) gepresenteerd. Golfoploop is een functie van de taludhelling; hoe steiler de helling, hoe hoger de dijk.
De waarden van de bezwijkkans betrekking hebbend op b2 laten zien dat bij het flauwer worden van de dijk van 1:6 naar 1:8, de kans op overslag en de daarmee gerelateerde bezwijkkans toeneemt met een factor 4.
De zuid-oostelijk gelegen dijk kent geen golfaanval. De mogelijke dreiging betreft hier alleen de hoge waterstand. De kans op breuk van deze dijk is dan rond 1000 maal groter dan een dijk die wel aan golven is blootgesteld.
Het is duidelijk dat met vereenvoudige aannamen, het ontwerpen van dijkhoogten volgens het advies van de Deltacommissie, in het bijzonder voor dijken waarop golven werken en dijken aan de lijzijde, opmerkelijke verschillen in veiligheid laten zien.

Bij gebruikmaking van de probabilistische methode voor het bepalen van de dijkhoogte, zal een evenwichtiger en beter begrensde veiligheid worden bereikt. Mede daardoor zal ook een economischer ontwerp ontstaan.

Als de mogelijkheden worden beschouwd die de probabilistische ontwerpmethode biedt bij het berekenen van de bezwijkkans van de constructie als geheel, dienen verschillende problemen te worden opgelost. Van alle uiterste grenstoestanden die een rol spelen, kan alleen de uiterste grenstoestand van overslag en overstromen op probabilistische wijze worden berekend. Alle andere uiterste grenstoestanden bieden deze mogelijkheid niet. Bovendien zijn de wisselwerkingen tussen verschillende grenstoestanden onbekend.
Voor elke uiterste grenstoestand kunnen betrekkingen worden gedefinieerd, die de verbinding geven tussen de parameters sterkte en belasting en verder kunnen per sterkte- en belastingparameter de kansdichtheidsfuncties worden bepaald. De foutenboom zal dan ook gecompleteerd moeten worden, niet alleen ten aanzien van de dijkvakken maar ook voor constructies als uitwaterinssluizen, gemalen enz., die met elkaar de bescherming tegen de zee vormen.
Onderzoek en studies worden uitgevoerd om stap voor stap de kennis te verzamelen opdat in de toekomst de berekening van de bezwijkkans van een verdedigingssysteem tegen de zee in zijn geheel mogelijk zal zijn. Met betrekking tot de stormvloedkering die uit verschillende materialen bestaat zoals grond, grind, natuursteen, beton en staal, hebben de bestaande kennis alsmede diepgaande studies en onderzoek het mogelijk gemaakt om – met bepaalde beperkingen – de probabilistische berekeningsmethode toe te passen.

Literatuur

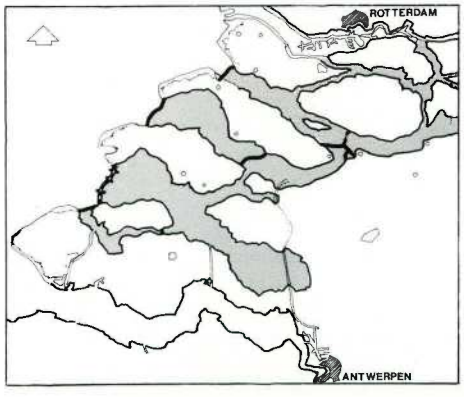
1. Rapport van de Zuider Zee Commissie
2. P.J.Wemelsfelder, 'De systematiek van het optreden van stormvloeden', *De Ingenieur*, 1939, nr. 9
3. D. van Dantzig en J.Kriens, 'De economische besluitvorming betreffende de bescherming van Nederland tegen stormvloeden', rapport van de Deltacommissie, bijdrage II, Den Haag 1960
4. P.J.Wemelsfelder, 'Overwegingen omtrent de kans op zeer hoge stormvloeden', rapport van de Deltacommissie, bijdrage III, Den Haag 1960
5. W.T.Bakker en J.K.Vrijling, 'Probabilistic design of sea defences', Proceedings Coastal Engineering Conference, 1980, volume III

ir.J.C.Slagter
Hoofddirecteur Rijkswaterstaat

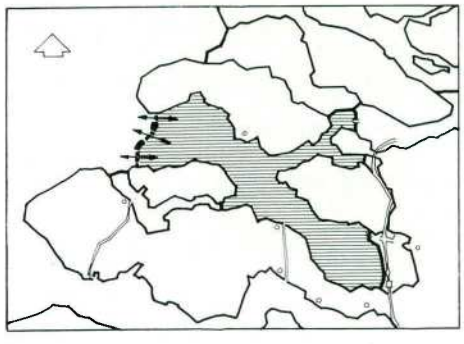
De samenhang in ontwikkeling van ontwerp en uitvoering van grootschalige betonnen constructies langs de kust



1
Het te beschermen deel van Nederland



2
Oorspronkelijk Deltaplan



3
Gewijzigd Deltaplan

1. Inleiding

Overal ter wereld waar routes van zeescheepvaart en binnenvaart elkaar ontmoeten, treft men bevolkingsconcentraties aan. Dat geldt ook voor ons land en het ontstaan van havencomplexen, industrie, transport en handel heeft veel werkgelegenheid met zich meegebracht. Het schept een internationale sfeer.

Deltagebieden ontstaan uit door rivieren meegevoerd materiaal, meestal zijn dat zand en klei. Het wonen in dergelijke lage gebieden geeft problemen, want er moet op een slechte ondergrond worden gebouwd. Door de noodzakelijke dure funderingen worden de bouwkosten extra verhoogd.

Daar staat echter tegenover dat het moeten construeren onder moeilijke omstandigheden de Nederlandse ingenieurs een geweldige kennis en ervaring heeft opgeleverd.

Er viel nog een probleem op te lossen. Onder invloed van stormen uit westelijke richtingen wordt op de ondiepe Noordzee het waterpeil met meters verhoogd. Deze verhoging, gecombineerd met extreme astronomische getijden, kunnen Nederland voor 60% onder water zetten als het land niet door duinen en dijken beschermd zou zijn *(fig. 1)*. Dit zijn de negatieve invloeden van het wonen in deltagebieden aan de zee. De strijd tegen het water heeft de Hollanders getekend en bekwaamheid op waterbouwkundig gebied was een noodzaak. Ons land heeft grote overstromingen gekend in de loop der geschiedenis en vaak won de zee. Maar altijd zijn wij erin geslaagd de aanvaller terug te slaan. Zo is na de stormvloed van 1953 het Deltaplan ontstaan en in uitvoering genomen. Het moest de definitieve beveiliging tegen de zee betekenen.

2. Het Deltaplan

Het oorspronkelijke Deltaplan was gebaseerd op verbetering van de veiligheid voor de bewoners. Tevens ontstonden zoetwatermeren waardoor verbetering van de landbouwproduktie mogelijk zou zijn. Het verbeteren van de infrastructuur was een bijkomend voordeel. Gezien de ramp van 1953 was dat begrijpelijk. Het plan bestond uit dijksverhoging en vooral dijksverkorting door het afsluiten van de monden van de estuaria in het zuid-westen *(fig. 2)*. De totale verkorting van zeewerende dijken was 700 km. Het plan, waarvoor in 1957 de goedkeuring van het parlement was verkregen, zou in 1978 zijn gerealiseerd.

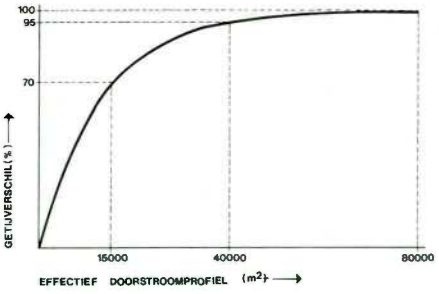
Aan het eind van de jaren zestig, als het Deltaplan volop in uitvoering is, komt – weliswaar schoorvoetend – een discussie op gang over de uitgangspunten van het project. Bij velen leeft de gedachte dat de realisering van het project het milieu in negatieve zin zal beïnvloeden door het afsluiten van de rijke estuaria. Een dergelijke discussie wordt overal op de wereld gevoerd waar infrastructurele werken in uitvoering grote veranderingen aan het milieu teweeg brengen.

Het Deltaplan wordt in 1973 na heftige politieke twisten in heroverweging genomen dat wil zeggen, voor wat betreft het nog te realiseren deel van het plan, de afsluiting van het Oosterschelde-estuarium. In 1974 wordt Rijkswaterstaat opgedragen te bestuderen of het mogelijk is een stormvloedkering te bouwen in de getijgeulen van de Oosterscheldemonding. Een stormvloedkering die onder normale omstandigheden geopend zal zijn om de getijstromen vrij toegang te geven tot het achterliggende estuarium *(fig. 3)*. Een kering die bij storm gesloten moet worden om een stormvloed te keren. Een samengaan van milieu en veiligheid, een balans tussen beide.

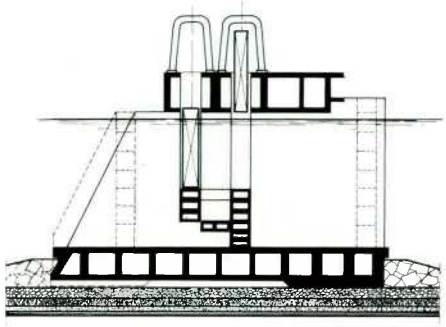
Rijkswaterstaat, geholpen door Nederlandse laboratoria, de TH-Delft, aannemersbedrijven en ingenieursbureaus gaf na 1½ jaar een positief antwoord op de gestelde vragen.

In 1976 werd gemeend dat het mogelijk was een stormvloedkering in de Oosterscheldemonding te bouwen die in 1985 gereed zou zijn, binnen het maximaal toegestane budget van 3 miljard gulden. In 1976 werd de politieke beslissing voor de bouw van de stormvloedkering genomen. Bij het positieve antwoord ja, we zijn in staat een zo moeilijk werk te bouwen, was de gezamenlijke waterbouwkennis van ingenieurs uit de hiervoor genoemde groepen van het grootste belang. Een grote dosis vertrouwen en doorzettingsvermogen om aan het meest geavanceerde project te kunnen beginnen was ook nodig.

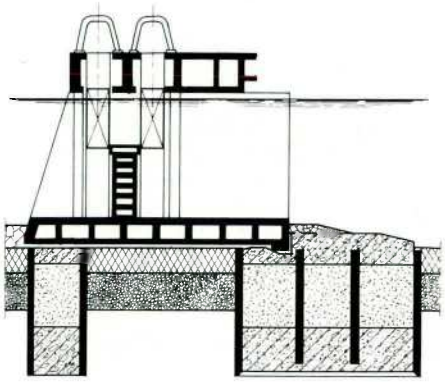
Het bouwen van een stormvloedkering in de Oosterscheldemond is geweldig moeilijk. Het getijvolume bedraagt ruim één miljard m^3. De geulen zijn bijna 40 m diep, terwijl de bodem bestaat uit losgepakt zand en soms



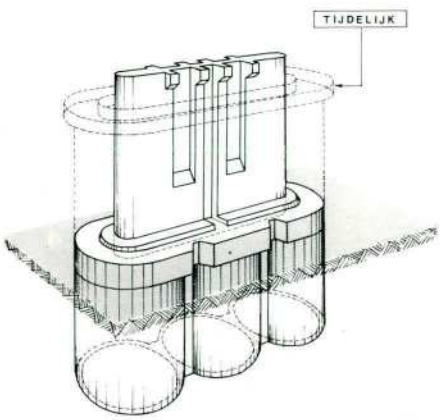
4
Relatie tussen getijdestroom en doorstroomopening



5
Caissons gefundeerd op staal



6
Caissons gefundeerd op putten



7
Pijlers gefundeerd op putten

verontreinigd zand. De bouwplaats is mede door deze problemen een boeiende uitdaging die een stuwende ontwikkeling geeft op het gebied van de waterbouwkunde in deltagebieden.

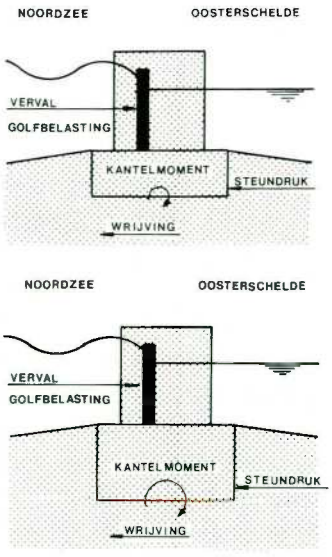
3. De stormvloedkering

De stormvloedkering in de Oosterschelde kan niet gebouwd worden in een beschermde tijdelijke bouwput, zoals indertijd de Haringvlietsluizen, omdat anders tijdens de bouw de ecologische omstandigheden zouden veranderen door de geweldige ingreep in de morfologie aan weerszijden van de dam. De kering moet worden gebouwd in de stroom ter plaatse van de drie getijgeulen. Van de 9 km brede monding is de gezamenlijke breedte van de geulen en dus ook van de stormvloedkering bijna 3 km. Daartussen liggen zandbanken, waarop een dam wordt gebouwd. Handhaving van het huidige milieu in de Oosterschelde betekent handhaving van het huidige getij in de Oosterschelde. Van het begin af was het echter duidelijk dat handhaving van het huidige getij economisch gezien niet haalbaar was. Beweegbare stalen schuiven zijn namelijk per oppervlakte-eenheid ongeveer vijf keer zo duur dan in beton uitgevoerde afsluitingen. Daarom is de mogelijkheid van een stormvloedkering met een gereduceerd doorstroomprofiel bestudeerd. Bij het huidige doorstroomprofiel van ca. 80 000 m^2 bedraagt het getijverschil maximaal $\pm$ 4 m. Een reductie van 50% in het doorstroomprofiel tot 40 000 m^2 betekent slechts een reductie in getijverschil van 5%; een verdere reductie tot 15 000 m^2 veroorzaakt een reductie in getijverschil van 30% *(fig. 4)*. Het bleek dat een stormvloedkering met een doorstroomprofiel van 15 000 m^2 juist binnen het toegestane maximale budget en de ecologische randvoorwaarden kon blijven.

Bij de aanvang van de studie was het duidelijk dat alle kennis en ervaring op het gebied van de waterbouwkunde gebundeld moest worden. 'Holland United' ontstond. Een aantal grote Nederlandse aannemersbedrijven richtte gezamenlijk het ontwerpbureau Stucos op voor bijstand aan Rijkswaterstaat. Laboratoria sprongen overal bij en versterkten zich zonodig met buitenlandse specialisten. Ingenieursbureaus leverden hun beste mensen.
Een groot aantal ontwerpen ontstond. Veel aandacht daarbij kreeg het caisson. In de lange reeks van jaren waarin reeds aan het Deltaplan was gebouwd was hiermee veel ervaring opgedaan. Na evaluatie van deze ontwerpen uit de 'brainstorming'-periode werden uiteindelijk drie ontwerpen geselecteerd:

- caissons gefundeerd op staal *(fig. 5);*
- caissons gefundeerd op putten *(fig. 6);*
- pijlers gefundeerd op putten *(fig. 7).*

Het ontwerp pijlers gefundeerd op putten werd als favoriet aangemerkt. Na de parlementaire beslissing in 1976 is hard gewerkt aan de vervolmaking van dit ontwerp. Bij die optimalisering diende vooral aandacht te worden besteed aan de hydraulische randvoorwaarden, de funderingsaspecten,

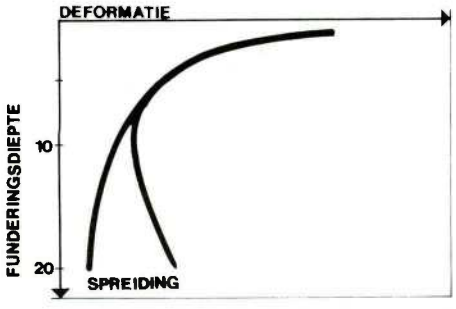


8
Hoe dieper de putten zijn gefundeerd, des te groter wordt het kantelmoment

de drempelconstructie en de uitvoeringsrisico's.

a. Hydraulische randvoorwaarden
Dit onderdeel is behandeld in het voorgaande artikel van prof.Agema.

b. Funderingsaspecten
Het ontwerp pijlers op putten kenmerkt zich door de grote funderingsdiepte van de putten, 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 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.
Uit een nader 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 *(fig. 8).*
De grond onder de put en naast de put moet daarentegen 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 toeneemt, 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.



9
Bij een funderingsdiepte van minder dan 10 tot 12 meter zal de put in toenemende mate meer neigen tot verschuiven dan tot kantelen

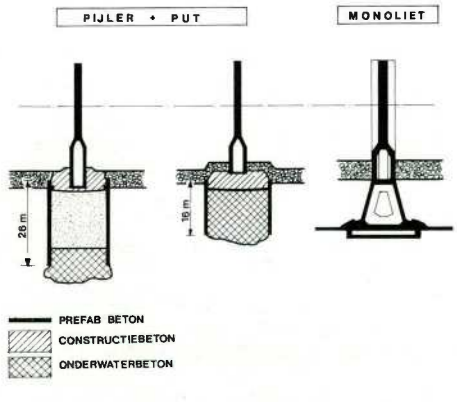
Nu blijkt, in tegenstelling tot wat men zou verwachten, dat de deformaties niet steeds verder afnemen naarmate de put dieper in de grond wordt gezet. Beneden een inbeddingsdiepte van 10 à 12 m blijven de deformaties even groot. Het positieve effect van de grotere zijdelingse steun wordt dan dus tenietgedaan 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 *(fig. 9)*. Op grond van deze gegevens is de oorspronkelijke puthoogte teruggebracht van maximaal 26 m tot 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. Zo is dus het oorspronkelijke putontwerp geëvolueerd van relatief diep in het pleistoceen gefundeerde putten met een beperkt grondoppervlak, naar ondieper gefundeerde putten met een groter oppervlak *(fig. 10)*.

C. *De drempelconstructie*
De drempel heeft tot taak de zandbodem rondom de putten te beschermen tegen de overtrekkende stroom; de drempel voorkomt tevens dat de constructie onderloops wordt.
De kwelstromen concentreren zich onder de bij storm gesloten schuiven. Om ze over een grotere afstand te spreiden was in het oorspronkelijke ontwerp een zogenaamde vervalspreider opgenomen van waterdicht steenasfalt. Dit is een afdichtende laag tussen de putten in en tegen de putwand aan. Bij nadere detaillering bleek het moeilijk om te allen tijde een blijvende aansluiting van de vervalspreider aan de putwand te garanderen. 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, met het risico van uitspoeling van het onderliggende materiaal. Om deze reden is het ontwerp zodanig aangepast dat de afdichtende constructie niet tussen de putten, maar over de putkoppen heen wordt gelegd en wordt doorgezet tot aan de pijlerwand *(fig. 10)*.

d. *Uitvoeringsrisico's*
De risico's in de uitvoering concentreren zich op de werken in de sluitgaten. Een belangrijk werkonderdeel is in dit verband het plaatsen van de putten en het maken van de put-pijlerverbinding binnen de droog te zetten kuip. Hiervoor moet in de drooggezette kuipen op een diepte van NAP-25 m met een ploeg mensen worden gewerkt. De totale tijdsduur voor het maken van één complete put-pijlercombinatie bedraagt ca. 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.

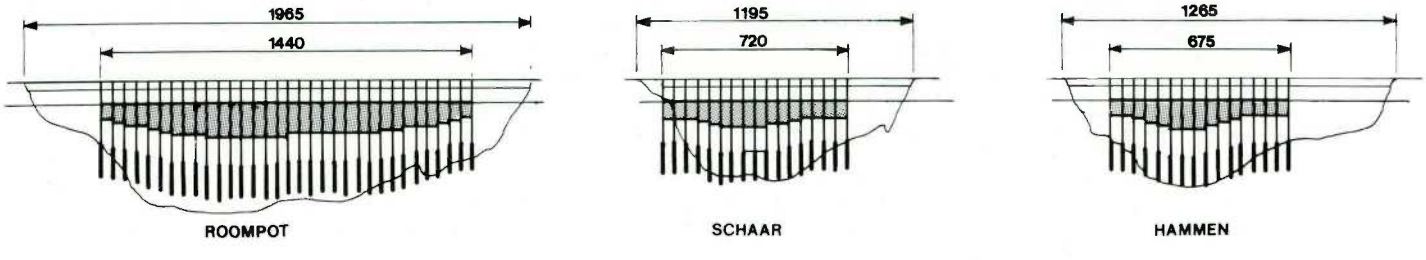
4. Optimalisatie put-pijler naar (monoliet) pijlerontwerp
Als resultaat van de evaluatie van het putpijlerontwerp is uiteindelijk een totaal nieuw concept ontstaan voor het ontwerp van de stormvloedkering. Met name de risico's in de uitvoering hebben de richting bepaald waarin het ontwerp verder is geoptimaliseerd.
Een belangrijke verbetering in dit opzicht kon worden bereikt door de put-pijlerverbinding niet in de sluitgaten te maken, maar een complete put-pijler (de zogenaamde *monolietpijler* of kortweg *pijler*) als één geheel op een niet stormgevoelige bouwplaats te maken, aan te voeren en te plaatsen. Het plaatsen van de pijler is weliswaar stormgevoelig, maar vergt slechts 2 à 3 dagen. De verdere afwerking is veel minder weersgevoelig en neemt 1 à 2 weken in beslag.
Het transport van de pijlers gebeurt door een hefschip. De pijler wordt niet meer zoals de putten in de grond gecutterd, maar in een van tevoren gebaggerd en van een fundatiebed voorzien cunet geplaatst.
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. Door het ontbreken van de kuipen is de belasting op deze elementen nog 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.
De pijlers worden, gezien hun afmetingen, geprefabriceerd in één van de reeds aanwezige bouwdokken, te weten bouwdok Schaar.

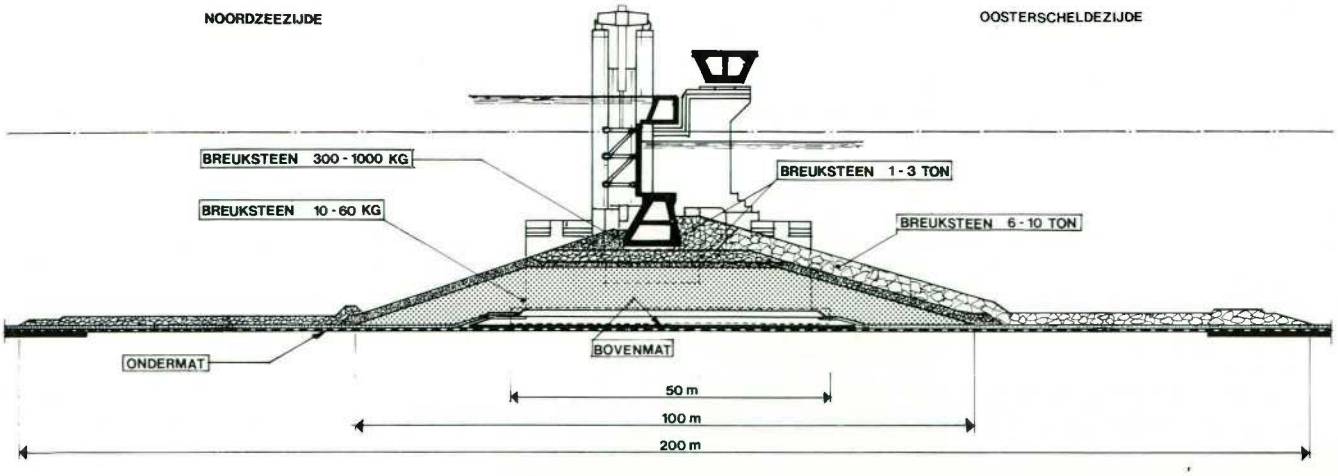
Uiteindelijk wordt de stormvloedkering gevormd door 66 zware pijlers, uitgevoerd in voorgespannen beton, op een onderlinge afstand van 45 m *(fig. 11)*. Tussen de pijlers bevinden zich beweegbare stalen hefschuiven. Onder normale omstandigheden zullen de schuiven opgetrokken zijn om de getijbeweging op de Oosterschelde in stand te houden; alleen bij stormverwachting zullen de schuiven neergelaten worden. In tegenstelling tot andere stormvloedkeringen in Nederland, wordt slechts één stel schuiven toegepast, aangezien het ontwerp van de stormvloedkering zodanig is dat, mocht één van de schuiven weigeren te bewegen, de stabiliteit van de kering geen gevaar loopt en bovendien het waterpeil op de Oosterschelde binnen acceptabele grenzen blijft.
De fundering onder de pijlers *(fig. 12)* wordt gevormd door een geprefabriceerde fundatiemat gevuld met de filtermaterialen zand en grind. Eén van de belangrijkste functies



10
Ontwikkeling van de fundering

11
Lengteprofiel van de sluitgaten





12
Dwarsdoorsnede van de stormvloedkering



13
De vier compartimenten van het bouwdok
foto: Aerocamera

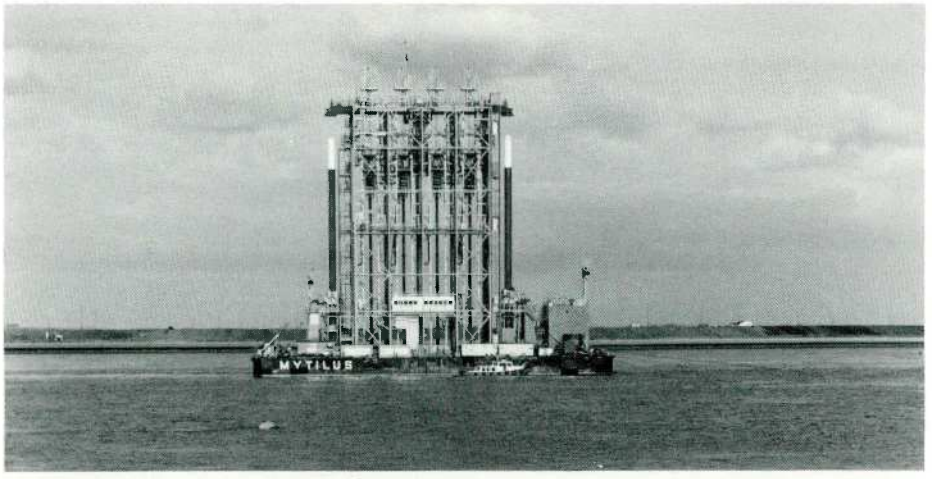


14
Hefschip Ostrea
foto: Waterstaat

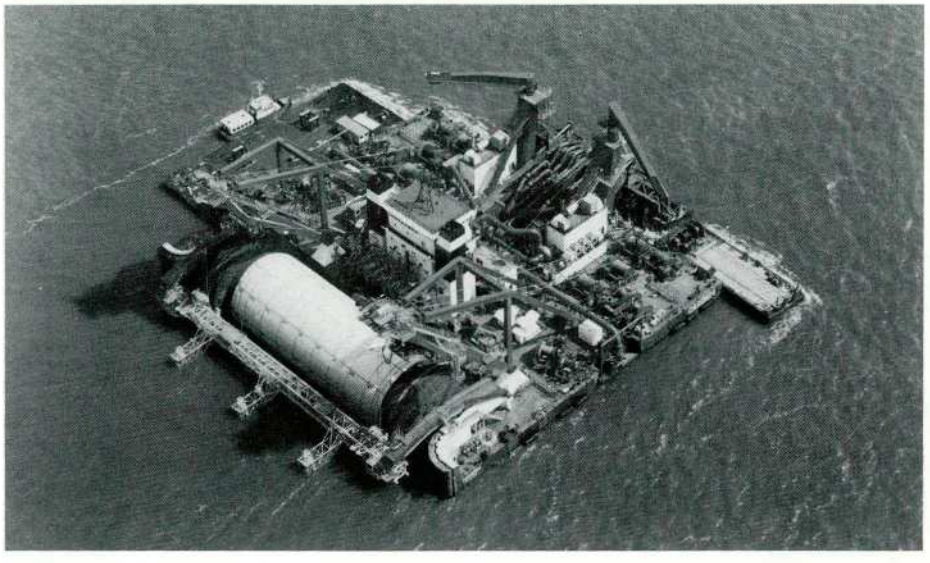
van de fundatiemat is om het onderliggende Oosterscheldebodemzand op zijn plaats te houden onder invloed van het statische en dynamische verhang over de pijlervoet, veroorzaakt door het verschil in waterhoogte aan beide zijden van de kering.
De reductie in het doorstroomprofiel (tot 15 000 m^2) wordt bereikt door zware betonnen dorpelbalken tussen de pijlers.
Tenslotte de drempel van steenachtig materiaal, die dienst doet als bescherming van de fundatiemat en indirect van de ondergrond, door te voorkomen dat ten gevolge van stroming en golven erosie gaat optreden. De drempel is opgebouwd uit lagen steenachtig materiaal met verschillend gewicht; de bovenste laag wordt gevormd door basaltblokken met een gewicht van 6-10 ton.
De ontwikkeling van het ontwerp is sterk beïnvloed door de uitvoeringsomstandigheden ter plekke. De mond van de Oosterschelde kan bijna als 'open zee' beschouwd worden, dat wil zeggen: met getijbeweging en onder vaak slechte werkomstandigheden. De uitvoering is er duidelijk op gericht om de werkzaamheden in open zee tot een minimum te beperken, vergelijkbaar met het installeren van betonnen olieplatforms in de Noordzee. Bij de uitvoering van de stormvloedkering wordt dan ook op zeer grote schaal gebruik gemaakt van prefabricage en plaatsing met nieuw te ontwerpen werkschepen. Bij de uitvoering zijn verschillende fasen te beschouwen:

De 66 betonnen pijlers met een max. gewicht van 18 000 ton worden geprefabriceerd in een bouwput met een oppervlakte van ca. 1 miljoen m^2 die in vier compartimenten is verdeeld *(fig. 13)*. Als voor één grote bouwput was gekozen, zou de laatste pijler klaar moeten zijn voordat de bouwput met water kon worden gevuld. Dat kost te veel tijd.
Als de pijlers in een compartiment klaar zijn, wordt dit compartiment onder water gezet en wordt een opening in de omringende dijk gebaggerd. De pijlers worden dan één voor één uit het compartiment gehaald door het hefschip Ostrea (latijn voor oester) en getransporteerd naar de definitieve bestemming in één der sluitgaten. Het hefschip *(fig.*

15
Verdichtingsschip Mytilus
foto: Aerocamera



16
Matrassenlegger Cardium
foto: Delta-phot



14) is een U-vormig ponton met afmetingen van 90 bij 50 m, uitgerust met twee hijsinrichtingen met een totale hefcapaciteit van ongeveer 10 000 ton.
Intussen wordt in de sluitgaten het fundatieniveau op de juiste hoogte gebracht, enerzijds door ophoging, anderzijds door ingraving (onder de oevers). Omdat de ondergrond uit zand bestaat dat nogal 'los gepakt' is, bestaat het gevaar op verweking (liquefaction) tengevolge van cyclische golfbelastingen. Om de nodige draagkracht te realiseren moet de zandbodem worden verdicht door middel van trillen. De trilverdichting is momenteel in uitvoering door een speciaal daarvoor gebouwd verdichtingsschip Mytilus (latijn voor mossel), uitgerust met 4 trilnaalden die de bodem tot een diepte van max. 15 m kunnen verdichten *(fig. 15)*.
Na de verdichting moet de uit kleine zandkorrels bestaande bodem worden vastgehouden tegen de uitschurende werking van de stroom. Zandkorrels kleiner dan 0,5 mm stromen snel weg, terwijl in de geulen de snelheid groter wordt naarmate de bouw vordert. Deze bescherming geschiedt met behulp van een filterconstructie-opbouw van fijn grind tot stortsteen van 10 ton per blok. Het eerste deel van dit filter, tevens de fundering voor de pijlers, wordt – verpakt in filterdoek – geprefabriceerd in een fabriek in de bouwhaven, daarna opgerold en op de juiste plaats in de geulen afgerold op de bodem, 0,35 m dik, 200 m lang, 43 m breed en 5500 ton zwaar. Ook voor deze operatie is een speciaal werkschip gebouwd, genaamd Cardium (latijn voor kokkel). De Cardium *(fig. 16)* bestaat uit een ponton van 90 bij 60 m, aan de voorkant uitgerust met één zeer brede zuigmond van 45 m en, aan de achterkant, met een grote rol (diameter 16 m) waarop de fundatiemat gerold wordt.
In het sluitgat wordt dus door dit werkschip aan de voorzijde het fundatieniveau op hoogte gebracht en tegelijkertijd vanaf de achterzijde de prefab-filterconstructie daarop aangebracht.
Tenslotte wordt de pijler op de fundatiemat geplaatst door het hefschip dat bij deze manoevre wordt gekoppeld aan een 'afmeerponton' dat reeds enige uren eerder op de juiste plaats is verankerd. Op deze manier wordt tijd gewonnen bij het positioneren van de Ostrea met pijler en is meer tijd beschikbaar voor het plaatsen ervan. Gezien de zware tolerantie-eisen moet het plaatsen zeer nauwkeurig geschieden, rond de kentering van het getij.
Nadat de drempel rondom de pijlers is opgebouwd, wordt de ruimte tussen pijlerbodem en fundatiemat gevuld met een cementzandmengsel.
Als de pijlers zijn geplaatst, wordt de positie

van de pijlers ten opzichte van elkaar nauwkeurig gemeten. Met de meetresultaten worden de volgende onderdelen op de juiste lengte geprefabriceerd en geïnstalleerd: de betonnen dorpelbalken (om het doorstroomprofiel te reduceren tot 15 000 m^2) met een gewicht van ca. 2500 ton, de betonnen bovenbalken met een gewicht van ca. 1200 ton, de stalen schuiven met gewichten variërend van 400 tot 800 ton en de betonnen verkeerskokers met een gewicht van ca. 1250 ton. De montage van deze elementen is gepland om in 1984 te beginnen en zal worden uitgevoerd door een drijvende bok. Om het hefgewicht van de bok te beperken worden de dorpelbalken (droog gewicht 2500 ton) drijvend getransporteerd, zodat het 'schijnbare gewicht' wordt teruggebracht tot 1500 ton *(fig. 17)*.
Er zijn geweldig moeilijke technische en organisatorische problemen tot een oplossing gebracht en er zullen in de komende jaren ongetwijfeld andere problemen opgelost moeten worden.
Door enkele tegenvallers in het ontwerp is er een klein jaar vertraging ontstaan, waardoor ook de kosten wat zijn gestegen.
Niettemin wordt er als eindresultaat een goede harmonie bereikt tussen veiligheid van de achter de kering wonende bevolking en het unieke milieu in het estuarium. De politieke wil was aanwezig om de miljarden guldens daarvoor uit te geven.

5. Invloed op de waterbouwkunde

Bij het uitvoeren van projecten die buiten het kennisgebied liggen zal die kennis zich gaandeweg ontwikkelen. Er is geen sprake van schaalvergroting maar van een sprong vooruit die mogelijk wordt met behulp van een combinatie van bestaande kennis en ervaring, research en de durf om aan zo'n geavanceerd project te beginnen. De bouw van de stormvloedkering is een sprong vooruit in de waterbouwkunde. Deze vooruitgang is gebaseerd op techniek en management.

a. Reeds in de studiefase was het duidelijk dat dc ontwerpfase zowel als de uitvoeringsfase alleen dan tot een gunstig eindresultaat zouden leiden als alle waterbouwkundige kennis in Nederland gebundeld zou worden. De operatie zou honderden medewerkers tellen. Medewerkers van een aantal Rijkswaterstaatdiensten, vele laboratoria, de TH-Delft, een groot aantal aannemingsbedrijven, ingenieursbureaus en industrieën. De totale mankracht variërend tussen 500 en 1000 man werd samengebracht in een projectorganisatie met een matrixachtige structuur. Een van de belangrijkste lessen is geweest dat de hoogste leiding veel beslissingsverantwoordelijkheid naar lagere niveaus moet delegeren. Selectie van mensen, planning en budgetbewaking dienen net zoveel aandacht te krijgen als techniek. Het vasthouden van tijd is erg belangrijk. Een zeer korte studietijd kan, maar vraagt om een zeer breed opgezet onderzoek, wat kostbaar is. In de projectorganisatie moet beslist worden. Er dient dus verschil gemaakt te worden tussen beslissers en adviseurs. Dit is een zaak die veel aandacht vraagt van de hoogste leiding. Een zeer positieve ervaring, ook gebaseerd op gezamenlijk uitgevoerde grote projecten in het verleden, is, dat een ontwerpbundeling van opdrachtgever (Rijkswaterstaat) en uitvoerders (Dosbouw – een combinatie van Nederlandse aannemers –) tot grote prestaties leidt. De rol opdrachtgever – aannemer loopt niet in gevaar, integendeel. Het is een krachtenbundeling.

b. De in Nederland bestaande kennis van de hydraulica en grondmechanica is door de uitvoering van de stormvloedkering met een grote stap vooruit gebracht. Belangrijke elementen zijn de probabilistische benadering van de randvoorwaarden en de invloeden van cyclische golfbelastingen. Ook het onderzoek van uit korrelig materiaal opgebouwde filters is belangrijk. Deze kennis is belangrijk voor allerlei constructies in de kustwaterbouwkunde en de offshore-techniek. Vermeldenswaard is zeker de nauwe relatie tussen de waterbouwkundige ontwerpers en de specialisten van het scheepsbouwkundig laboratorium. De grote inzet van speciaal ontworpen schepen maakte dit nodig. Nieuwe ontwikkelingen voor grondmechanische en hydraulische verkenningen zijn vermeldenswaard.

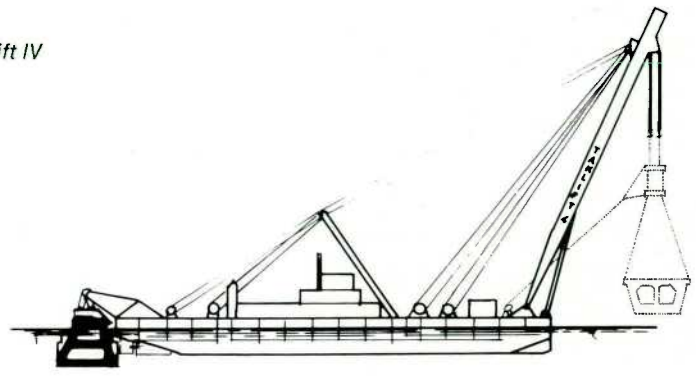
c. De ontworpen beton- en staalconstructies worden blootgesteld aan zeer grote krachten en moeten niet alleen sterk maar ook duurzaam zijn. Een extra probleem is de noodzaak om juist tijdens opkomende storm een deel van de constructie in beweging te brengen, dus te sluiten.
Bij het ontwerp is vooruitgang geboekt op het gebied van mechanica. De realisering van de uit te voeren berekeningen zijn alleen mogelijk geweest met behulp van computerberekeningen van geschematiseerde modellen. Voor details werden fijnere elementenverdelingen aangehouden.
Bij de staalconstructies van de schuiven is vooral het trillingsonderzoek en de ontwikkeling van het bewegingswerk vermeldenswaard.
Bij de uitvoering van het betonwerk was een zeer hoogwaardige betonkwaliteit noodzakelijk uit overwegingen van duurzaamheid en belasting. Nieuwe ontwikkelingen op voorspangebied zijn gerealiseerd terwijl betontechnologische vorderingen zijn gemaakt.

d. Het bouwen van omvangrijke constructies op zee, zoals de stormvloedkering, is alleen mogelijk door montage van de onderdelen van die constructie ter plaatse. De montagetijd zal kort moeten zijn. Het vraagt om prefabricage van zo groot mogelijke onderdelen en de toepassing van speciale plaatsingsvaartuigen. Dit geldt niet alleen voor beton- en staalconstructies maar ook voor de fijne filterconstructies.
Bij het ontwerp moet een studie gemaakt worden van alle voorkomende toleranties. Fouten of bagatelliseren leidt bij de uitvoering tot vrijwel onoplosbare problemen. De ontwerpfilosofie krijgt als het ware een nieuwe dimensie.
Plaatsing in korte tijd betekent kennis van de omstandigheden ter plaatse. Weersomstandigheden, golf- en stroomgegevens moeten van tevoren bekend zijn. Ook van groot belang is de nauwkeurige plaatsbepaling voor de werkschepen. Hier zijn nieuwe ontwikkelingen ontstaan.

e. Zoals hiervoor al is gezegd heeft de aannemerscombinatie Dosbouw zeer intensief met Rijkswaterstaat samengewerkt bij het ontwerp van de stormvloedkering.
Bij de uitvoering van het werk dient echter een contract tussen opdrachtgever en aannemer aanwezig te zijn. Door de geweldige omvang van het werk kan dit niet in één stap worden geregeld. Tussen beide partijen is het uitvoeren van de werken op de volgende wijze geregeld:
Voor het hele werk is een raamcontract gemaakt. Dit contract, waarover intensief is onderhandeld, regelt algemene zaken. Het geeft aan welke onderdelen door de combinatie Dosbouw gebouwd zullen worden, hoe het materieel ingezet en betaald wordt, hoe de wijze van prijsbepaling wordt opgezet. Het geeft vaste percentages aan voor algemene kosten en winst en het regelt prijsgeschillen. De werkonderdelen worden via honderden deelcontracten besteed waarbij het raamcontract de algemene basis blijft.
Deze wijze van besteden is in Nederland niet nieuw maar de grootschaligheid geeft nogmaals een bevestiging van het toegepaste systeem. Ook dit is van grote betekenis. Opgemerkt kan worden dat samenwerking bij ontwerp en scheiding van partijen tijdens de uitvoer zeer goed mogelijk is.

f. Alle ontwikkelingen in de Oosterschelde van de laatste tien jaar zijn ontstaan door groeiende aandacht voor het milieu. Ik denk dat we mogen zeggen dat dit resultaat van wereldwijde betekenis is.

17
De drijvende bok Taklift IV



ir.A.A.H. van Dam
Dosbouw

500 000 m³ geprefabriceerd, voorgespannen beton

De stelling dat de ligging van Nederland in een Deltagebied met een Europees achterland bepalend is geweest voor de economische ontwikkeling van het land in het algemeen en voor de technische deskundigheid van de Nederlandse waterbouwkundigen in het bijzonder, is goed houdbaar.
Zoals in tijden van oorlog grote offers worden gebracht om de wapens te smeden die men nodig acht om datgene aan waarde te behouden wat men bezit, zo ook kunnen we stellen dat we de zee als eeuwige vijand bestrijden maar nu met een wapen dat haar de gelegenheid geeft als vriend binnen te komen door bij te dragen aan het behoud van waarden die we niet willen verliezen.
De Nederlandse waterbouwkundigen horen thuis binnen dit ecologisch systeem en wij prijzen ons gelukkig dat de wereld voor ons toegankelijk is. De verplichting om u in onze ervaring te laten delen, beschouwen wij als een voorrecht.

Het voor en tegen van prefabricage
Ofschoon we beseffen dat u op de hoogte bent van alle argumenten waarom tot prefabricage van constructies wordt overgegaan, lichten wij er enkele belangrijke uit die voor vrij recent gereedgekomen constructies hebben gegolden.

1
Caissons van verschillende afmetingen werden gebruikt bij Ouwerkerk in 1953
foto: KLM-Aerocarto



1. De praktische en fysieke onmogelijkheid om een kunstwerk op andere wijze tot stand te brengen is één van de simpelste en meest afdoende motieven. Twee voorbeelden hiervan zijn het Andoc/Dunlin platform en de pijlers van de Oosterschelde stormvloedkering. Het begrip prefabriceren is in dit verband echter taalkundig misleidend. Het gaat immers om een min of meer ambachtelijk tot stand gekomen constructie die in haar geheel verplaatsbaar is. Van de pijlers kunnen alleen de dakbekistingsplaten van de caissons als geprefabriceerde eenheden worden aangemerkt. Ze worden geïncorporeerd in de totale pijlerconstructie.
De pijlers zelf zijn gefabriceerd en vormen geprefabriceerde onderdelen van de stormvloedkering. Een gereed produkt wordt afgeleverd, zoals dat bijv. bij een schip het geval is. Niemand zal van een geprefabriceerd schip spreken.

Teneinde de vaarwegen niet te blokkeren worden afgezonken tunnels samengesteld uit geprefabriceerde elementen. Hetzelfde geldt voor onderdelen ter overbrugging van spoor-, verkeers- en vaarwegen.

2. Bij vrije keuze spelen technische overwegingen in relatie tot produktie en kwaliteit vaak een rol. De produktie- en kwaliteitsvoordelen van prefabricage zijn:
– minder krimp en temperatuursinvloeden;
– het opvangen van ongelijke zettingen;
– een fabriekmatige bouw onder betere omstandigheden en het benutten van serieeffecten;
– warmte- en vacuümbehandelingen zijn mogelijk;
– betere kwaliteitscontrole en meetnauwkeurigheid;
– minder terreinbeslag op de bouwplaats.

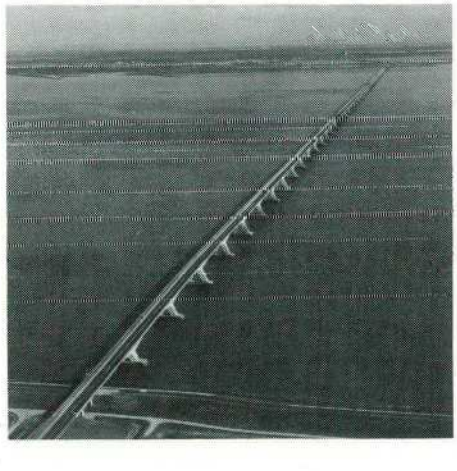
3. Tenslotte kunnen tijd en/of geld factoren van doorslaggevende betekenis zijn. De bouwtijd is terug te brengen tot de montagetijd van de onderdelen. Bovendien kunnen deze onderdelen op verschillende plaatsen tegelijk in produktie worden genomen.
Als kostenaspecten kunnen worden genoemd:
– hogere produktiviteit;
– concentratie van mensen geeft een vermindering van reistijd.

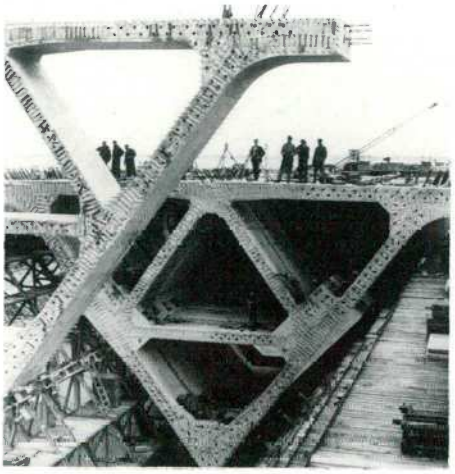
Alle bovengenoemde voordelen zijn u ongetwijfeld bekend, evenals de nadelen waarvan we er enkele noemen:
– passingsproblemen;
– verbindingen zijn vaak complex;
– het gebruik van middelen voor horizontaal en verticaal transport is kostbaar.
Slechts zelden zijn de besparingen die met het prefabriceren van bouwonderdelen worden bereikt van doorslaggevende betekenis. Dit verandert zodra voor het produkt een ruime markt bestaat. Palen, brugliggers, buizen e.d. voldoen aan dit criterium.

Voorbeelden van prefabricage
Ter verduidelijking van het voorgaande volgt een aantal grote geprefabriceerde bouwwerken, dat in de afgelopen tijd is uitgevoerd.

Bruggen
Zeelandbrug (omstreeks 1965)
Brug Wilhelminakanaal (1978)
Kademuren en steigers
Eemshaven c.s. Rotterdam (1965-1975)
Caissons
Brouwersdam caissons (ca. 1972)
Sluizen en Stuwen
Haringvliet nabla-liggers (1965)

2
Zeelandbrug 1965
foto: Delta-phot





3a
Moten van de Nablaligger voor de spuisluizen in het Haringvliet



3b
Bouw Haringvlietsluizen
foto: KLM-Aerocarto



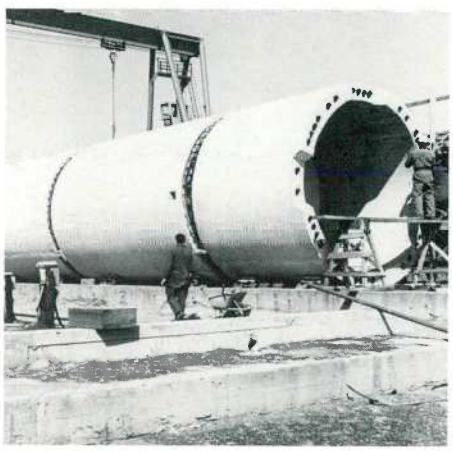
4a
Nederlands langste tunnelmoot voor Hemtunnel



4b
Nederlands breedste tunnelmoten (Drechttunnel)

Tunnels
Leidingentunnel Haringvliet (1970)
Schalentunnel metro Rotterdam (1976)
Drechttunnel (breedste onderdelen) (1978)
Hemspoortunnel (langste onderdelen) (1980)
Botlektunnel (meest recente) (1980)
Offshore constructies
Lichtopstand Europoort (1973)
Andoc platform (1976)

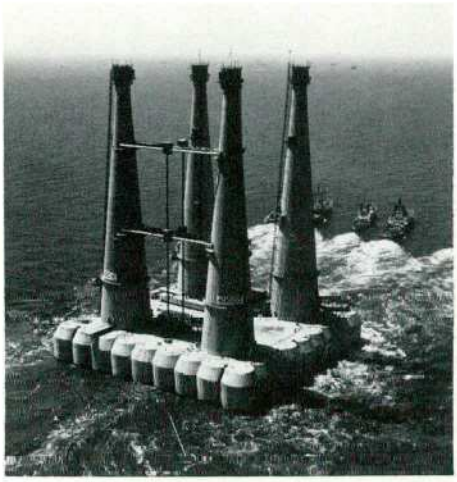
De Oosterschelde Stormvloedkering
Uit het artikel van ir.Slagter is gebleken dat het niet mogelijk is om de gehele stormvloedkering ter plaatse in een bouwput te bouwen, in tegenstelling tot de spuisluizen in het Haringvliet, omdat daarmee het grondprincipe, te weten het zoveel mogelijk handhaven van de natuurlijke situatie, geweld wordt aangedaan.



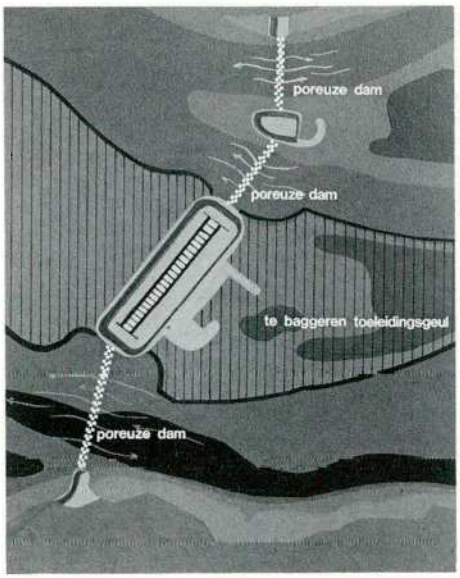
5a
Segmenten voor lichttoren
foto: D. Willebrands, Kats



5b
Lichttoren geplaatst in Europoort
foto: Jack van Bodegom



6
Andoc platform 1976
foto: Aerocamera



7
Impressie bouw stormvloedkering in een bouwput
foto: Jack van Bodegom

8
Onderdelen van de stormvloedkering
foto: Jack van Bodegom

De afsluitbare openingen moeten derhalve worden gecreëerd in de bestaande stroomgeulen met behoud van de configuratie van de hydraulische doorsnede. Optimalisatie van het ontwerp heeft geleid tot doorstroomopeningen met een dagwijdte van ± 40 meter, relatief klein, zeker in esthetisch opzicht, in verhouding tot de lengte der sluitgaten. Thans kan echter met enige voldoening worden gesteld dat vergroting van die dagwijdte ons in de uitvoering voor onoplosbare problemen zou hebben geplaatst. Hierbij valt onder meer te denken aan het – trapsgewijs – volgen van het bodemprofiel zowel als aan de vergroting van vitale onderdelen zoals de funderingsmatten en, last but not least, een exponentiële extrapolatie van het uitvoeringsmaterieel (zie het artikel van ir.Schetters).
Bovenal echter waren de uitvoeringsprocessen in de Oosterschelde-omstandigheden niet meer beheersbaar geweest.

Prefab-betonelementen bij de stormvloedkering

De ruim 500 000 m^3 beton is verdeeld over de volgende componenten:

440 000 m^3 in de pijlers	66 st.
4 000 m^3 in de landhoofden	6 st.
35 000 m^3 in de verkeerskokers	69 st.
30 000 m^3 in de bovenbalken	63 st.
9 000 m^3 in de hamerstukken	132 st.
63 000 m^3 in de dorpelbalken	63 st.

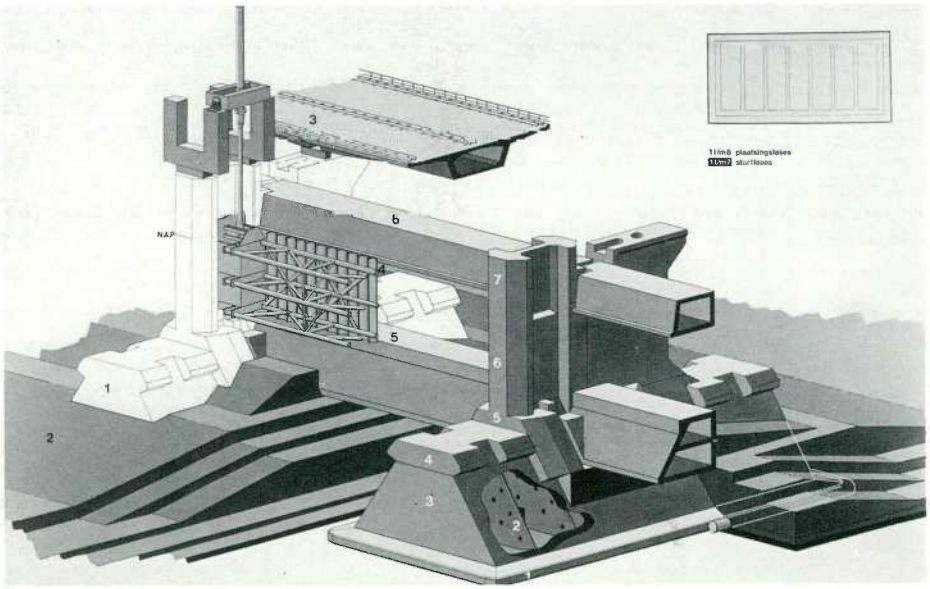
Landhoofden, verkeerskokers, bovenbalken en hamerstukken worden in Kats geprefabriceerd.
De volgorde van plaatsing is aangegeven in tabel 1; zie ook figuur 8.

Bij de produktieplanning dient er rekening mee te worden gehouden dat eerst na inmeten van de geplaatste pijlers de afbouw van verkeerskokers, dorpel- en bovenbalken kan plaatsvinden. Van de verkeerskokers worden eerst twee delen gemaakt, waarna een passende middensectie wordt tussengevoegd. Van de onderdorpelbalk worden eerst de rompen en daarna de uiteinden gemaakt.
In de 440 000 m^3 beton voor de pijlers zal 45 kg/m^3 voorspanstaal worden verwerkt en 65 kg/m^3 support- en wapeningsstaal.

De bouw van de pijlers

Bij een beschouwing over de bouw van de pijlers rijst de vraag hoe, in welk tempo en waar de pijlers moeten worden gefabriceerd. Het tweede deel van de vraag dient eerst te worden beantwoord, immers het tempo van voltooiïng van de pijlers wordt geheel bepaald door het tempo waarin ze kunnen worden geplaatst. Welnu de plaatsingslijn passend in de overall-planning is gegeven in figuur 10. Op de vaststelling van de plaatsingslijn wordt nog teruggekomen.

Er dient naar te worden gestreefd dat de plaatsingsoperatie niet wordt opgehouden door een tekort aan pijlers, vandaar de stelregel, produceer iets sneller dan de afnemersbehoefte, zonder dat dit tot onaanvaardbare voorraden leidt, zeker niet indien deze opslag geld kost. De plaatsingslijn is dus bepalend geweest voor de produktielijn. Het aantal tegelijkertijd in aanbouw zijnde elementen wordt bepaald door de produktietijd per eenheid.

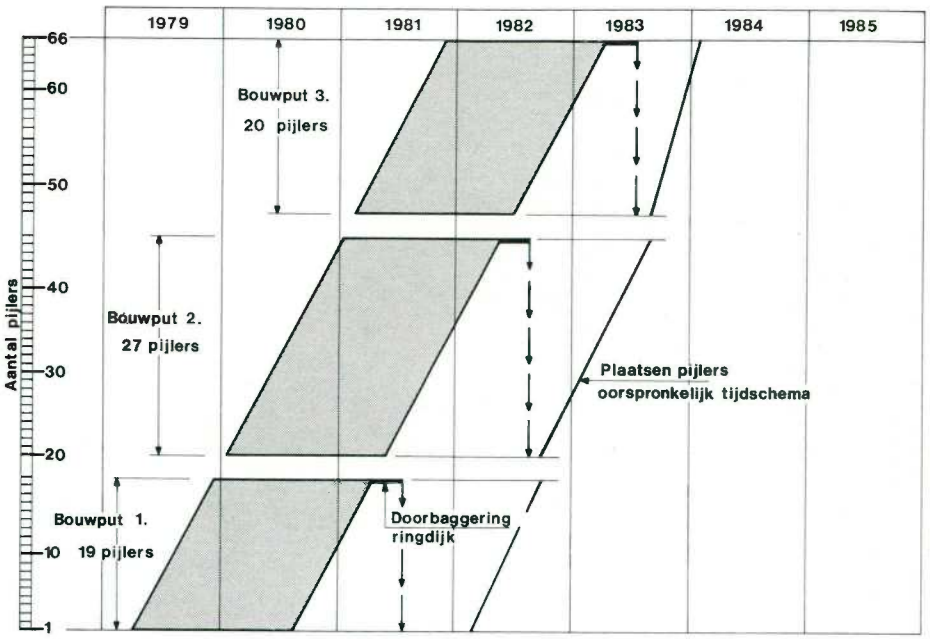


Tabel 1

onderdeel	max. droog gewicht	onder water gewicht
– landhoofdringen	230 ton	
1. pijlers	18 000 ton	9 500 ton
2. drempel	–	
3. verkeerskoker en hamerstukken	1 200 / 1 600 ton en 250 ton	
4. schuiven	600 ton	
5. dorpelbalken	2 800 ton	1 500 ton
6. bovenbalken	1 200 ton	



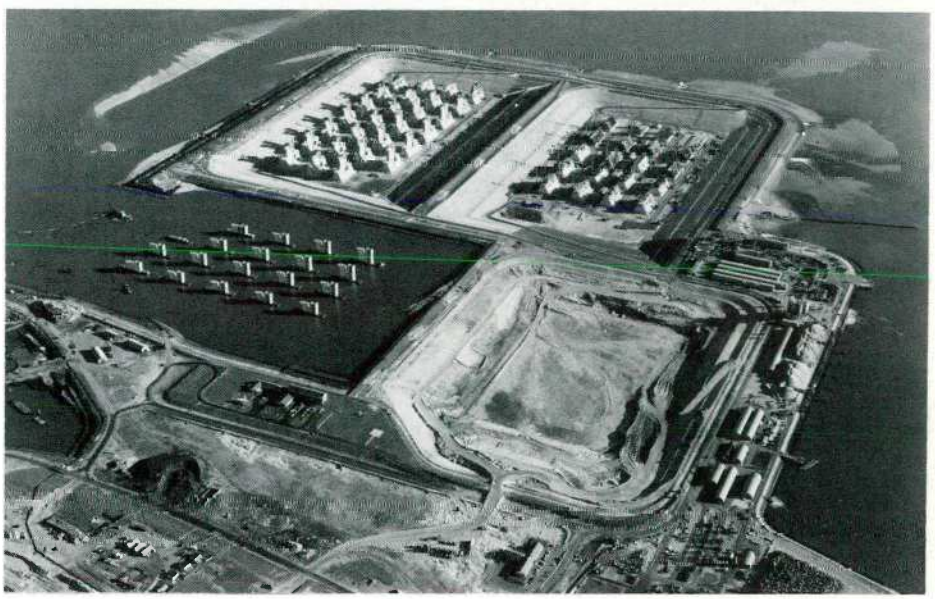
9
Funderingsringen voor landhoofden
foto: Waterstaat



10
Relatie tussen produktie en plaatsen van de pijlers



11
Bouwput verdeeld in vier compartimenten
foto: Aerocamera

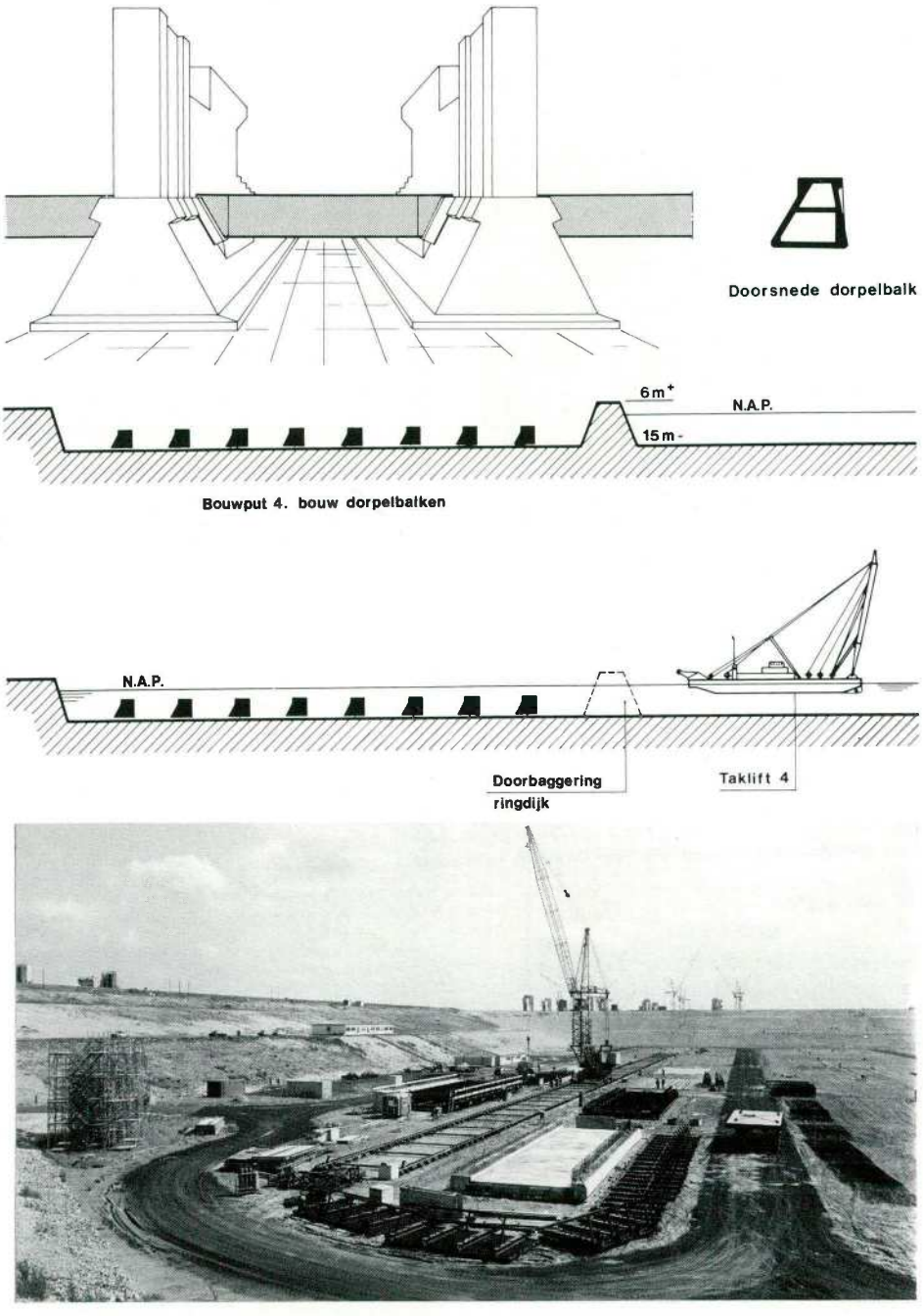


12
Werkterrein; één compartiment is reeds geïnundeerd
foto: Delta-phot

Het vaststellen van de produktietijd vergt een analyse van het produktieproces en van de in te zetten middelen. De fasen waarin de pijlerbouw is onderverdeeld worden in overleg met de ontwerper vastgesteld en fysische processen zijn daarbij binnen bepaalde grenzen te beïnvloeden.
Indien vaststaat:
a. hoeveel pijlers tegelijk in produktie moeten worden genomen;
b. welke pijlers in welke volgorde worden afgenomen en welke eisen het transportmiddel ruimtelijk stelt;
c. hoeveel pijlers er in voorraad moeten zijn,
d. hoeveel terrein in beslag wordt genomen door de produktiemiddelen zoals keten, wegen, kranen, enz.,
dan kan het benodigde produktie-oppervlak en terreinbeslag worden bepaald. Het produktieterrein is 35 ha groot; het werkterrein 12 ha *(foto 11 en 12)*.

Het is niet strikt noodzakelijk om een bouwdok te gebruiken, maar dit geeft bij transport na gereedkomen wèl de minste problemen. Deze vertrouwde bouwdokmethode waarbij een deel van het gewicht door waterverplaatsing wordt geëlimineerd werd na aanvaarding van het huidige ontwerp al snel favoriet, temeer omdat vooruitlopend op de uitvoering van de stormvloedkering reeds enkele ringdijken waren geformeerd.
Andere locaties zijn onder meer om sociale redenen onderzocht. De daaraan verbonden langdurige bemaling – de langere vaarroutes – slechte bodemgesteldheid en ongun-

13
Bouwwijze van de dorpelbalken; de foto toont de gestorte vloer van de eerste balk
foto: Waterstaat

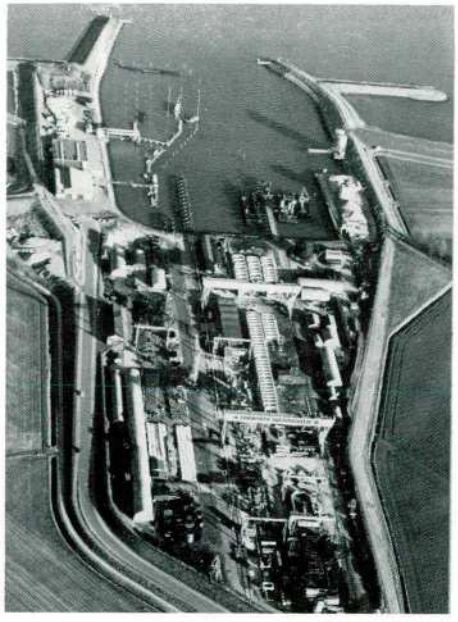


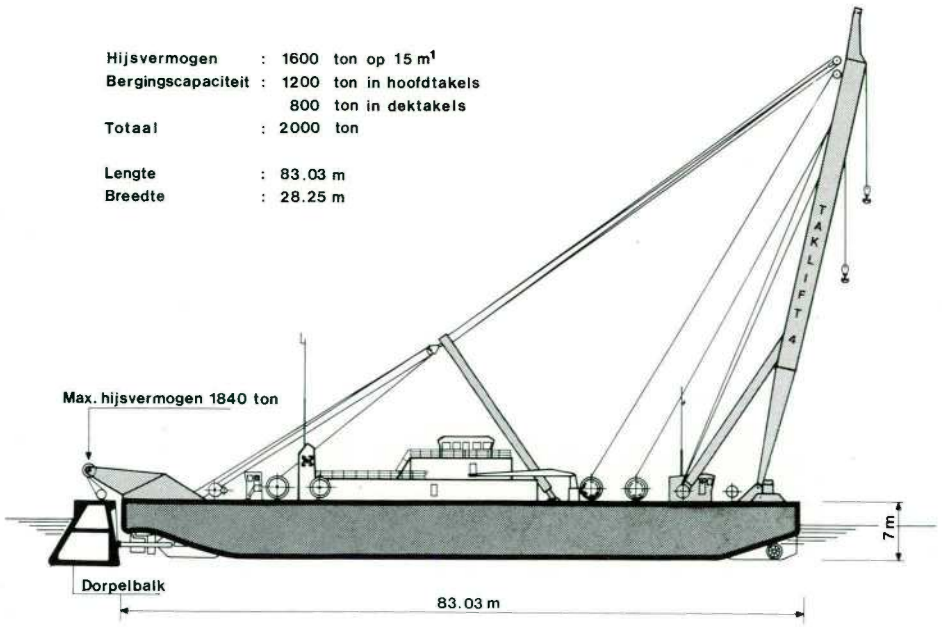
stiger planningsaspecten hebben ons weer teruggeleid tot de bouwput Schaar op damvak Geul, hoewel de geografische ligging ongunstig is.

Bij het afstemmen van de produktie op plaatsingslijnen moet rekening gehouden worden met verschillende ex- en interne factoren die de procesduur kunnen beïnvloeden. Het maken van betonelementen van deze aard en omvang aan de kust en in Hollands klimaat valt volledig binnen het ervaringsgebied van de aannemers. De bouwtijd is zodanig lang dat op basis van meteorologische statistieken met ongunstige weersinvloeden rekening kan worden gehouden.
Heel anders is het gesteld met het plaatsen van de pijlers. Het aanslaan en ophijsen (transport-gereed maken), transporteren, afmeren en het met de gewenste nauwkeurigheid op de juiste plaats zetten, is een zodanig langdurige en gecompliceerde operatie, dat we slechts met behulp van simulatieprogramma's op de computer de werkelijkheid dichter naar ons toe kunnen halen. Een erg ongewisse factor is de onvoorspelbaarheid op langere termijn van belangrijke water- en weercondities.
Hiertegenover staat dat het repetitie-element ongetwijfeld in gunstige zin zal werken.

De bouw van de overige elementen

Produktie van de overige elementen zoals verkeerskokers, hamerstukken, onderdorpels en bovenbalken stelt ons niet voor bijzondere problemen. Zoals reeds eerder opgemerkt kunnen definitieve afmetingen van brugligger, dorpel- en bovenbalken eerst nà het plaatsen van de pijlers, door inmeting worden vastgesteld.
Ook hier wordt vanuit de overall-planning de produktietrein en het benodigde produktieterrein vastgesteld. Eén van de vier bouwdokcompartimenten is gereserveerd voor de omvangrijkste en tevens zwaarste onderdelen: de dorpelbalken, teneinde te kunnen profiteren van de schijnbare gewichtsvermindering door onderdompeling.
Enkele partners in de bouwcombinatie beschikken over een produktieterrein dat uitstekend is uitgerust voor het maken van betonelementen. De geografische ligging ervan is zodanig dat de transportafstand naar de stormvloedkering niet veel groter is dan de afstand vanaf de bouwput Schaar. Dosbouw gebruikt dit terrein voor de bouw van de wat lichtere maar toch altijd nog forse overige elementen.





14
Bestaande bouwplaats voor de prefab-elementen te Kats

15
Drijvende bok voor het transport en plaatsen van onder meer de dorpelbalken

Plaatsing van de onderdelen geschiedt met een 2000 tons bok. Het oppakken en transporteren geeft naar wij hopen en verwachten geen bijzondere problemen. De manoeuvres bij plaatsing van hoog gelegen elementen worden sterk beïnvloed door bewegingen van de ponton, hetgeen zijn repercussies heeft op de bedrijfscoëfficiënt. De laaggelegen dorpelbalk vergt een zeer nauwgezet plaatsingsplan. Daar moet onder moeilijke stroomcondities en binnen zeer nauwe toleranties worden gewerkt.

Integratie van ontwerpproces- en uitvoeringsmethodenstudie

Zoals bekend kan het ontwerpproces in grote lijnen worden opgesplitst in:
1. bepalen van programma van eisen;
2. ontwerp (schetsontwerp – vóórontwerp – definitief ontwerp) parallel onderzoek – proeven – berekeningen;
3. bepalen uitvoeringsmethode;
4. vaststellen bouwtijd en kosten.

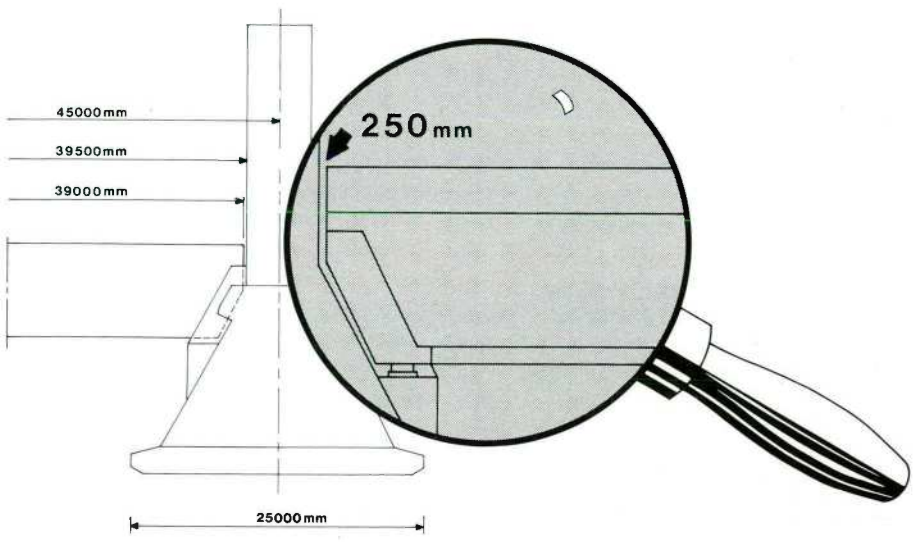
Indien aan het programma van eisen kan worden voldaan binnen de randvoorwaarden tijd en geld, voldoet het ontwerp in technisch-commerciële zin. Indien dit niet het geval is zal de kringloop opnieuw moeten worden doorlopen en zelfs indien deze sluit blijft de vraag open of de optimale oplossing is verkregen.

Bij de stormvloedkering is bovengenoemde cyclus ettelijke malen doorlopen omdat zowel bij het ontwerp als de uitvoeringsmethode niet kon worden teruggevallen op ervaring maar met vele nieuwe dus nog onbekende fenomenen rekening moest worden gehouden. Dat er in dergelijke omstandigheden méér dan ooit behoefte is om in teamverband – onderzoekers – ontwerpers – bouwers – te werken, spreekt vanzelf. De constructie draagt in vele opzichten duidelijk de sporen van deze samenwerking. Als raakvlakken (letterlijk en figuurlijk) kunnen worden aangewezen:

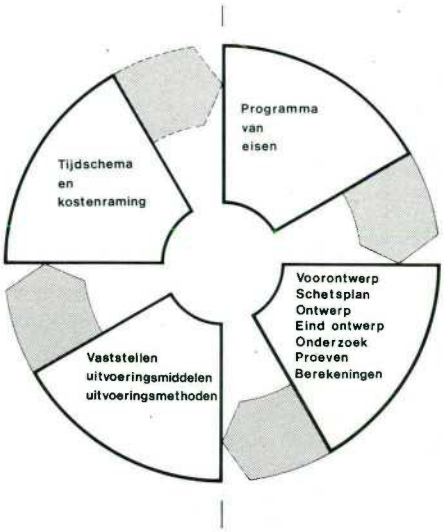
a. *de billen*, het funderingsbed is niet zò vlak te maken dat de voetplaat volledig aansluit op en ondersteund wordt door de ondergrond, vandaar de twee ribben voor het montagestadium;

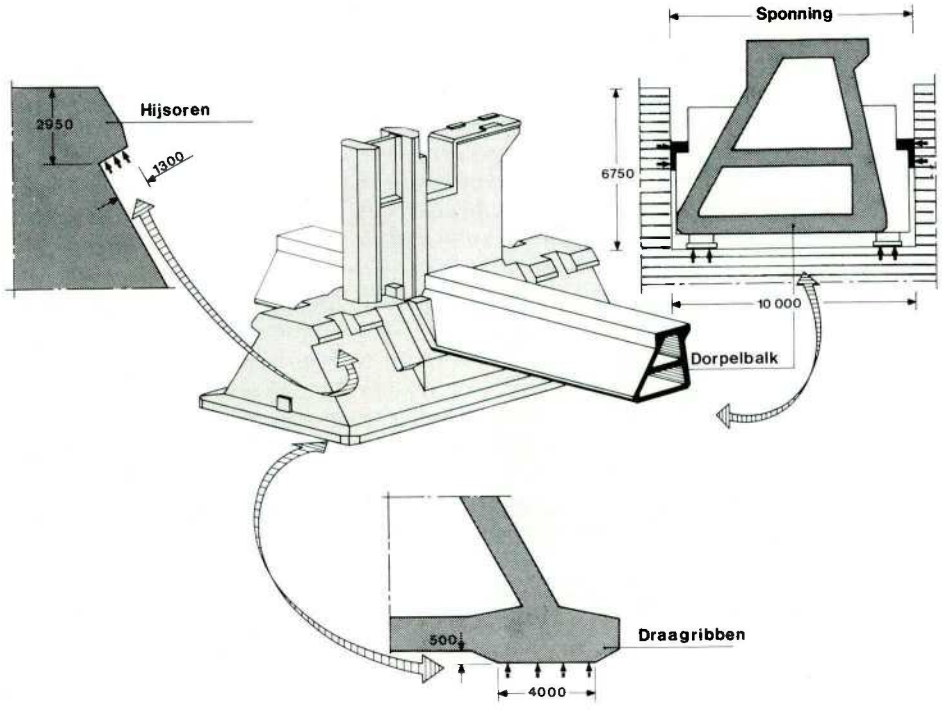
b. *de hijsnokken*, het is een feit dat men in staat is bijna ongelimiteerd gewichten te tillen. Het grootste probleem waarvoor men

16
Kleine marges voor grote onderdelen



17
Ontwerpcyclus





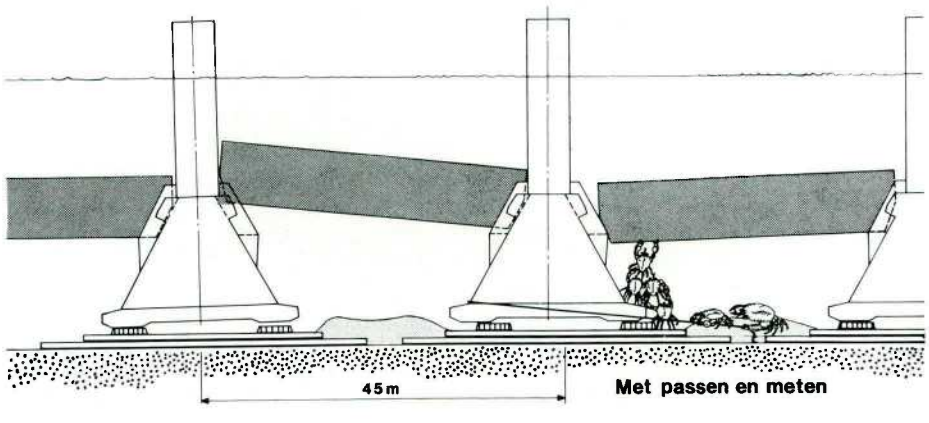
zich steeds geplaatst ziet, is de overgangsconstructie tussen het hijsmiddel en het te hijsen (betonnen) voorwerp;
c. *de dorpelbalksponningen;* welke inwendige minimum afmetingen zijn noodzakelijk en tevens voldoende groot om bij het plaatsingsproces niet in de problemen te geraken?

Het spreekt vanzelf dat hiermee geen uitputtend overzicht is gegeven van àlle raakvlakken, integendeel, ze zijn niet eens de belangrijkste, echter visueel zo opvallend dat ze er even uitgelicht zijn. Om ieder misverstand daaromtrent te voorkomen zij vermeld dat – ofschoon er een innige geïntegreerde samenwerking bestaat tussen ontwerper en aannemer – de ontwerper verantwoordelijk is en blijft voor het ontwerp en de aannemer voor de goede uitvoering ervan.

Passingsproblematiek
Tot slot een enkel woord over de passingsproblematiek omdat dit onderwerp uitvoerig aan de orde komt in de artikelen van de heren De Graaf (toleranties) en Jellema (survey-systemen).

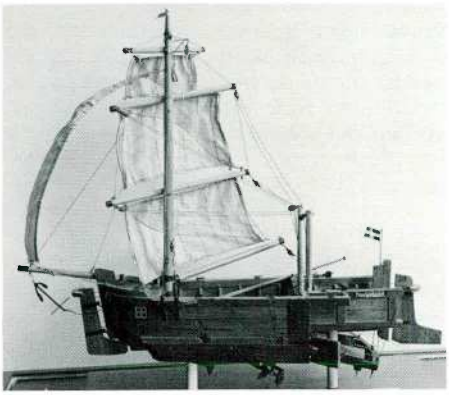
Bij het samenstellen van een kunstwerk uit onderdelen is een vlotte uitvoering ermee gebaat – en dit is vertaalbaar in tijd en kosten – als de nauwkeurigheid waarmee moet worden gewerkt niet nodeloos wordt opgeschroefd. Een hoge nauwkeurigheidsgraad vergt niet alleen 'van nature' meer tijd en kosten maar brengt ook het risico met zich van afkeuring omdat de marges zo klein zijn. Als afkeuring leidt tot verlenging op het kritieke uitvoeringspad kunnen de bedrijfskosten vaak oplopen tot een veelvoud van de correctiekosten van het afgekeurde onderdeel. De ontwerper zal indien afbreuk wordt gedaan aan één van zijn primaire eisen – bijvoorbeeld het heen en weer gaan van de schuiven – terecht limieten vaststellen. Welke limieten dat zijn en de verdeling ervan over de verschillende onderdelen c.q. stadia valt zoals gezegd buiten het kader van dit onderwerp.

De maatafwijkingen in de successieve betononderdelen vormen niet het grootste probleem. Dit ligt duidelijk anders bij het plaatsen van de pijlers of het verbeteren van de kwaliteit van de ondergrond.



ir.J.M.Schetters
directeur-generaal Dosbouw

Speciaal materieel als gevolg van integratie van ontwerp en uitvoering



1
De Zeeland – een baggervaartuig uit de 15e eeuw
foto: Jack van Bodegom



2
Hopperzuiger
foto: Aerocamera

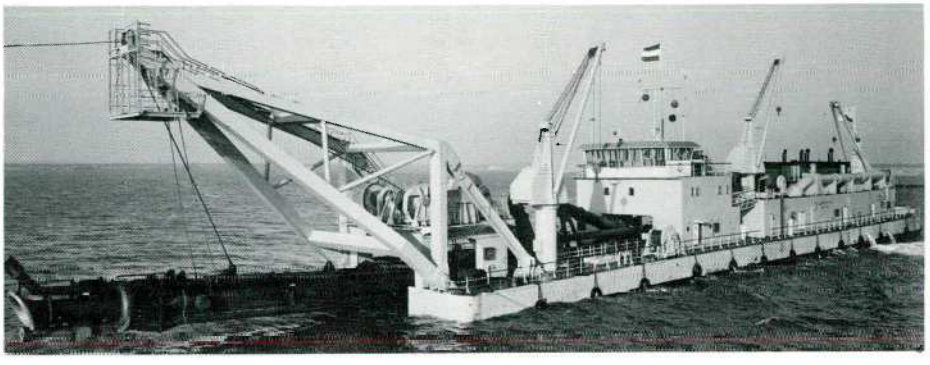
3
Cutterzuiger
foto: Volder/De Meij, Rotterdam

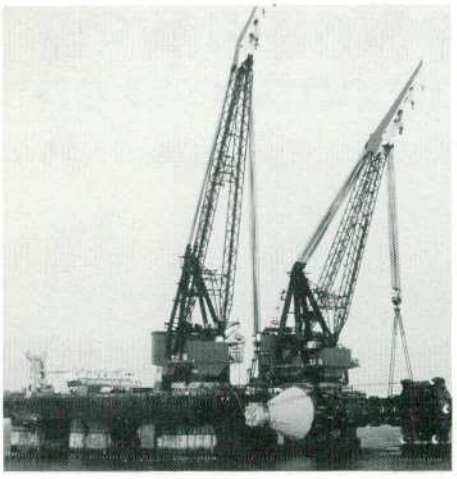
1. Inleiding

1.1. Het *speciale materieel* zoals dat ontwikkeld is voor de bouw van de stormvloedkering kan worden gezien in het historisch perspectief van de ontwikkelingen in de civiele techniek; niet alleen gedurende de laatste decennia, maar gedurende eeuwen.
De ontwikkelingen in de civiele techniek vloeien voort uit de wisselwerking tussen de behoefte aan grotere en/of gedurfdere constructies en de mogelijkheid tot het bouwen van materieel om dergelijke ontwerpen te realiseren.
Hoewel ook in de oudheid spectaculaire bouwwerken tot stand kwamen, zoals pyramiden, aquaducten, kathedralen enz., was dat toendertijd in hoofdzaak een resultaat van menselijke vindingrijkheid gecombineerd met een overschot aan goedkope arbeidskrachten. Pas in de 19e eeuw hebben beton en staal als constructiematerialen, tegelijk met uitvindingen op mechanisch gebied, de mogelijkheden in de bouw verruimd en daarmee de grenzen bij het ontwerpen verlegd.

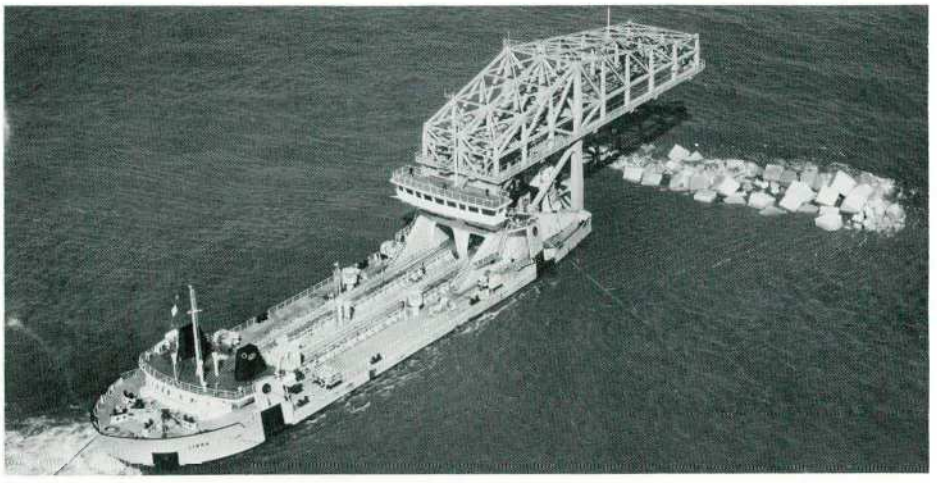
1.2. *Materieel toegepast in de natte waterbouw (foto 1-3)*
Een belangrijk voorbeeld in deze ontwikkeling is de baggerindustrie. Reeds in de 15e eeuw begonnen de Nederlanders met het ontwikkelen van technieken om land te winnen èn te beschermen en de toegankelijkheid van hun havens bij toenemend verkeer te water te handhaven. De 19e eeuw echter, met de komst van de stalen schepen en de mechanische aandrijving leidde tot de ontwikkeling van gevarieerd baggermaterieel, zoals emmerbaggermolens en hopperzuigers, die grotere havenwerken mogelijk maakten.
Niet alleen in Nederland, maar ook in Engeland en de Verenigde Staten werden baggertechnieken verder ontwikkeld. In de Verenigde Staten moest dikwijls een harde bodem worden verwijderd en dit leidde tot de ontwikkeling van de cutterzuiger.
De grondslag voor de over de gehele wereld bekende Nederlandse baggerindustrie werd gelegd aan het eind van de 19e eeuw, met de aanleg van het Noordzeekanaal en de Nieuwe Waterweg. Vanaf dat moment ging het ontwerpen van havens, haventoegangen, landwinning en – bescherming gelijk op met de ontwikkeling van nieuwer en krachtiger materieel.

1.3. *Materieel voor buitengaatse bouwwerken (foto 4)*
Een heel ander gebied waarin de ontwikkeling van ontwerp en materieel sterk is geïntegreerd, is het buitengaats zoeken en winnen van olie (de 'offshore oil industry'). Het is nog maar 60 jaar geleden dat aan de oever van het Maracaibomeer oliemaatschappijen op slechts enkele meters afstand van elkaar met elkaar wedijverden in het zoeken van olie. Het verschil was dat de een op het land werkte en de ander in het water, al was dat minder dan een meter diep. Niettemin lag hier het begin van de 'offshore oil industry' zoals we die heden ten dage kennen en waarvan het eind van de ontwikkeling nog niet in zicht is. Steeds gedurfder projecten werden en worden gerealiseerd, zoals booreilanden en pijpleidingen, in steeds dieper water.
De ontwikkeling van het materieel houdt met dit alles gelijke tred en het is moeilijk te





4
Bouwkranen op offshore platforms



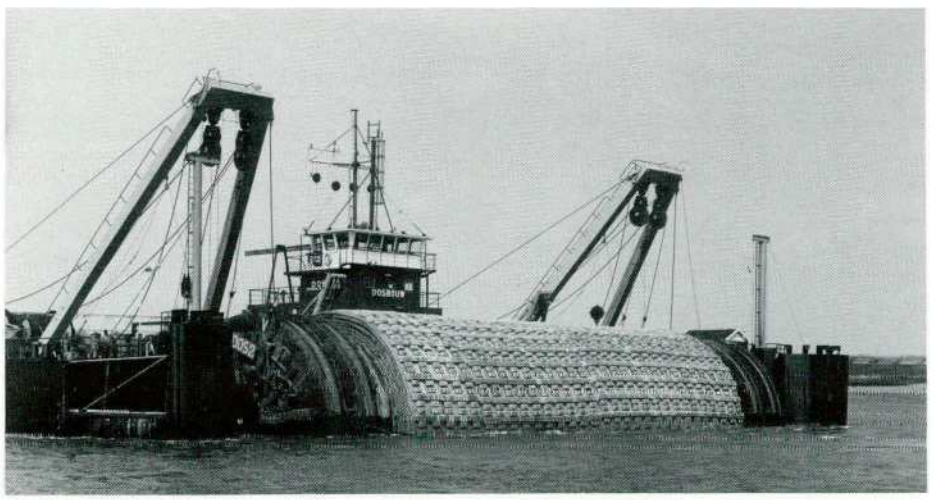
5
Blokkenvaartuig bij de bouw van de havenmonding Europoort
foto: Aerocamera

zeggen of een project vooruit loopt op de mogelijkheden van het materieel, of dat nieuw materieel nieuwe ontwerpen mogelijk maakt. Onderwatertechnieken en electronica nemen deel aan deze ontwikkelingen.

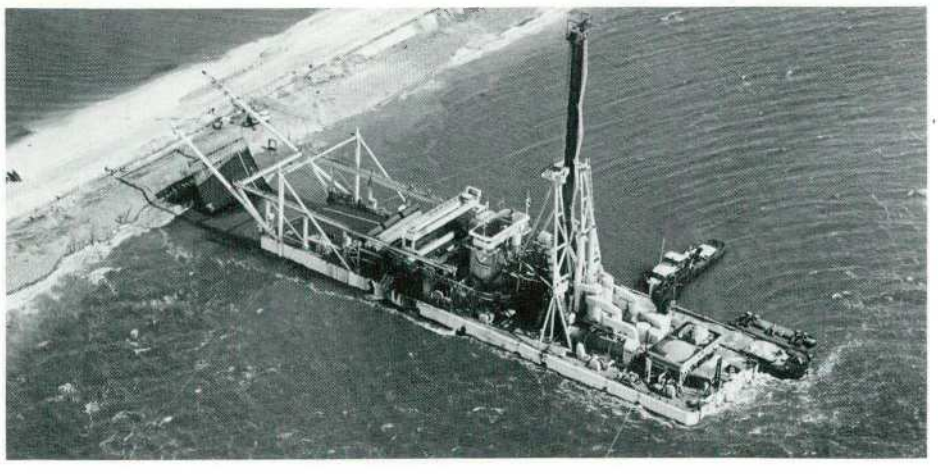
1.4. *Recente ontwikkelingen in Nederland (foto 5-8)*
In Nederland werd de naoorlogse periode gemarkeerd door de havenuitbreidingen in Amsterdam en Rotterdam en de snelle uitvoering van de Deltawerken, veroorzaakt door de watersnood in 1953. Beide gaven een sterke impuls aan verdere ontwikkeling van ontwerpen, constructiemethoden en – daaruit voortvloeiend – materieel voor waterbouwkundige werken. Voorbeelden zijn onder meer de steeds krachtiger baggerwerktuigen en de steenstorters voor de havendammen bij Europoort. De Deltawerken werden gekenmerkt door het uitgekiende gebruik van caissons en een kabelbaan voor het storten van betonblokken. De traditionele tenen zinkstukken voor erosiebescherming werden vervangen door geprefabriceerde blokkenmatten en asfaltlagen onder water. Voor het bouwen van de 5 km lange Zeelandbrug werd een speciale 500 tons drijvende kraan gebouwd om de geprefabriceerde onderdelen te plaatsen.



6
Kabelbaan voor blokkentransport ten behoeve van afsluiting zeearmen
foto: Waterstaat

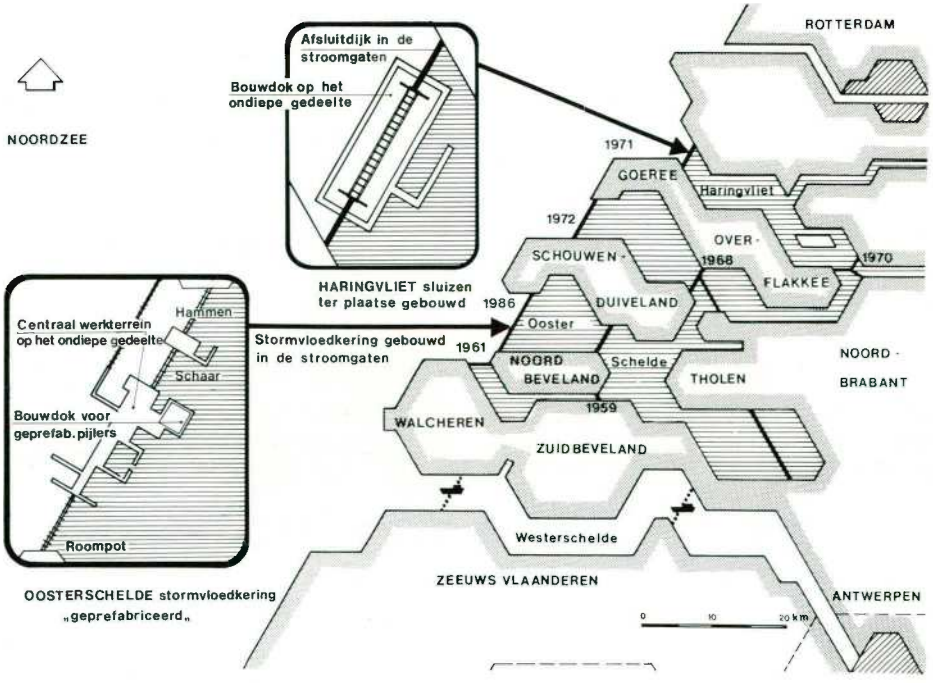


7
Leggen van geprefabriceerde blokkenmatten voor erosiebescherming door ponton DOS I



8
Erosiebescherming van oevers met asfalt (Jan Heijmans)
foto: Delta-phot

9
De sluizen in het Haringvliet en de stormvloedkering in de Oosterschelde zijn volkomen verschillende constructies



1.5. *Oosterschelde-project (fig. 9)*
In het begin van de jaren zeventig werd besloten tot de bouw van de Stormvloedkering in de Oosterschelde. Het was lange tijd de bedoeling om een afsluitdam te bouwen die meteen het laatste en meest glorieuze gedeelte van de Deltawerken zou zijn, waar de sinds eeuwen (èn jaren) vergaarde ervaring in de Nederlandse 'kunst' in het terugdringen van de zee, zou culmineren. Door het besluit een kering te bouwen veranderde dit echter plotsklaps totaal.
In plaats van een dam zou een bouwwerk tot stand moeten komen, uniek in ontwerp en omvang, uit te voeren binnen strikte grenzen van kwaliteit, kosten en tijdsduur, en bovendien gesitueerd in een van de meest onbeschermde gebieden langs de Nederlandse kust. Door deze plotselinge verandering moesten Rijk en aannemers terugvallen op de eeuwenoude traditie van ruim denken, groots aanpakken, vindingrijk zijn en het inzetten van bekwame ontwerpers, ingenieurs en uitvoerders.

In 1976 werd dan ook gelijktijdig begonnen met het uitwerken van het ontwerp voor de stormvloedkering, de constructiemethoden en het daarbij in te zetten materieel. In vergelijking met de Haringvlietsluizen, een ander groot onderdeel van de Deltawerken, was het uitgangspunt volkomen verschillend: daar werden de sluizen ter plaatse gebouwd in een bouwput in een ondiep gedeelte van de zee-arm, terwijl later de stroomgeulen door dammen werden afgesloten. Bij de stormvloedkering moest het precies andersom gebeuren: het ondiepe deel werd opgebouwd als een dam en in de stroomgeulen moest het schuivencomplex worden opgebouwd. Prefabricage werd het sleutelwoord.

In de uitwerking resulteerde dit in een vloot van (hoofdzakelijk) nieuw materieel zonder weerga. De ruimte staat niet toe een uiteenzetting te geven omtrent alle werkschepen, noch om af te dalen in details. De nadruk wordt gelegd op het materieel dat zal worden ingezet bij twee belangrijke handelingen: het plaatsen van de 18 000 tons geprefabriceerde betonnen pijlers en het daaraan voorafgaande aanleggen van de fundering in 30 m diep water.

2. Technische beschrijving van het speciale materieel

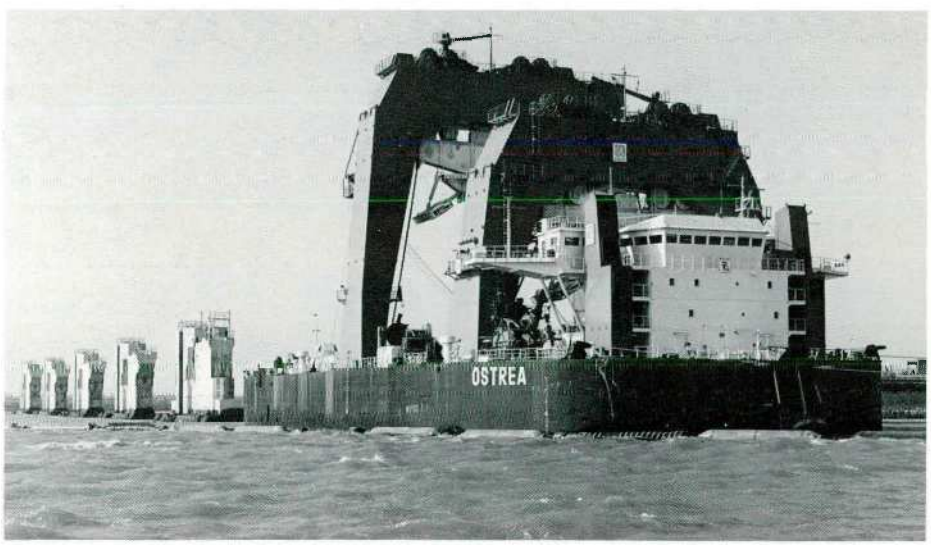
2.1. *Transport en plaatsing van de pijlers (foto 10-12, fig. 13-14)*
De betonnen pijlers zijn te beschouwen als de ruggegraat van de stormvloedkering; dragers van de bovenbouw en geleiders van de stalen schuiven voor het afsluiten van de Oosterschelde, terwijl zij tevens de krachten die tijdens een storm optreden moeten overbrengen op de fundering.

Drie belangrijke schepen zijn betrokken bij wat wordt genoemd 'het plaatsen van de pijlers':
a. de Ostrea voor transport en plaatsing van de pijlers;
b. de Macoma als baggerponton voor het opschonen van de fundering en als afmeerponton voor de Ostrea en de DOS I;
c. de DOS I voor het leggen van de tegelmatten om de fundering de vereiste vlakheid te geven voor het plaatsen van de pijlers.

Het hefschip Ostrea (oester) is het meest spectaculaire werkschip van de vloot van speciaal materieel en kan worden beschouwd als het vlaggeschip. Het heeft een hefvermogen van 10 000 ton, voldoende om de zwaarste pijler (18 000 ton) in gedeeltelijk ondergedompelde toestand te transporteren. Zelfs in de offshore industrie bestaan kranen met een dergelijk hefvermogen nog niet!
Met zijn U-vormige ponton van 87,25 x 47,00 m omstrengelt de Ostrea een pijler. Takels vanuit de beide portalen zorgen voor het eigenlijke heffen en de combinatie Ostrea plus pijler krijgt daarbij een diepgang van 12 m. De Ostrea heeft eigen aandrijving: 4 'Schottels' (beweegbare schroeven) met in totaal 9000 pk, voldoende om zichzelf in de bouwput en rond de pijlers te manoeuvreren. Bij het transport van bouwput naar plaatsingspunten wordt de Ostrea bijgestaan door een aantal sterke sleepboten. Zoals van ander drijvend materieel werd het basisontwerp van de Ostrea door het Bureau voor Scheepvaart te Bloemendaal gemaakt.

Eenmaal op de bestemde plaats aangekomen, zal de Ostrea vastleggen aan de Macoma (Latijn voor nonnetje). Dit schip is aan-

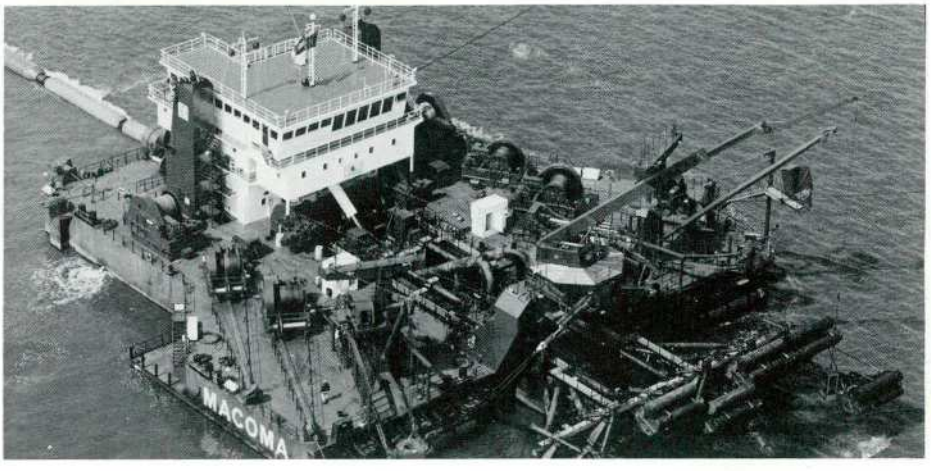
10
Pijlerhefschip Ostrea
foto: Jack van Bodegom



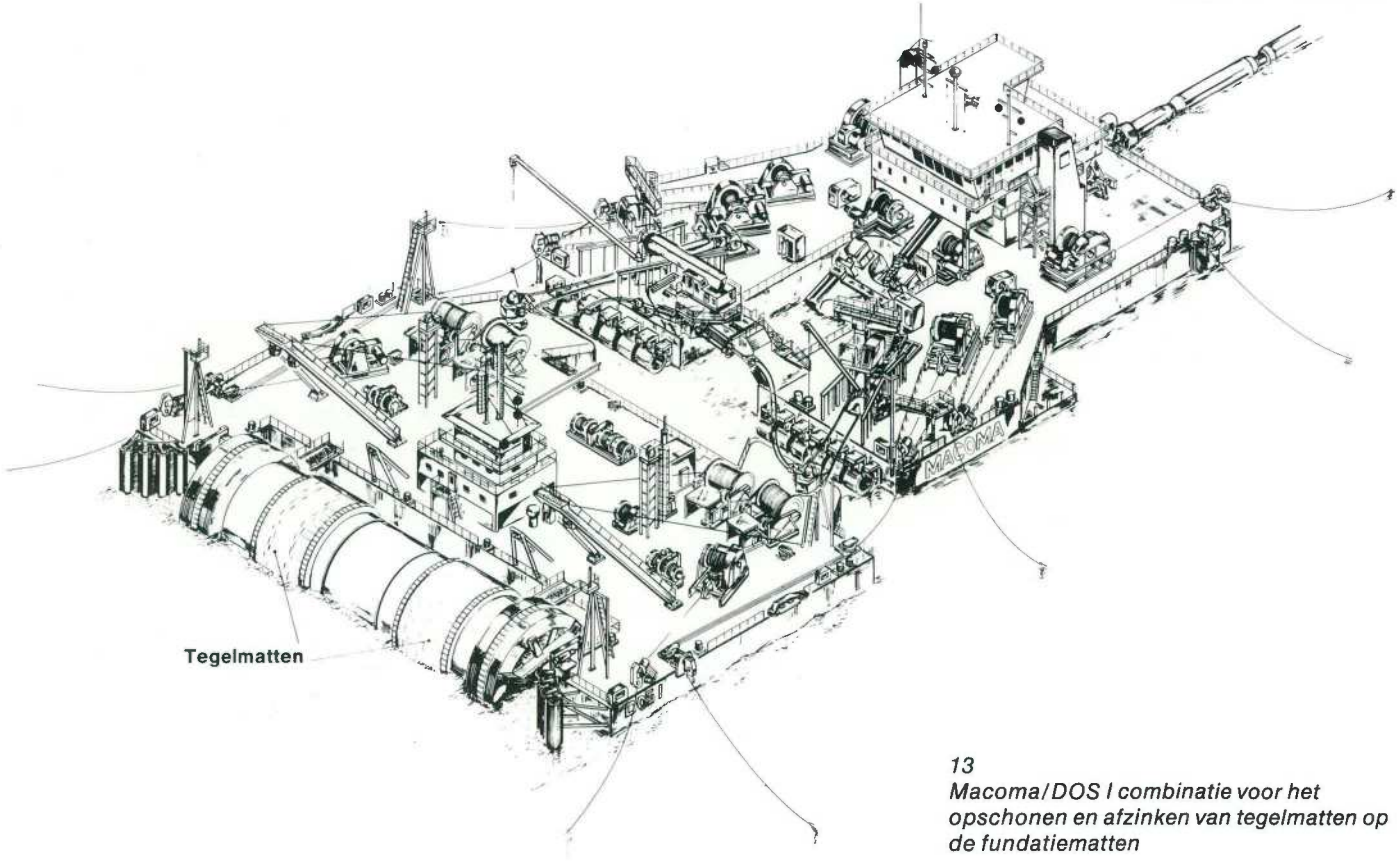
11
Ostrea/Macoma combinatie voor het gelijktijdig baggeren van zand (opschonen) en plaatsen van de pijlers
foto: Jack van Bodegom

12
Het afmeer- en opschoonponton Macoma
foto: Delta-phot

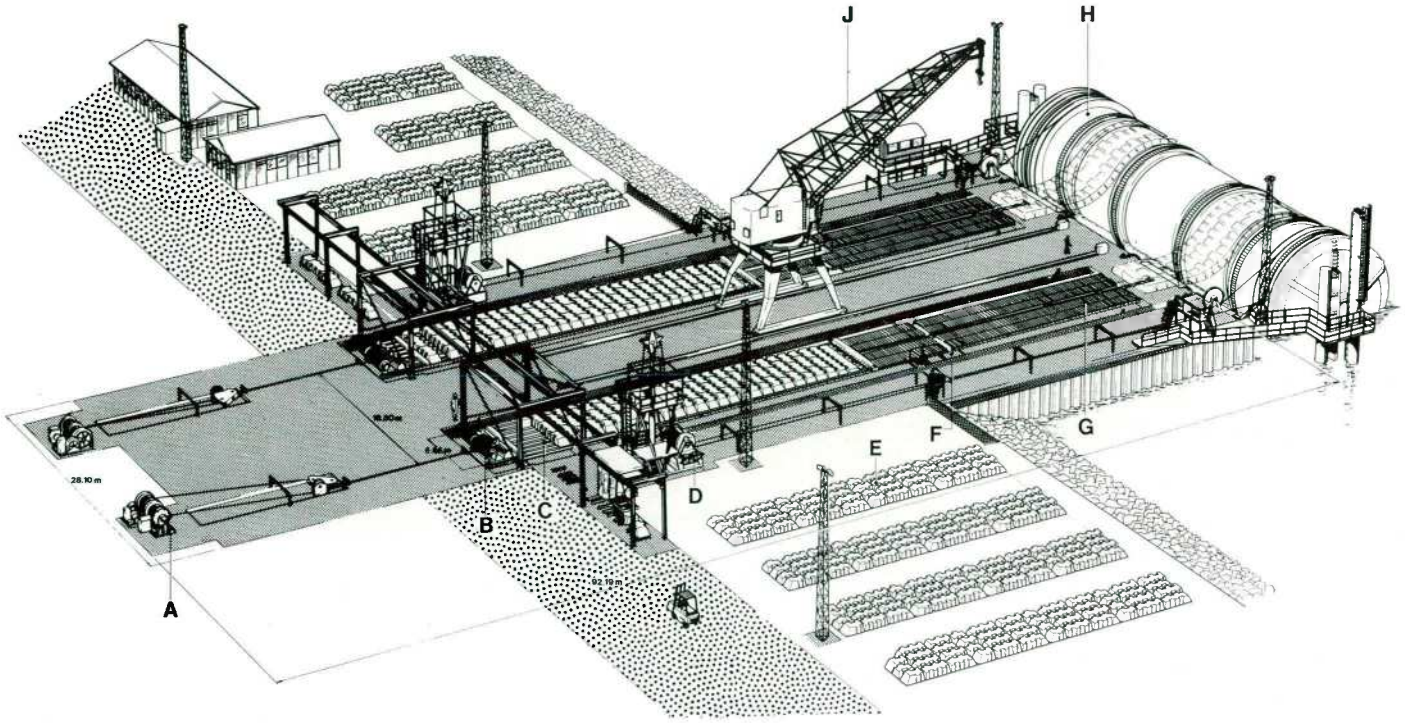




zienlijk kleiner maar minstens zo gecompliceerd vanwege de tweeledige functie: enerzijds afmeerponton en anderzijds baggerponton. Als baggerwerktuig dient het om zand te verwijderen dat zich kan hebben afgezet ná het leggen van de fundatiematten tot vlak voor het plaatsen van de pijlers. Voor dat doel is de Macoma uitgerust met een 30 m brede zuigmond. Als afmeerponton heeft de Macoma een zwaar ankerliersysteem met 8 draden terwijl vastmaken aan de Ostrea geschiedt met een speciaal koppelmechanisme. Het duo kan dan zowel vanaf de Ostrea als vanaf de Macoma worden bediend.
De Macoma dient eveneens als afmeerponton voor de DOS I, een verbouwde mattenlegponton *(zie fig. 13)*. Hiermee worden tegelmatten van variabele dikte bovenop de fundatiematter. gelegd, ter plaatse van de contactvlakken tussen pijler en fundering. Door de dikte van deze tegelmatten te variëren worden de eventueel voorkomende onvlakheden van de fundering geëgaliseerd, zodat een effen contactvlak voor de pijlers ontstaat.



13
Macoma/DOS I combinatie voor het opschonen en afzinken van tegelmatten op de fundatiematten



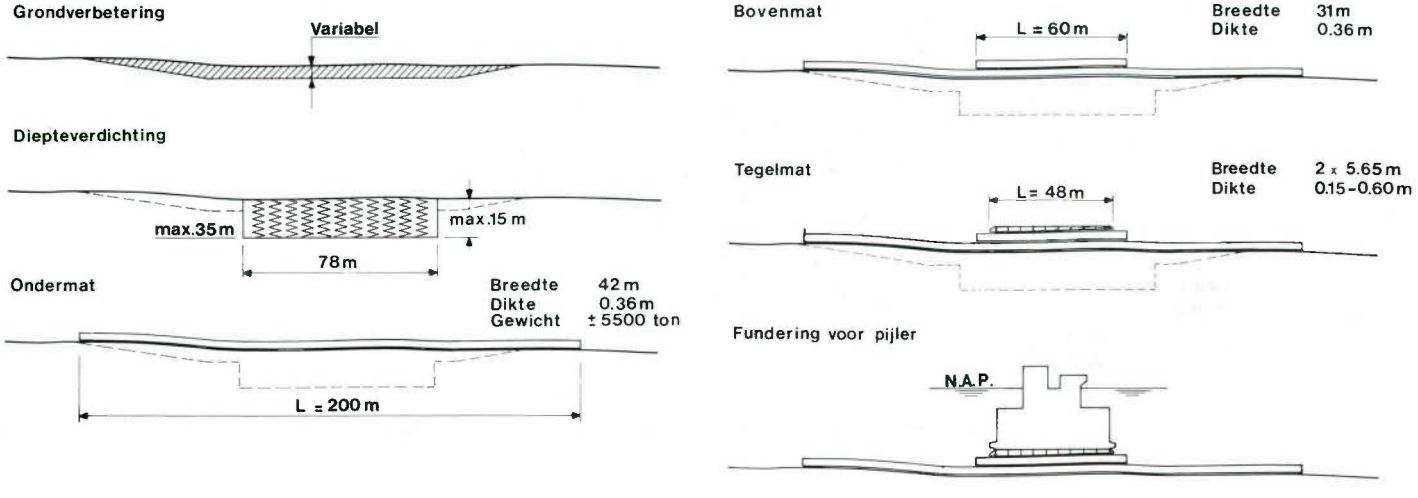
14
Fabriek voor de geprefabriceerde tegelmatten
A = lieren voor transport tegelmat
B = haspels voor de kabels van de tegelmat
C = ruimte voor verbinding van beugels en kabels
D = lieren voor wentelen transportcilinder
E = opslag van blokken
F = inspectiekelder
G = rollenbaan
H = rol
J = kraan voor kop- en staartbalken

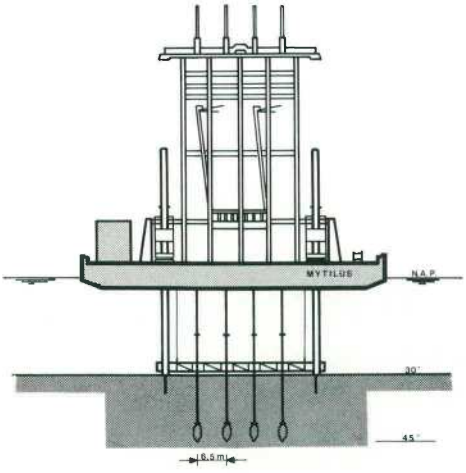
De fabriek voor de prefabricage van deze matten is dezelfde als waarin eerder de blokkenmatten werden gemaakt; een drastische aanpassing was echter noodzakelijk. Voor het transport van de tegelmatten wordt een van de bestaande mattenrollen gebruikt, zij het eveneens na aanpassing.

2.2. *Het aanleggen van de fundering*
2.2.1. Inleiding *(fig. 15)*
De fundering waarop de pijlers zullen worden geplaatst is tamelijk gecompliceerd, al blijkt dit niet zonder meer uit een dwarsdoorsnede van de kering. Voor een goed begrip is een korte uiteenzetting onvermijdelijk.

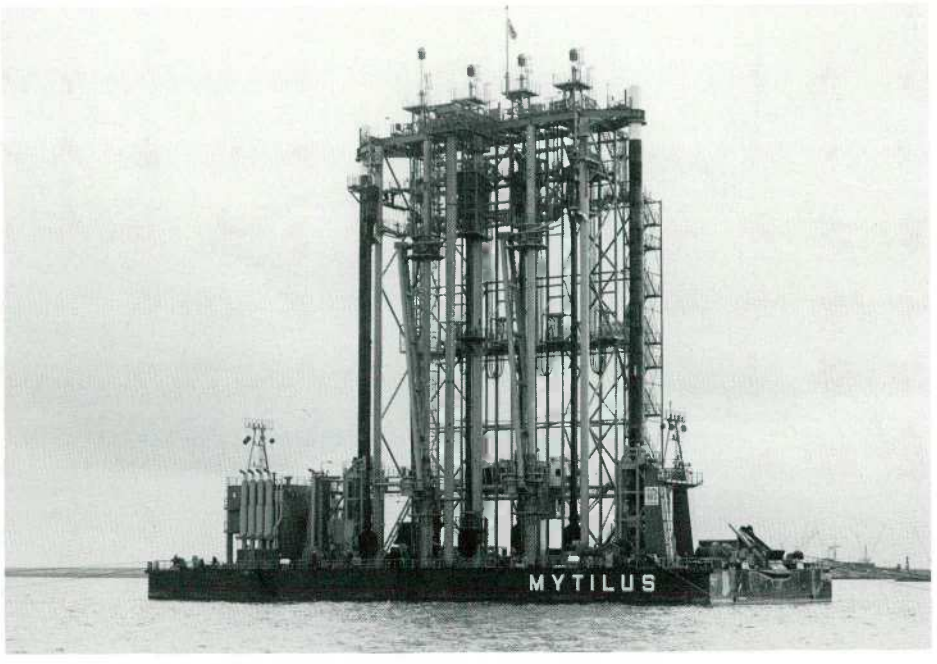
Ten eerste heeft de Oosterscheldebodem, hoewel hoofdzakelijk bestaande uit zand, een relatief gering draagvermogen. De kwaliteit van de ondergrond moet dus worden verbeterd.
Ten tweede bevat de zanderige bodem op sommige plaatsen te veel fijne deeltjes en is vervanging door 'schoon' zand nodig voordat de bodemverbetering plaatsvindt.
Ten derde is het profiel in dwarsdoorsnede zeer onregelmatig. Nabij de wal dient daarom een sleuf te worden gebaggerd tot de aanlegdiepte van de pijlers, terwijl de stroomgeulen in het midden te diep zijn en met zand moeten worden opgehoogd om het funderingsniveau van de pijlers te bereiken. Vanwege de getijdestromen dient dit zand tegen erosie te worden beschermd door afdekken met een laag grind. Het baggeren van de sleuven en verhogen van de bodem wordt gelijktijdig gedaan met het verbeteren van slechte bodemgedeelten. Daarna vindt de verdichting (verbetering) plaats. In een later stadium wordt de bodem egaal gebaggerd volgens een speciaal proces (dustpanzuigen) tot exact de vereiste diepte van het funderingsniveau van de pijler. Het zand wordt dan tegelijk afgedekt door een fundatiemat met een tweeledig doel:
a. bescherming van de zandbodem tegen erosie en behoud van de bij het baggeren verkregen vlakheid,

15
Fasen in grondverbetering en leggen funderingsmatten





16
Diepteverdichtingsvaartuig Mytilus
foto: Jack van Bodegom



b. een scherm te vormen dat de zandkorrels van de oorspronkelijke Oosterscheldebodem op hun plaats houdt, zelfs als zij tijdens een storm onderhevig zijn aan snelle wisselingen in waterspanning. De fundatiemat is daarom een filtermat, laagsgewijs opgebouwd uit grof zand, fijn grind en grof grind. Om de toplaag van grof grind onder de pijlers meer stevigheid te geven, is besloten om ter plaatse van het oplegvlak van de pijlers een kleinere, maar gelijksoortige mat aan te brengen, bestaande uit drie lagen grof grind.

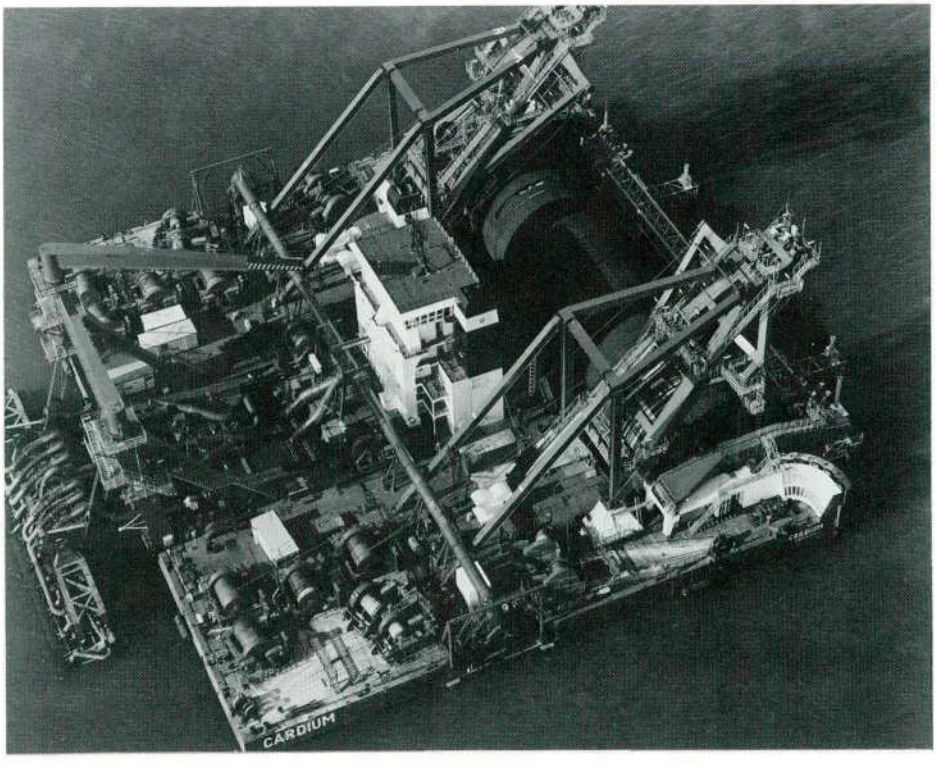
De pijlers worden geplaatst op een onderlinge afstand van 45 m hart-op-hart, terwijl de onderste mat een afmeting heeft van 200 x 42 m. De aldus openblijvende voeg wordt gevuld met zeegrind dat het zand van de bodem niet doorlaat. Om deze laag zeegrind tegen erosie te beschermen wordt een laag grof grind 30 - 60 mm en een laag kleine stenen 40 - 250 mm er overheen gelegd.

2.2.2. *Resulterend speciaal materieel (fig. 16 - 20)*
Om de fundering te maken op de manier als hiervoor uiteengezet, zijn diverse werkschepen en installaties in gebruik, waarvan de belangrijkste speciaal moesten worden ontworpen en gebouwd.

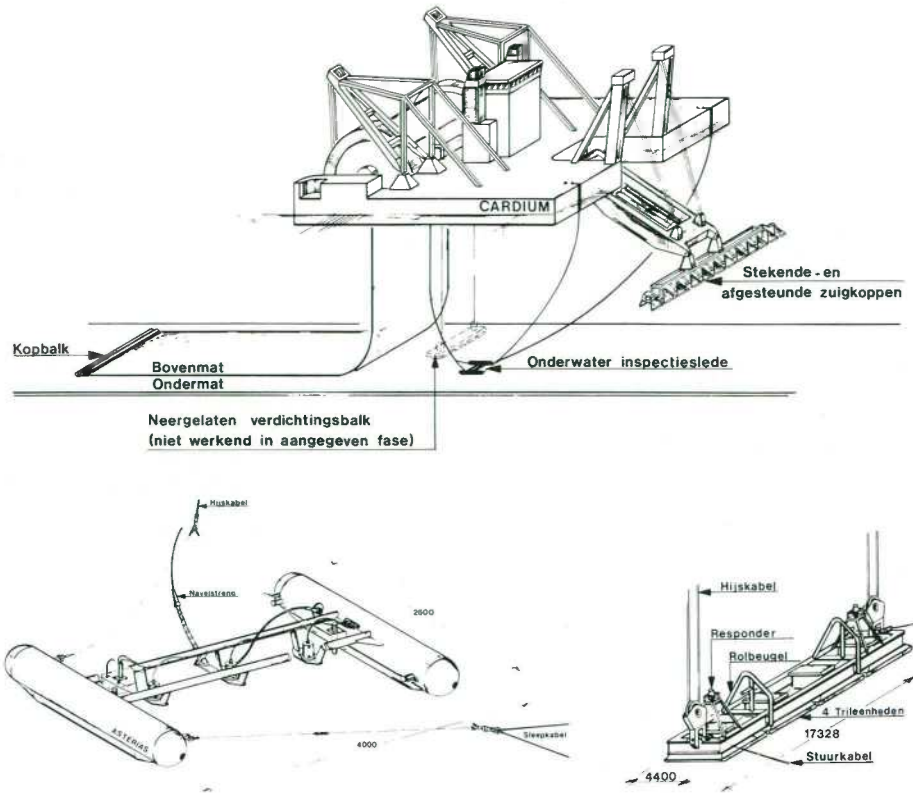
1. Voor het baggeren en opvullen werden een bestaand baggerapparaat en een bestaande hopperzuiger gebruikt. Het baggerapparaat van het cutterzuigertype, is aangepast en uitgerust met een 10 m brede 'dustpan' zuigmond. De hiermee opgedane ervaringen waren van nut bij het ontwerpen van de super dustpanzuiger voor het leggen van de fundatiematten. Ook de zelfvarende hopperzuiger moest worden aangepast om de zuigpijp te kunnen gebruiken als lospijp. In beide gevallen werd aanzienlijke ervaring verkregen met het baggeren en lossen van zand op grote diepten (38 m).

2. Om het draagvermogen en de dichtheid van de bodem te verbeteren is een diepteverdichtingsmethode toegepast. Een speciaal ponton, de Mytilus, werd gebouwd voor het tegelijk werken met vier trilnaalden. De trilmethode omvat het verticaal in de bodem brengen van een pijp met een vibrator aan de top en aan de onderzijde een resonator. De vibrator ontwikkelt verticale trillingen die door de resonator op de ondergrond worden overgebracht. Het gevolg is dat de zandkorrels in beweging komen en dit leidt tot verdichting. De Mytilus is ontworpen om maximaal 15 m dikke lagen te penetreren en te verdichten, tot een diepte van 35 m. Indien nodig kunnen de trilnaalden worden verlengd, waarbij een diepte van 42 m bereikbaar is.
3. Na verdichting dient de bodem in één keer over een breedte van 44 m en een lengte van 200 m te worden gebaggerd tot op de exact bepaalde diepte, terwijl tegelijk een fundatiemat moet worden gelegd. Voor deze gecompliceerde taak is een speciaal ponton ontwikkeld: de Cardium (kokkel).

17
Ponton voor het leggen van de fundatiematten: Cardium
foto: Delta-phot



18
Isometrische schets van de Cardium met de onderwater-inspectieslede en de verdichtingsbalk in detail



De Cardium heeft verschillende functies en is het meest gecompliceerde werkschip in de Oosterschelde. Als de Ostrea als het vlaggeschip wordt beschouwd, moet de Cardium als het meesterstuk worden gezien *(fig. 18)*.

De functies van de Cardium zijn:
a. Baggeren van de Oosterscheldebodem, op een exact vastgestelde diepte over een breedte van 44 m en een lengte van 200 m in één keer; dit met inachtneming van criteria ten aanzien van vlakheid die in de baggerindustrie nog niet eerder zijn geëist.
Het te baggeren materiaal bestaat uit het verdichte bodemzand en de beschermingslaag van zeegrind of grof grind (30 - 60 mm), of uit zand dat is afgezet sinds de sleuf werd gebaggerd. Een verscheidenheid aan materiaal dus, op elk moment te verwachten op verschillende plaatsen over de breedte van de dustpanmond.
b. Leggen van de 42 m brede en 200 m lange fundatiemat. Dit moet tegelijk kunnen worden gedaan met het wegbaggeren van de laatste 1,5 m zand, om te verhinderen dat getijdestromen de vlakheid van het zandoppervlak verstoren.
In feite is het deze gecombineerde handeling van baggeren en matten leggen die bepaalt of de pijlers binnen de gegeven toleranties kunnen worden geplaatst of niet.
Het achtereinde van de Cardium is uitgerust om de van een fundatiemat voorziene mattenrol op te vangen en gecontroleerd af te rollen. Eigenlijk is de Cardium aan de achterkant een totaal verschillend schip, vergeleken met de voorkant.

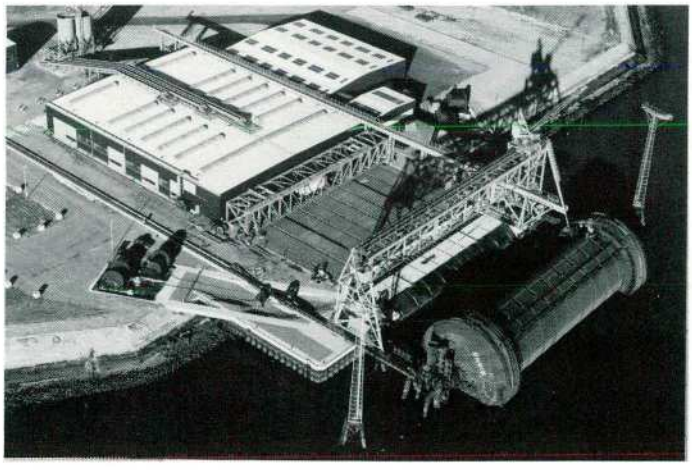
c. Bovenop de fundatiemat dient een kleinere met grind gevulde mat te worden gelegd. Voor zover het mattenleggen betreft is dat een vrijwel gelijke handeling als bij het leggen van de eerste mat, maar het baggergedeelte heeft dan een totaal verschillende functie, namelijk het door verticaal zuigen verwijderen van alle zandafzetting op de onderste mat. Voor verticaal zuigen wordt de dustpanzuigermond ongeveer 30° gedraaid. Eigenlijk bestaat het baggergedeelte van de Cardium uit twee baggerwerktuigen in één.
d. De matten dienen na het leggen aangeklopt te worden tegen de onderliggende laag. De Cardium is daartoe voorzien van een verdichtingsbalk van 18 x 4 m.

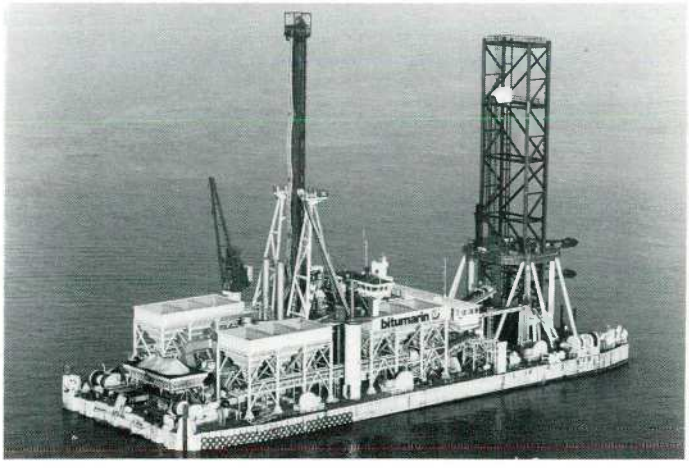
e. Om te kunnen controleren of er na het verticaal zuigen nog zand op de ondermat is achtergebleven, is de Cardium voorzien van een onderwater-inspectieslede, de 'Asterias' *(fig. 18)*.

4. Om de fundatiematten te prefabriceren is een complete fabriek gebouwd *(foto 19)*, een zeer ongebruikelijke installatie in de civiele techniek. In de wetenschap dat er veel problemen zouden rijzen, is reeds bij de start een sterk technisch team gevormd, bestaande uit mensen van Rijkswaterstaat, Dosbouw, Tebodin als adviseur, en leveranciers van de belangrijkste onderdelen van de fabriek.
Bij de fabriek kan een drijvende cilinder, de mattenrol, worden afgemeerd die de matten opneemt en transporteert naar de Cardium.
5. Om de aansluiting tussen de funderingsmatten te maken, is het asfaltschip 'Jan Heijmans' verbouwd tot grindstorter *(foto 20)*. Grind en stenen van geselecteerde grootte kunnen zeer nauwkeurig worden gestort, met behulp van stortpijpen en speciale distributiesystemen. Zandafzettingen kunnen voor het grindstorten worden verwijderd door middel van jetten. De Jan Heijmans werkt als een team samen met de Cardium.

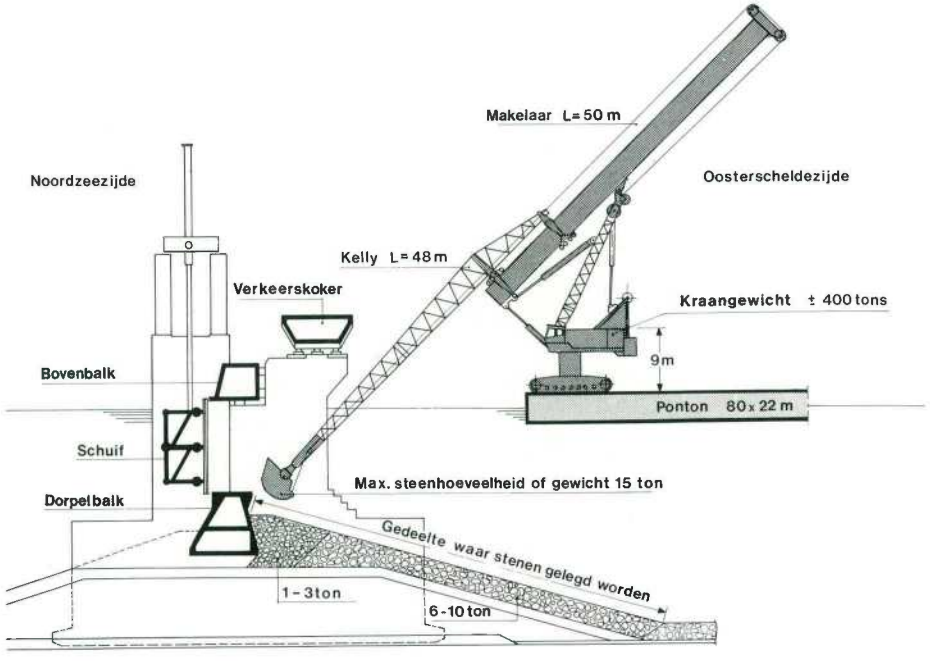
19
Fabriek voor het maken van de filtermatten
foto: Delta-phot

20
Grindstorter Jan Heijmans





21
Drijvende kraan voor het plaatsen van grote stenen (toplaagstorter)



2.3. *Onderwaterdrempel en bovenbouw (fig. 21-22)*
2.3.1. De pijlers worden ingebed in een onderwaterdrempel van geselecteerde steen, laagsgewijs naar boven toe toenemend in grootte. De toplaag aan de Oosterscheldekant zal bestaan uit stenen van 6 - 10 ton om de drempel, zelfs als een schuif faalt, voldoende weerstand tegen de stromingen te geven. Om deze stenen dicht bij de relatief dunne en kwetsbare wanden van de pijlers te deponeren is een speciale drijvende kraan ontwikkeld *(fig. 21)*.
2.3.2. Voor het plaatsen van de geprefabriceerde dorpelbalken tussen de pijlers, evenals voor het plaatsen van de verkeerskokers en de stalen schuiven, is door Smit-Tak een drijvende kraan met een hefvermogen van 2000 ton gebouwd. Hoewel speciaal voor dit doel ontworpen, is deze kraan ook voor andere werkzaamheden inzetbaar.

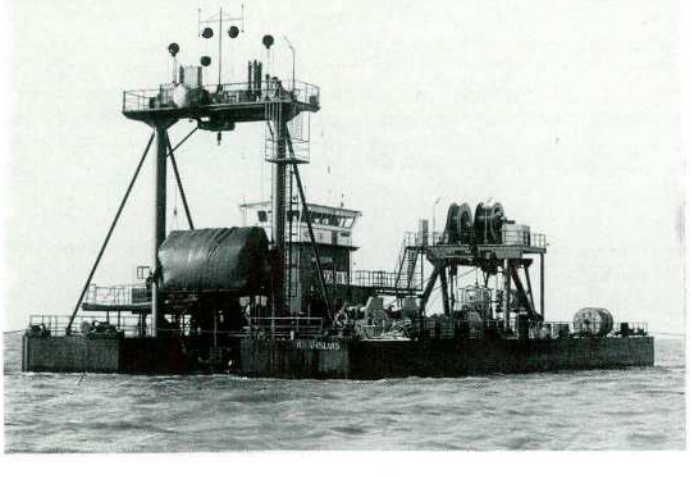
2.4. Onderzoek- en inspectiematerieel (foto 23, fig. 24)
Het genoemde materieel dient zeer betrouwbaar te zijn, zodat men er op kan rekenen dat het zijn taak goed zal volbrengen. Niettemin moest een aantal speciale onderzoeks- en inspectiewerktuigen worden ontwikkeld om te kunnen controleren of de beoogde doelstellingen inderdaad zijn of worden bereikt.
2.4.1. In eerste instantie moest bodemonderzoek plaatsvinden voor en na verbetering van de zandbodem. Dit leidde tot het ontwerp van de 'Johan V', een ponton voor geofysisch onderzoek, aan de ene kant voorzien van een traditionele boor- en sondeeruitrusting en aan de andere kant van een beun van waaruit een 70 ton zware duikerklok kan worden neergelaten. Deze klok is ontworpen voor het werken op diepten tot 200 m. Vanuit de klok kunnen peilingen en dichtheidsmetingen worden verricht onder atmosferische omstandigheden, wat een groot voordeel is. Voor grondboringen dient de klok aan de onderzijde te worden geopend en is een hydrostatische tegendruk vereist. Ten behoeve van de duikers is de Johan V daarom voorzien van een decompressiekamer. Tijd en kosten voor het bodemonderzoek werden door de inzet van de duikerklok sterk verminderd.

2.4.2. De gelegde matten met hun aansluitingen en de geplaatste pijlers dienen op mogelijke schade te worden onderzocht. Een op afstand te bedienen onderwater-

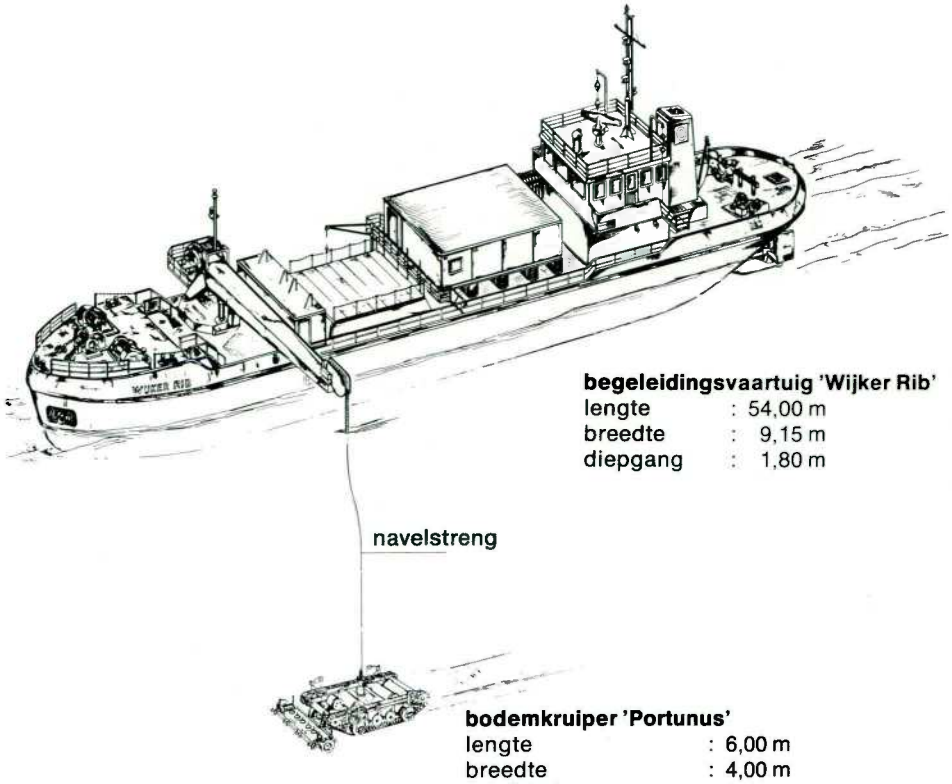
22
2000 ton drijvende bok Taklift IV
foto: Schaart, Rotterdam



23
Ponton voor geofysisch onderzoek Johan V



24
Motorschip Wijker Rib met op afstand bedienbaar onderwater-rupsvoertuig Portunus



begeleidingsvaartuig 'Wijker Rib'

lengte	: 54,00 m
breedte	: 9,15 m
diepgang	: 1,80 m

bodemkruiper 'Portunus'

lengte	: 6,00 m
breedte	: 4,00 m
gewicht boven water	: 6,5 ton
gewicht onder water	: 5,0 ton

rupsvoertuig, de 'Portunus', is voor dat doel ontworpen en vervaardigd. Het werktuig wordt begeleid door de 'Wijker Rib', een omgebouwd inspectievaartuig. De Portunus is voorzien van een verzameling sensoren, zoals zanddetectoren, camera's (foto en TV) en verschillende typen sonars. Het is het resultaat van een speurtocht over de gehele wereld naar beschikbare systemen.

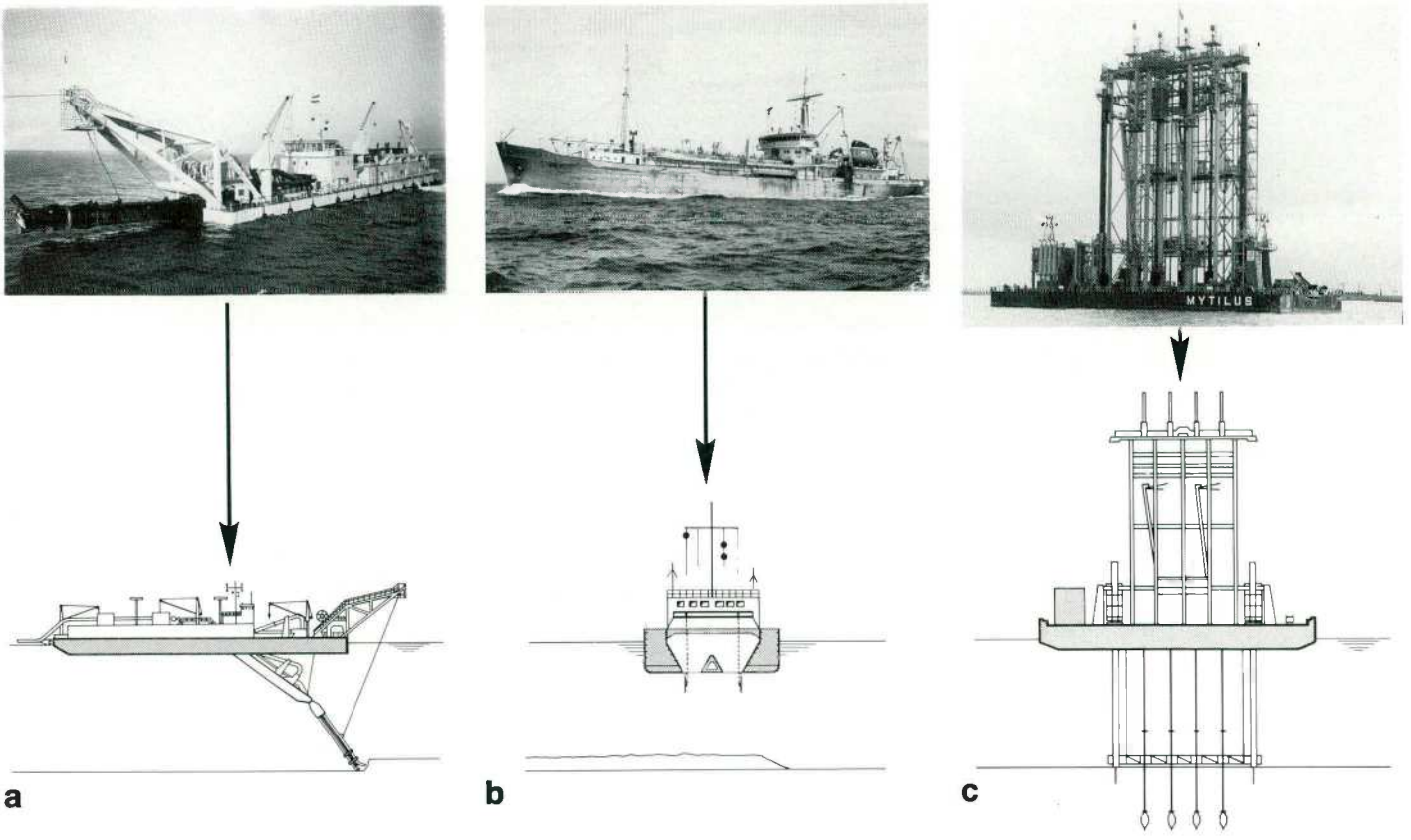
2.5. *Electronica*
Modern materieel is ondenkbaar zonder electronica. Te beginnen met een bijzonder modern systeem voor plaatsbepaling wordt electronica bij de Oosterschelde-werken aangeduid met 'survey'. Deze benaming is echter foutief omdat het veel meer omvat en wel:
– de laatste ontwikkelingen op het gebied van automatische continue plaatsbepaling met een nauwkeurigheid van 5 cm op een afstand van 2 km uit de kust;
– nieuw ontwikkelde peiltechnieken voor plaatsbepaling onder water, meting van de vlakheid van de bodem en opsporing van zandlagen van minder dan een paar cm dik;
– het gebruik van giroscopen en versnellingsmeters;
– computersystemen aan boord van werkschepen voor onmiddellijke aflezing, controle, verwerking, presentatie, registratie, vastlegging in geheugens en selectie van de informatie die afkomstig is van honderden sensoren.

Samen met de zgn. survey is op de Cardium een semi-automatisch verhaalsysteem aangebracht, dat het mogelijk maakt de Cardium aan zijn ankerkabels nagenoeg automatisch te verplaatsen over een afstand van 200 m met een nauwkeurigheid van ongeveer 50 cm, onderwijl baggerend en mattenleggend. Volgens betrokkenen waren de op te lossen problemen van een hogere orde dan in vergelijking met het meest vooruitstrevende DP-systeem dat in de offshore industrie in diep water wordt gebruikt. Ingeval het systeem faalt, kan op een enigszins eenvoudiger verhaalsysteem worden teruggevallen.

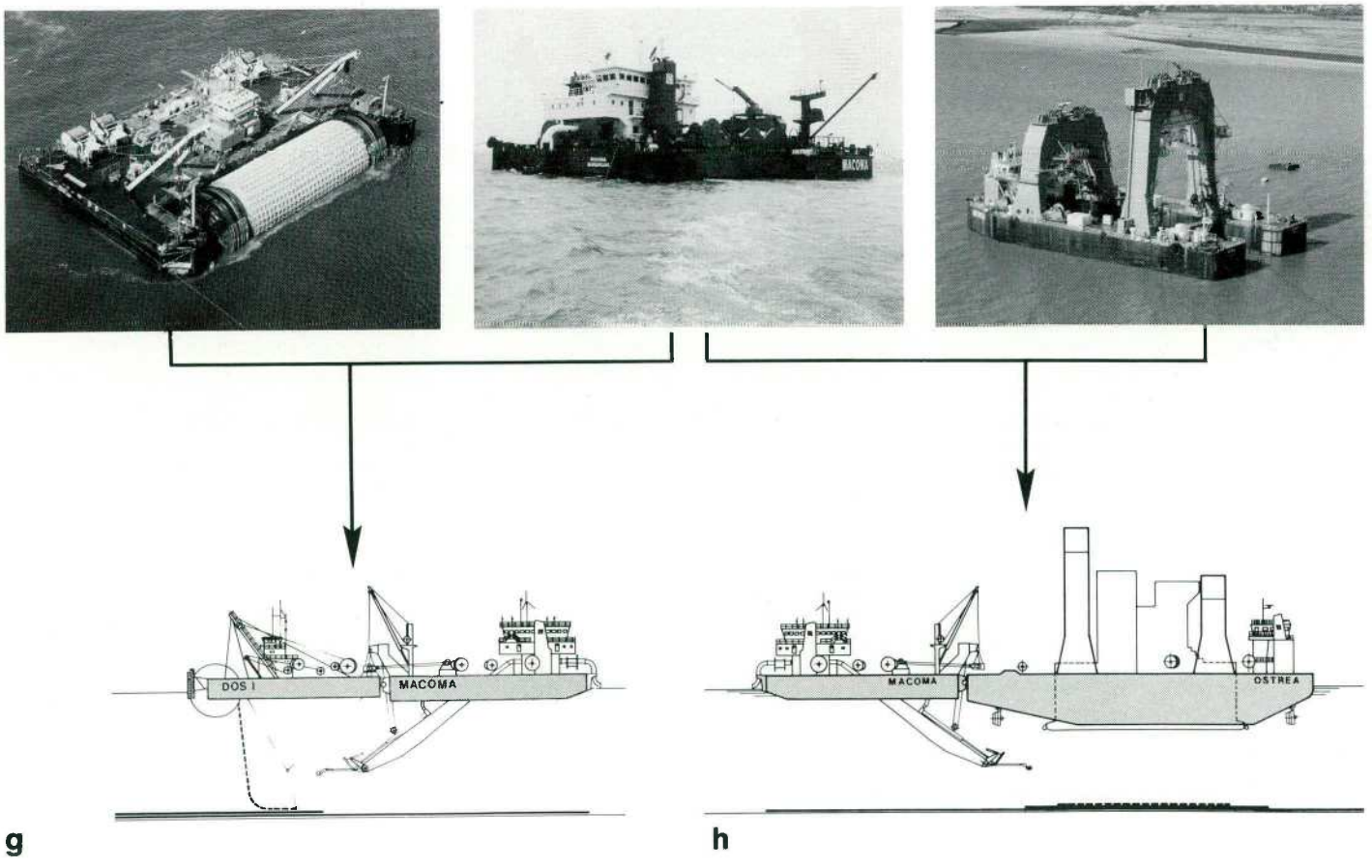
3. **Economische aspecten**
In totaal is ongeveer *f* 400 miljoen geïnvesteerd in speciaal materieel voor de bouw van de stormvloedkering. Is deze prijs te hoog? Eerdere studies hebben aangetoond dat het werken ter plaatse, namelijk in de stroomgeulen van de Oosterschelde, zeer kostbaar zou zijn, nog afgezien van het gevaar. De toegemeten tijd stond niet toe een complete evaluatie te maken tussen het prefabricageconcept en het bouwen van de stormvloedkering ter plaatse. In dat geval zou een dubbel eindontwerp moeten zijn gemaakt. Uitgaande van de eerdere voorstudies kan men echter veilig stellen dat de schijnbaar buitensporige kosten voor materieel, dat na voltooiïng van het werk misschien niet meer gebruikt kan worden, gerechtvaardigd zijn. Evenwel, de vraag of verkoop en hergebruik van het materieel mogelijk is, is nog niet beantwoord. Ter vermijding van lange discussies tussen het Rijk als opdrachtgever en de aannemer, is besloten dat het zeer speciale en kostbare materieel rijkseigendom zal zijn. Zodoende bestonden er geen grote belemmeringen om het materieel tijdig beschikbaar te hebben. Aan het eind van het werk heeft de aannemer de gelegenheid om het materieel te kopen. Wordt daarvan geen gebruik gemaakt dan zal het aan derden worden verkocht. Hoe dit ook uitvalt, het zal voor het Oosterschelde-project een gunstige oplossing zijn, aangezien prefabricage zichzelf reeds betaalde.

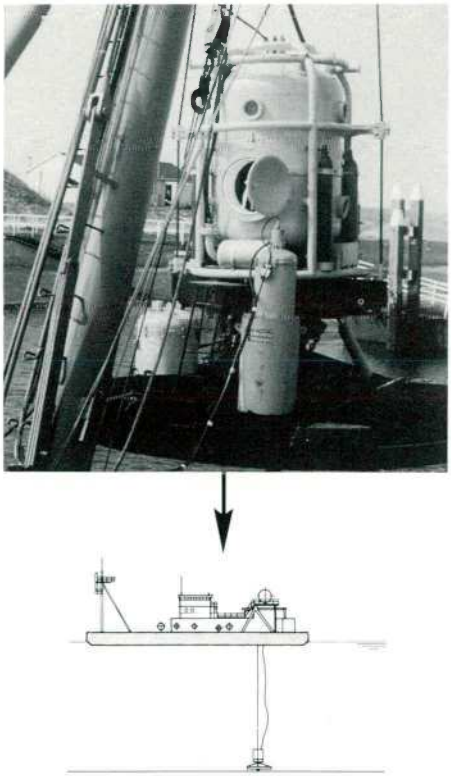
4. **Slotopmerking**
Zonder overdrijving kan worden gesteld dat de stormvloedkering een van de beste voorbeelden is van een project met speciaal materieel als resultaat van de integratie van ontwerp en uitvoering. Het is echter niet het eerste, zoals reeds uit de inleiding blijkt en het zal zeker niet het laatste zijn.
Zolang de technologie voortschrijdt, zullen ontwerpen en materieel elkaar beurtelings beïnvloeden en waar nodig hand in hand gaan. Waar sommige werktuigen te gespecialiseerd lijken om elders toepassing te vinden, dient men te bedenken dat er elders toepasbare kennis en ervaring mee is opgedaan. Dit wordt in het algemeen 'spin-off' genoemd. En de Oosterschelde-werken zullen zonder twijfel een dergelijke spin-off hebben.

Tenslotte is het goed aandacht te schenken aan de menselijke inspanningen achter de Oosterschelde-werken. Alleen door een zeer grote toewijding en samenwerking van personeel van het Rijk, de aannemers en anderen konden ontwerp, werkmethoden en materieel simultaan tot stand komen. Vroegtijdige voorbereidingen, onderzoekingen over de gehele wereld naar technieken, ervaring en proefnemingen, vernieuwingen zonder bestaande kennis te veronachtzamen, waren hun hulpmiddelen. Men mag er op vertrouwen dat dit zal resulteren in een goede en duurzame stormvloedkering.

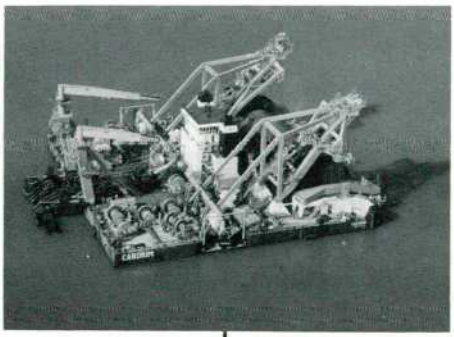


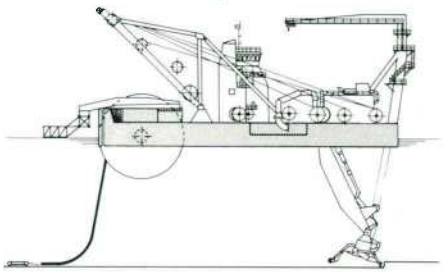
25
Opeenvolgende activiteiten in de sluitgaten



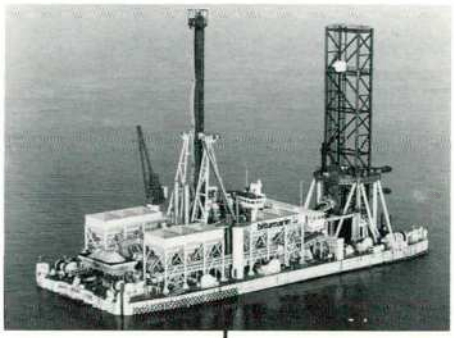


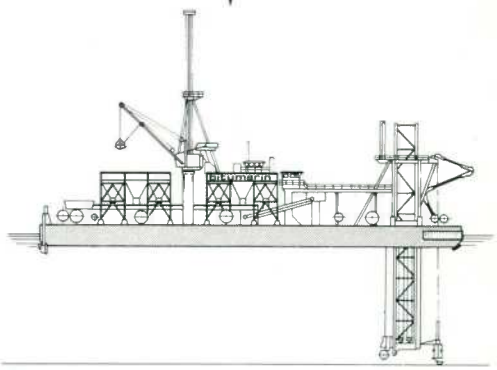
d





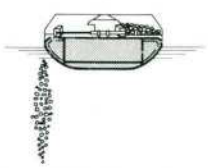
e



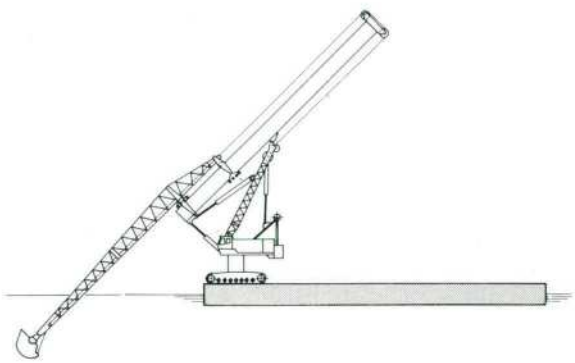


f



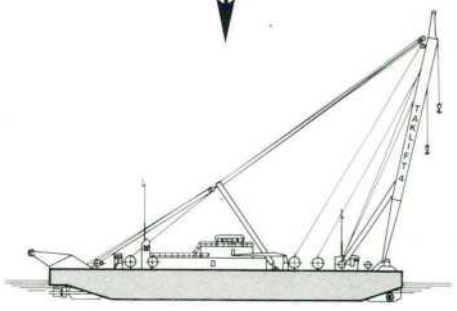


i



j

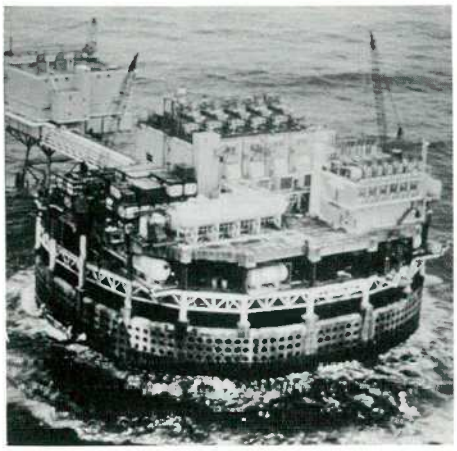




k

prof.Ben C.Gerwick Jr
hoogleraar Civiele Techniek aan de Universiteit van California, Berkely USA

De plaats van de stormvloedkering in de groeiende reeks offshore constructies in voorgespannen beton



1a
Het Ekofisk offshore caisson voor de opslag van olie

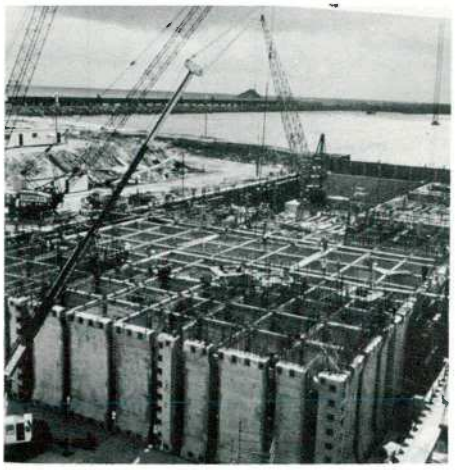


1b
Het Andoc-platform, onder weg van de Maasvlakte naar een diepe bouwplaats in Noorwegen
foto: Aerocamera

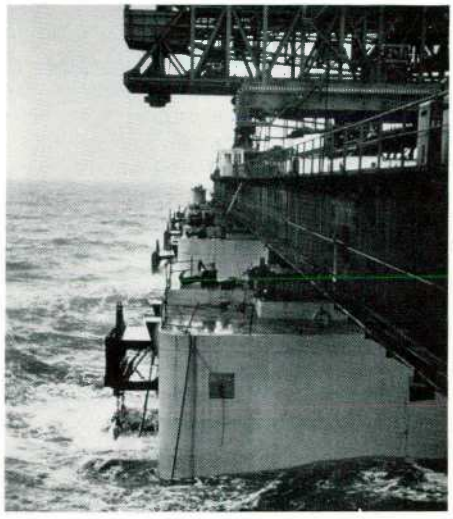
Inleiding
De stormvloedkering in de Oosterschelde is een hoogtepunt in de lange geschiedenis van de toepassing van beton in zee. Vanaf de Romeinse brugpijlers en havenconstructies die gebouwd werden met puzzolaan beton tot de vuurtoren van Eddystone, zijn bijna 2000 jaren voorbijgegaan. In de laatste twee eeuwen heeft het bouwen op zee een revolutionaire ontwikkeling doorgemaakt en het beton heeft een leidende rol gespeeld bij de confrontatie met deze uitdaging. Als mijlpalen in dit tijdvak kunnen worden aangemerkt de betonnen ondersteuningsconstructies van netten om duikboten tegen te houden en de betonnen schepen uit de Eerste Wereldoorlog, de betonnen vuurtorens in de Baltische Zee en golfbrekerbekledingselementen zoals tetrapodes en dolosses. Het wachten was echter op de komst van het voorgespannen beton om rationele en effectieve ontwerpen voor grote constructies mogelijk te maken, waarmee voldoende weerstandvermogen kon worden verzekerd tegen vermoeiing door miljoenen series golfaanvallen die een constructie tijdens de levensduur moet ondergaan.

Het Ekofisk olie-opslagplatform leidde een periode in van explosieve groei, gekenmerkt door grote constructies in de Noordzee: die van Andoc en de platforms van Sea Tank, Condeep en Doris, voor boren, produktie en opslag van koolwaterstoffen. Ook op andere gebieden werden in deze periode activiteiten en ontwikkelingen voortgezet waarmee de ervaring in kust- en offshore werk toe nam.
In Queensland (Australië) werd een grote kolenterminal in open zee gebouwd, waarbij het uitvoerbaar bleek caissons te funderen in een gebied met een slappe zeebodem, door een bodemverbetering toe te passen. In dit speciale geval werden de zachte kleilagen weggebaggerd en vervangen door gebroken rots als grondslag waarop de caissons konden worden geplaatst.
In Japan werd in de jaren '70 een groot nationaal project van ongeveer gelijke omvang als het Deltaplan op gang gebracht. Het betrof de verbinding van de eilanden Honshu en Shikoku door middel van drie grote bruggen. Er is veel research verricht voor het op grote schaal storten van beton onder water en speciale werktuigen zijn gebouwd om deze constructie, die de eerste was in zijn soort, te kunnen uitvoeren. In de Noordzee zijn de Statfjord A- en B-platforms geplaatst en de bouw van het C-platform is in volle gang. De toepassing van voorgespannen beton strekt zich hier zelfs uit tot zgn. single point moorings (dat zijn scharnierend aan de bodem bevestigde meerboeien voor tankers). Dit vormt dus een verdere toepassing van voorgespannen beton voor dynamisch zwaar belaste constructies.
Intussen is men in een gewaagde onderneming erin geslaagd het met caissons gebouwde Tarsiut-eiland in de Beaufort Zee aan te leggen. Caissons van voorgespannen lichtbeton zijn geplaatst op een onder water aangebrachte verhoging, van opgebaggerd zand en grind. Het eiland moet weerstand bieden aan de golfslag uit open zee, maar ook aan arctisch ijs uit de noordelijke Pool Zee dat soms tot 12 m hoogte wordt opgestuwd. Nederlandse ingenieurs waren bij veel onderdelen van dit project nauw betrokken.
Betonnen caissons zijn inmiddels geplaatst als offshore golfbrekers en platforms in Tomokomai (Japan), Burnie, Tasmanië, Australië, bij Brazilië, Canada, Zuid-Afrika, Algerije, Frankrijk, Libië alsmede het Midden-Oosten en in de Golf van Mexico.

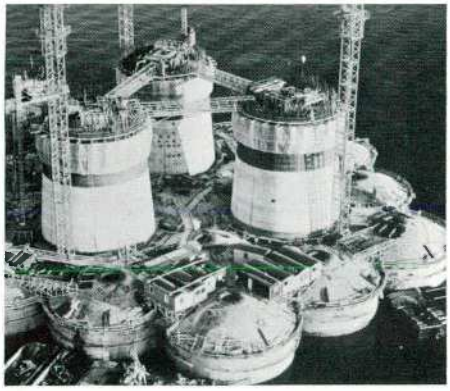
In Valdez (Alaska) wordt een drijvende containerkade gebouwd; in de Java Zee (Indonesië) is gedurende 5 jaar een 62 000 tons drijvende LPG-terminal in gebruik; in Singapore is een drijvende fabriek in voorgespannen beton voor de produktie van fosfaat gebouwd, die thans langs de westkust van Mexico operationeel is. In uitvoering zijn bovendien enkele drijvende bruggen in de staat Washington (USA).
Tunnels onder waterwegen, in voorgespannen beton, zijn in veel landen gebouwd, waarbij ontwerp en uitvoering voor een groot deel zijn gebaseerd op ontwikkelingen en bouwtechnieken, afkomstig uit Denemarken en Nederland.
Het is zowel terecht als opmerkelijk, dat de aannemer van een der grootste bruggen in de wereld, de Saudi Arabië – Bahrain verbindingsweg waarin vijf bruggen voorkomen, een consortium is, geleid door Nederlandse ondernemingen. Dit demonstreert de succesvolle export van Nederlandse kennis op het gebied van bouwen met beton in zee op



2a
Buitengaats gebouwde kolenterminal, Queensland Australië



2b
Betonnen pijlers uitgevoerd als caissons dragen een grote kraanbaan voor het laden van schepen



3a
Beryl-platform in uitvoering

3b
Het Statfjord-platform wordt naar de produktieplaats gesleept

een ver afgelegen en qua omgeving moeilijk deel van de wereld.

In deze veelomvattende activiteit, komt de stormvloedkering in de Oosterschelde naar voren als een substantiële stap voorwaarts in de technologie van het gebruik van beton in zee. De schaal van het project, de wisselwerking van overwegingen ten aanzien van milieu en functies in het basisontwerp, de ontwerplevensduur van 200 jaar, de tijdens de bouw opgelegde randvoorwaarden door stroming en golven, de complicaties die samenhangen met de fundering op losgepakte zand- en sliblagen, alsmede de nauwe toleranties ten gevolge van de uitvoeringsmethodiek, maken alle bij elkaar dit project tot een gedenkwaardige onderneming.
Al deze feiten maakten een systematische benadering van het gehele project noodzakelijk, waardoor de stand van zaken voor grootschalige projecten buitengaats een extra impuls heeft gekregen.

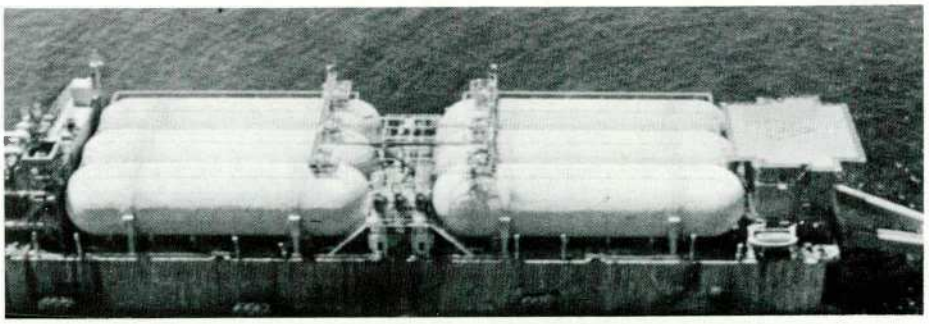
De stormvloedkering had nooit uitgevoerd kunnen worden zonder de achtergrond van eerder opgedane ontwikkelingen in materiaaltechnologie, mechanica, funderingstechniek, waterbouwkunde, werktuigbouwkunde en uitvoeringstechnieken. Het project steunt niet alleen op eerdere betonconstructies in open zee, maar ook op bruggen met grote overspanning en reactorvaten en veiligheidswanden voor kerncentrales. In het bijzonder is hierin betrokken de research die in vele laboratoria over de hele wereld is uitgevoerd en waarin met name de Technische Hogeschool Delft een belangrijke rol heeft vervuld. Hieronder vallen aspecten als afschuiving en meer-assig spannen van voorgespannen beton, nieuwe analytische en computertechnieken, de wisselwerking tussen golven en funderingsgrondslag, alsmede het onder water verdichten van grondslagen.
Het project steunt ook op de lange ervaringen die in Nederland zijn opgedaan met baggeren, oeverbescherming, bodembescherming tegen uitschuren en op de andere grote werken van het Deltaplan.

Materiaalonderzoek
Een opmerkelijk aspect van dit project is de uitgebreide research die is verricht met betrekking tot de gebruikte materialen en hun toepassing. Dit was geheel toegespitst op de grote hoeveelheden te verwerken beton en staal, elk 5 maal zoveel dan van het grootste platform dat tot dusver in de Noordzee is gebouwd. Het onderzoek werd ook betrokken op de zware omstandigheden van de omgeving en de vereiste lange levensduur. Bijzonder interessant voor de voorgespannen betonwereld is een gedetailleerd onderzoek uitgevoerd op de verschillende voorhanden zijnde voorspansystemen. Dit heeft geleid tot de keuze van vier verschillende systemen, waarbij elk systeem het meest geschikt werd geacht voor een voor dat systeem speciale toepassing.



Constructie-methodes
De zware omstandigheden op de bouwplaats vereisen werkwijzen die snel en zeker uitgevoerd kunnen worden tijdens de beschikbare perioden met minimale stroomsnelheid en golven.
Veel aandacht is geschonken aan de uitvoerbaarheid bij de keuze van de geschikte bouwmethode en het materieel. Hoewel in overeenstemming met de al ontwikkelde trend bij eerdere betonnen offshore constructies, is voor het Oosterschelde project veel verder gegaan dan ooit tevoren met ontwerp en bouw van speciaal materieel. Het verdichtingsschip Mytilus, de fundatiebedmattenlegger Cardium en het pijlerplaatsingsvaartuig Ostrea, zijn niet alleen op zichzelf technische hoogstandjes, maar essentiële onderdelen in het totale constructieprogramma.
Men kan de in aanbouw zijnde stormvloedkering zien als een hoogtepunt van een lange ontwikkelingsperiode, maar ook als de aanzet voor grote toekomstige projecten. Sommige daarvan verkeren nu al in het ontwerpstadium. Voor de Canadese oostkust worden studies uitgevoerd naar betonnen caissons die massief genoeg zijn om weerstand te kunnen bieden aan grote ijsbergen. Een belangrijke overweging is geweest de plaatselijk geconcentreerd optredende stootbelastingen door het ijs (afschuiving door pons), waarvoor veel gebruik is gemaakt van het bij de TH-Delft uitgevoerde onderzoek.

Verder naar het noorden en het westen wordt de Noordelijke IJszee een gebied voor uitgebreide ontwikkeling om de aanwezige grote olievoorraden te kunnen aanspreken. De omstandigheden zijn daar ongelooflijk zwaar voor de mens en tegelijkertijd is het gebied zeer gevoelig voor menselijk ingrijpen. Zoals bij de stormvloedkering, moeten de doelstellingen van de ontwikkeling van het bouwwerk en de bescherming van het milieu worden samengebracht.
Voorgespannen betonconstructies in allerlei vormen, vaste zowel als drijvende, zullen een belangrijke rol kunnen vervullen in de Bering Zee, de Beaufort Zee en de Chukchi Zee. Ook hier doemt de wisselwerking tussen constructie en fundering op, evenals in de Oosterschelde een kritische overweging. De onlangs in de USA uitgevoerde studies naar het OTEC-project waren gebaseerd op grote betonnen drijflichamen. Het is bemerkenswaard dat Nederlandse constructeurs zijn gevraagd om de uitvoerbaarheidsstudie

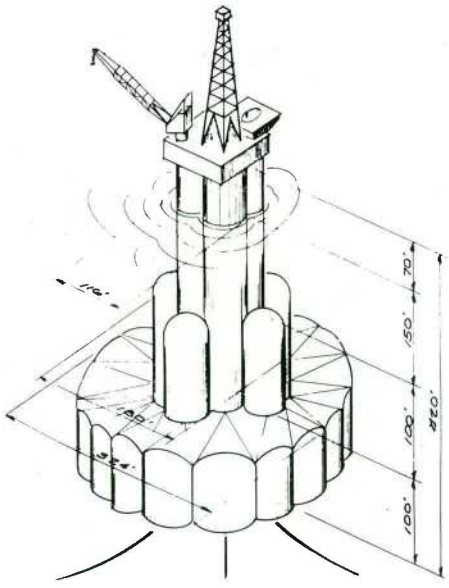


4
Arco Arjuna – drijvende LPG-terminal in de Java Zee

te maken voor deze vaartuigen en voor de koud water pijpen die daaronder opgehangen moeten worden. Hoewel het project momenteel stil ligt vanwege economische overwegingen, zullen de rapporten en lopende studies ongetwijfeld een waardevolle basis vormen voor andere grootschalige ontwikkelingen in oceanen.
De brug over de Grote Belt in Denemarken was tegelijk met de Oosterschelde stormvloedkering in ontwerp en daarbij zijn sterk gelijkende technieken gekozen. Hoewel ook dit project voor onbepaalde tijd is uitgesteld, zijn de in Nederland opgedane ervaringen van groot belang voor de constructeurs bij een eventuele 'opleving'.

Uitgebreide studies worden uitgevoerd voor de ontwikkeling van voorgespannen betonnen vaartuigen ten behoeve van opslag en transport van LNG. Het bij de TH-Delft uitgevoerde onderzoek, aangevuld met ervaringen opgedaan met installaties te land, offshore-georiënteerde research bij de universiteit van California en studies voor offshore LNG-terminals in Canada, de Arabische Golf en de Canadese eilanden in de Noordelijke IJszee, dienen alle om dit idee naar een uiteindelijke realisering te brengen.

Wat komt er nog meer? Geprefabriceerde betonnen getijde-centrales in zuid-west Engeland, Oost-Canada en Rusland? Geprefabriceerde betonnen tunnelsegmenten voor een afgezonken tunnel onder het Kanaal? Onder water zwevende tunnels in diepe fjorden en zeestraten in Noorwegen, Griekenland en Italië? Drijvende voorgespannen betonnen semi-submersible produktiefabrieken voor de winning van ruwe olie in diep



5
Exxon drijvend betonnen platform voor de Pool Zee

water en voor het vloeibaar maken van LNG? Brugpijlers in diep water, onderworpen aan sterke stroming en hoge golven en mogelijk zelfs ijs? Drijvende energiecentraleses, fabrieken en afvalverwerkingsinstallaties, buitengaats afgemeerd van stedelijke gebieden, om gevaren te verkleinen, de verontreiniging te verminderen en overvloedig koelwater te kunnen gebruiken?
Dergelijke bespiegelingen zijn talrijk en ze worden meer en meer werkelijkheid door de vorderingen die gemaakt worden met het buitengaats toepassen van voorgespannen beton.

Noodzakelijk onderzoek
Als in de toekomst, door het gebruik van beton, de ontwikkeling van de zeeën werkelijkheid zal worden, moet het huidige onderzoek niet alleen worden voortgezet, maar ook geïntensiveerd. Onder de vele gebieden waar dit hard nodig of mogelijk is, zijn de volgende:
1. Onderzoek van bezwijkvormen door ongeluk of overbelasting. Manieren om de taaiheid en energie-absorptie te verbeteren om zodoende plotselinge breuk en bezwijken door een kettingreactie te voorkomen.
2. Triaxiale voorspanning als middel om de breukrek en bezwijkspanning te verhogen.
3. De rol van micro-scheuren ten aanzien van corrosie en indien dit werkelijk schadelijk blijkt, middelen om deze haarscheuren te beperken.
4. Gebruik van vezelbeton, waarbij staalvezels of andere vezels worden toegepast. Sandwich-constructies van plaatstaal en beton, waarbij gebruik kan worden gemaakt van gelaste deuvels tegen afschuiving.
5. Voorgespannen beton onder wisselende schuifspanning, blootgesteld aan cryogene temperaturen, teneinde de kwaliteit van het materiaal beton voor transport over zee van LNG verder te verhogen.
6. Vermoeiing van staal in gescheurd beton in zeewater.
7. Ontwikkeling van middelen voor effectieve controle van in gebruik zijnde voorgespannen betonconstructies en de onderdelen daarvan. Verbetering van de methodiek voor het reduceren van gegevens; interpreteren, evalueren en in de praktijk verwerken van resultaten.

Internationale activiteiten
De stormachtige ontwikkeling van de toepassing van beton in zee, is in de loop der tijd zeer omvangrijk geworden dankzij de wereldomspannende uitwisseling van informatie en gegevens, en de verspreiding ervan door organisaties als de FIP. Het feit dat de FIP het belang inzag van de rol die het voorgespannen beton bij het bouwen in zee kon spelen, leidde tot de verbreiding van de eerste praktijk-aanbevelingen en haar bijdrage aan de betonnen platforms in de Noordzee. De commissies zetten in de verschillende gebieden hun werkzaamheden voort, waarbij directe en indirecte gevolgtrekkingen voor het bouwen op zee naar voren komen.
Nederlandse ingenieurs hebben onder meer binnen de FIP-commissies 'Concrete Sea Structures' en 'Steels for Prestressing' belangrijke bijdragen geleverd.

De FIP doet mee in het internationaal verspreiden van informatie over bijzondere projecten, zoals de Oosterschelde stormvloedkering, zowel in de westerse wereld als in ontwikkelingslanden. Dit is een belangrijke opbouwende activiteit. Soms schijnt het echter onvoldoende te zijn. Doordat in de wereld en tussen haar bevolking steeds meer relaties en afhankelijkheden groeien, worden door regeringen, organisaties en individuen meer en meer vraagtekens gezet bij onze technische beslissingen. Zij vragen derhalve om deelname in de formulering van programma's en het opstellen van concepten. Dat is ook bij het onderhavige project gebeurd en het zal in de toekomst bij andere projecten eveneens het geval zijn.
De gemeenschap wil geïnformeerd en betrokken worden. Daarom moeten wij ruimer en effectiever communiceren met de gemeenschap. Een symposium als het Delta Barrier Symposium is een goed iets, maar we moeten de boodschap daarvan beter onderstrepen en naar de mensen brengen in hun eigen land. Wij moeten hun vertrouwen herstellen in ons kunnen en in onze wil veilig te bouwen voor de bevolking en haar omgeving.

De stormvloedkering is het hoogtepunt in de heldhaftige strijd van Nederland tegen de Noordzee en het is tegelijk een waardige afsluiting van het Deltaplan. 'De trotse golven zijn werkelijk tot staan gebracht en de zee is ingesloten achter een stevige begrenzing.'
In groter verband zal dit wapenfeit zijn plaats in de geschiedenis krijgen als een symbool van de wereldwijde strijd tegen het water; een strijd, die zich niet alleen kenmerkt in de wil om te overleven, maar ook een moedige stap voorwaarts om de zee haar dienende taak voor de mensheid te laten vervullen.

drs.ir.J.K.Vrijling
Deltadienst Rijkswaterstaat

Probabilistische methoden in het ontwerp van de stormvloedkering

1. Inleiding

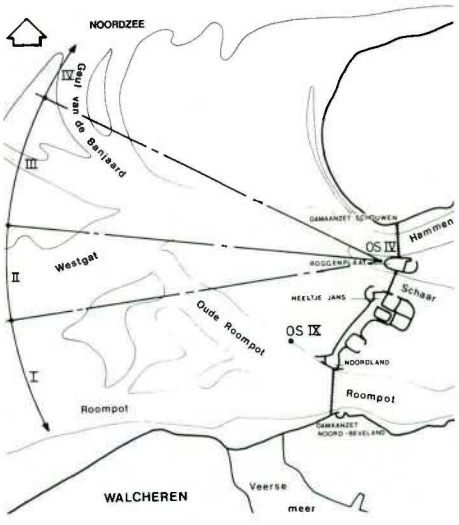
Twee redenen hebben geleid tot de introductie van probabilistische methoden in het ontwerp van de stormvloedkering.
Na de stormvloed van 1953, eiste de Deltacommissie dat de primaire zeeweringen volledige bescherming moesten bieden tegen stormvloedstanden met een overschrijdingsfrequentie van $2{,}5 \cdot 10^{-4}$ malen per jaar. Voor een conventionele zeewering zoals een dijk, kan een extreem waterstand gebruikt worden als ontwerpcriterium, omdat overlopen een van de grootste bedreigingen vormt voor dijken. In het voorlopige ontwerpstadium van de stormvloedkering werd een ontwerp stormvloedpeil gekozen dat in overeenstemming was met het rapport van de Deltacommissie. Dit stormvloedpeil werd gecombineerd met een maximale geëxtrapoleerde golfhoogte en een extreme lage schatting van de binnenwaterstand ten einde de hydraulische belastingen te bepalen (deterministische benadering).
In feite is deze benadering niet geschikt voor een stormvloedkering. De constructie bestaat uit betonnen pijlers, stalen schuiven, een stortstenen drempel, een bodembescherming en een fundering. Elk van deze componenten moet ontworpen worden op de belastingscombinatie die de gevaarlijkste bedreiging vormt. En die belastingscombinatie is niet voor elk onderdeel gelijk.
In de tweede plaats werden in het voorlopige ontwerpstadium alle onderdelen ontworpen volgens de regels en principes die gelden in de diverse vakgebieden zoals beton, staal, grondmechanica en kustwaterbouw. Gezien het feit, dat bij betonconstructies een veiligheidscoëfficiënt $\gamma = 1{,}7$ gebruikelijk is, terwijl in de kustwaterbouwkunde de toepassing van veiligheidsfactoren onbekend was, mocht niet zonder meer worden uitgegaan van een consistente aanpak van de constructieve veiligheid van de kering.

Het eerste probleem is opgelost door een probabilistische benadering op niveau III (volgens de Joint Committee for Structural Safety, JCSS-classificatie). De kansdichtheidsfunctie (kdf) van de belasting op een onderdeel is bepaald door de meer-dimensionale kdf van stormvloedstanden, golfspectra en binnenwaterstanden te integreren, daarbij gebruikmakend van de overdrachtsfuncties voor het onderdeel.
In de quasi-probabilistische (niveau II) ontwerppraktijk werd vervolgens de bedreiging of belasting met een overschrijdingsfrequentie van $2{,}5 \cdot 10^{-4}$ per jaar gekozen als een criterium dat in overeenstemming is met het advies van de Deltacommissie.
Teneinde een consistente aanpak van de veiligheid van de gehele constructie te verzekeren, werden probabilistische sterkteberekeningen uitgevoerd voor de belangrijkste onderdelen. In deze berekeningen wordt het stochastische karakter van belasting en sterkte aangehouden. Gebruikmakend van de verfijnde eerste-orde tweede moment benadering (niveau 11) werden de hoofddoorsneden van de betonconstructie, de stalen schuif, de stenen drempel en de fundering zodanig ontworpen, dat hun bezwijkkans beperkt bleef tot hoogstens 10^{-7} per jaar, het bezwijkcriterium voor de kering.
Uit de resultaten van deze probabilistische berekeningen werden veiligheidsfactoren afgeleid om de dagelijkse ontwerpactiviteiten te regelen. Om de veiligheid van de stormvloedkering als zeeweringssysteem vast te stellen werd met behulp van de foutenboom-techniek een risico-analyse uitgevoerd. In deze analyse werd niet alleen aandacht geschonken aan de bezwijkkans van de constructieve onderdelen maar ook aan de gevolgen van falend beheer.

2. De hydraulische randvoorwaarden

De probabilistische benadering die nodig werd geacht om het gat tussen het Deltaontwerpcriterium voor dijken en de problemen rond het ontwerp van een gecompliceerde kering te overbruggen, vereist als uitgangspunt de driedimensionale kansdichtheidsfunctie van stormvloedstanden, golfenergie en binnenwaterstanden.
In de grond van de zaak zijn er twee methoden om de waarnemingen van deze verschijnselen en hun onderlinge correlaties te extrapoleren naar de waarden met een lage kans van voorkomen, waar metingen uiteraard ontbreken:

1. een zuiver statistische extrapolatie;
2. een statistische extrapolatie die ondersteund is door op fysische wetten berustende mathe-

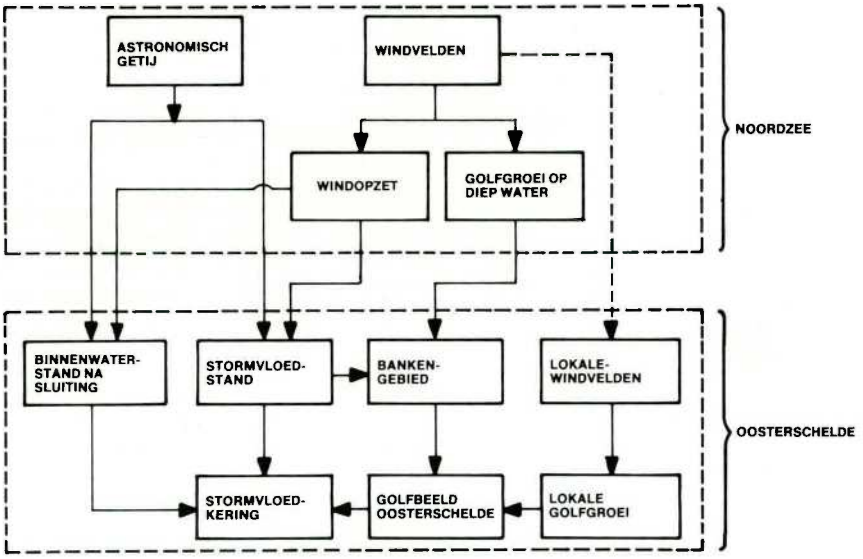


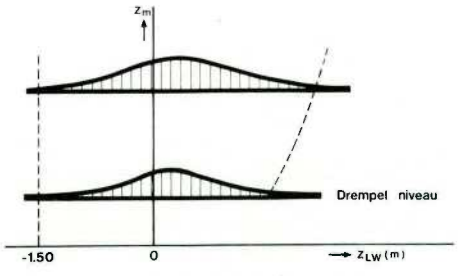
1a
Situatie monding Oosterschelde

matische modellen. De mathematische modellen kunnen getoetst worden aan waarnemingen.
Een combinatie van deze methoden is toegepast bij de berekening van de driedimensionale kdf van stormvloedstanden, golfenergie en binnenwaterstanden. Een schematische weergave van het mathematische model dat bij deze ontwikkeling is gebruikt, is gegeven in figuur 1. De kdf van de stormvloedstanden is gebaseerd op de statistische extrapolatie van een 68 jaar lange waarnemingsreeks. De fysische kennis van het stormvloedverschijnsel dat veroorzaakt wordt door een windopzet in de Noordzee te zamen met het astronomische hoogwater, is uitsluitend gebruikt om te onderzoeken of de via statistische extrapolatie voorspelde extrema fysisch mogelijk zijn.
Het inzicht, dat een stormvloed wordt gevormd door een willekeurige combinatie van een windopzet met het astronomische getij, werd wel benut bij het berekenen van de voorwaardelijke kansdichtheidsfunctie van binnenwaterstanden. De strategieën, die gevolgd worden bij het sluiten van de kering tijdens stormvloeden konden eenvoudig in het model worden opgenomen. Met behulp van het model werd de voorwaardelijke kdf van binnenwaterstanden voor een aantal sluitingsstrategieën bepaald.

Uit golfwaarnemingen, gedaan met de meetpaal OS IV in de monding van de Oosterschelde, bleek dat er een matige correlatie bestaat tussen de stormvloedstand en de golfenergie. Het gebrek aan voldoende golfwaarnemingen verhinderde echter een extrapolatie van de tweedimensionale kdf van stormvloedstanden en golfenergie met statistische technieken.
Daarom werd een mathematisch model ontwikkeld, dat schematisch is weergegeven in de rechterhelft van figuur 1b. Het model is gebaseerd op de hypothese dat de typische dubbelgepiekte vorm van het golfspectrum wordt veroorzaakt door het feit dat de golfenergie voortvloeit uit twee bronnen. Enerzijds dringt vanuit de Noordzee via het bankengebied voor de monding *(zie fig. 1a)* van de Oosterschelde laagfrequentie golfenergie door tot de kering. De hoeveelheid golfenergie die overblijft nadat in het bankengebied breking, bodemdissipatie en refractie hun tol hebben geëist, is een functie van de stormvloedstand *(zie fig. 1b)*.

1b
Het schema van de fysische relaties die gebruikt worden bij de afleiding van de drie-dimensionale kansdichtheidsfunctie van stormvloedstand, golfenergie en binnenwaterstand





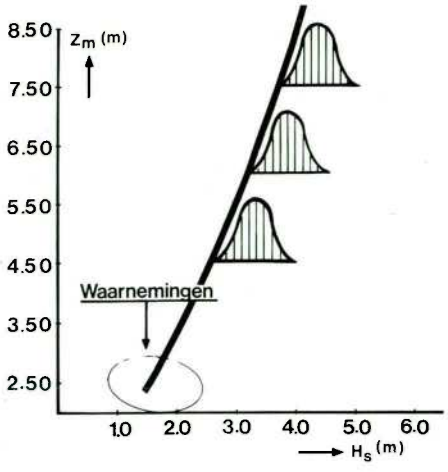
2
De twee-dimensionale kansdichtheidsfunctie van de maximum stormvloedstand en de laagwaterstand tijdens sluiting van de kering

Anderzijds worden in het mondingsgebied door lokale windvelden, die enige relatie vertonen met de algemene stormintensiteit, hoogfrequente golven opgewekt. De laagfrequente en de hoogfrequente golfenergie vormen samen het golfbeeld nabij de kering dat derhalve een tweepiekig spectrum kent.
Het rekenmodel dat bovenvermelde effecten bevat is getest in een simulatie van verscheidene historische stormen *(fig. 2)*. Aangezien de overeenstemming tussen model en waarnemingen goed was, werd het model gebruikt bij de extrapolatie van de voorwaardelijke tweedimensionale kdf van stormvloedstanden en golfenergie *(fig. 3)*.
Nadat was bewezen dat de golfenergie en de binnenwaterstand statistisch onafhankelijk zijn, werd de gezochte driedimensionale kdf van stormvloedstanden, golfenergie en binnenwaterstanden afgeleid als het produkt van de bovenvermelde voorwaardelijke kdf's en de kdf van de stormvloedstanden. Het resultaat vormde het startpunt van de berekening van de kansdichtheidsfunctie van de hydraulische belasting op de kering.

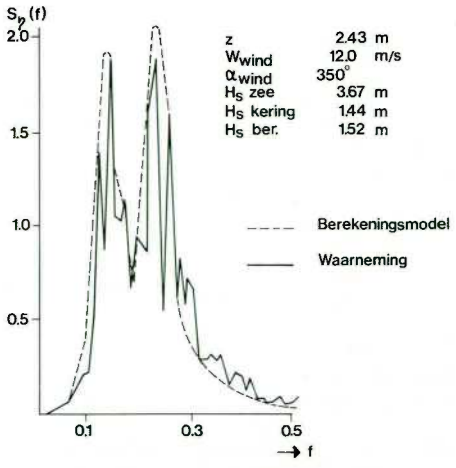
3. De probabilistische bepaling van de belastingen

De belangrijkste variabelen bij de bepaling van de hydraulische belasting op de stormvloedkering zijn de hydraulische randvoorwaarden:
- de maximale stormvloedafstand z_m
- het golfenergiespectrum S_η
- de binnenwaterstand op de Oosterschelde b

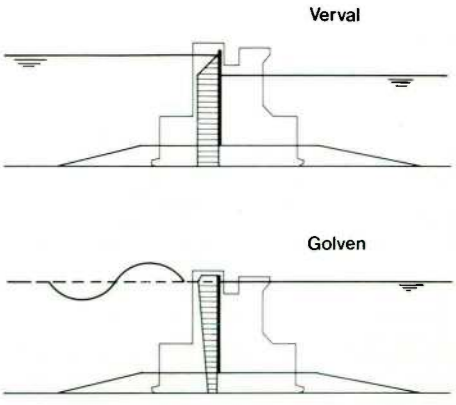
De in de vorige paragraaf afgeleide drie-dimensionale kdf van deze variabelen vormt de invoer van de probabilistische belastingsberekening. Teneinde de hydraulische randvoor-



3
De relatie tussen de stormvloedstand en de significante golfhoogte; in de figuur zijn tevens de voorwaardelijke kansdichtheidsfuncties van H_s gegeven voor een aantal stormvloedstanden



3a
Vergelijking berekend en gemeten golfspectrum



3b
Belastingschema op stormvloedkering ten behoeve van bepaling overdrachtsfuncties

waarden te transformeren in de golfbelasting en de vervalbelasting die op de kering werken, dienen de overdrachtsfuncties bekend te zijn. Deze functies leggen het verband tussen de respectievelijke natuurrandvoorwaarden en de belasting *(zie fig. 3b)*:
vervalbelasting $S = S(z_m, b, \text{geometrie})$;
golfbelastingspectrum $S_w = W(z_m, S_\eta, \text{geometrie})$.

In het geval van de vervalbelasting kan deze functie eenvoudig worden afgeleid uit de hydrostatische drukverdeling aan beide zijden van de kering en de potentiaal-stroming in de drempel rond de pijlervoet. Voor de berekening van de golfbelasting is de lineaire golftheorie toegepast. De golfbelasting wordt bepaald door de drukverdeling die veroorzaakt wordt door de inkomende en de gedeeltelijk gereflecteerde sinusgolf te integreren over de hoogte:

$$W(t) = \int_{\text{hoogte}} p(x, z, t)\, dz$$

waarin:

$$p(x, z, t) = \rho g a \frac{\cosh kz}{\cosh kd} \sqrt{1 + \alpha^2 + 2\alpha \cosh kx} \quad \sin(\omega t + \varphi)$$

voor $0 < z < d$

en

$$p(x, z, t) = \rho g \{ a - (z - d) \} \sqrt{1 + \alpha^2 + 2\alpha \cosh kx} \quad \sin(\omega t + \varphi)$$

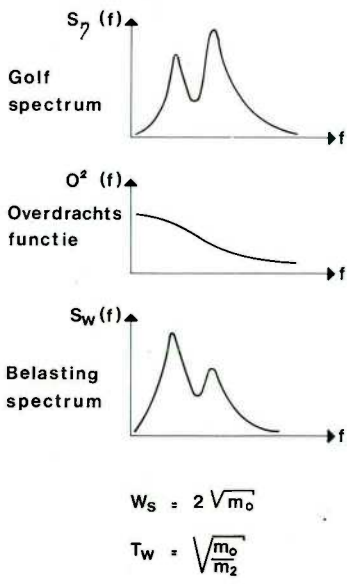
voor $d \leqslant z \leqslant d + a$

waarin
k = golfgetal
α = reflectiecoëfficiënt
ω = hoekfrequentie = $2\pi f$
t = tijd
d = waterdiepte
φ = fase = $\text{arctg}\left(\frac{1-\alpha}{1+\alpha} \text{ tg } kx\right)$

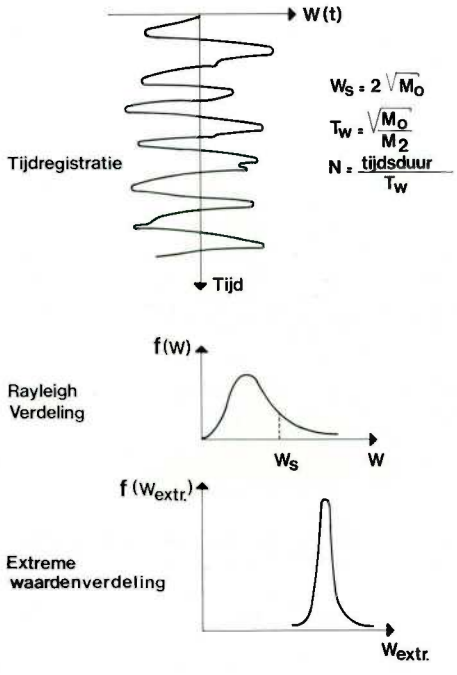
De waarde van de overdrachtsfunctie wordt gevonden door het maximum van $W(t)$ te delen door de amplitude van de inkomende regelmatige golf. Door deze procedure te herhalen voor een groot aantal hoekfrequenties wordt de overdrachtsfunctie vastgesteld. De overdrachtsfunctie is dus in feite de golfbelasting die veroorzaakt wordt door een regelmatige golf met een amplitude van 1 m, weergegeven als functie van de golffrequentie.
Indien men nu een lineair systeem veronderstelt kan met behulp van de overdrachtsfunctie het golfspectrum dat een onregelmatig golfbeeld beschrijft, worden getransformeerd in het belastingsspectrum *(zie fig. 3 c)*:

$$S_w(f) = O^2(f) \cdot S_\eta(f)$$

Met het belastingspectrum ligt de tijdsregistratie van het onregelmatige belastingbeeld vast *(zie fig. 3d)*. Indien het belastingspectrum voldoende smal is volgen de individuele golfbelastingsmaxima een Rayleigh-verdeling. De traditionale parameters, de significante belasting W_s en de gemiddelde golfbelastingsperiode T_w worden verkregen door middel van de bekende betrekkingen. Tevens ligt het aantal golven N binnen een storm met een duur D vast.



3c
Berekening van het belastingspectrum



3d
Verband tussen verloop golfbelasting in de tijd en de kansdichtheidsfunctie van de extreme golfbelasting

$$W_s = 2\sqrt{m_0}$$

$$T_w = \sqrt{\frac{m_0}{m_2}}$$

$$N = \frac{D}{T_w}$$

waarin $m_n = \int f^n S_w(f)\,df$

De lineariteitsveronderstelling waarvan de toelaatbaarheid van de spectrale benadering, zoals die hierboven is vermeld afhangt, werd uitgebreid onderzocht in de golfgoten van het Waterloopkundig Laboratorium te Delft. Talloze proeven zijn uitgevoerd zowel met regelmatige als met onregelmatige golven om de geldigheid van de beschreven berekeningsmethode aan te tonen. De conclusie was dat de resultaten van de modelproeven het mathematische model ondersteunden. De rekenmodellen voor de vervalbelasting en de golfbelasting zijn dan ook in de verdere berekeningen toegepast.
Met behulp van de gevonden overdrachtsfuncties voor de verval- en golfbelasting werd de in de vorige paragraaf afgeleide driedimensionale kdf van randvoorwaarden getransformeerd in de tweedimensionale kdf van de vervalbelasting en de significante golfbelasting:

$$f_{W_s,S}(W_s, S) = \int_0^\infty \frac{1}{\frac{\delta W_s}{\delta S_\eta}\,\frac{\delta S}{\delta b}}\, f_{z,b,S_\eta}(z, b, S_\eta)\,dz$$

Numeriek verloopt deze integratie in een tweetal stappen *(zie fig. 3e)*. Eerst wordt de voorkomenskans van een integratieblokje Δz, Δb, ΔS_η vastgesteld volgens:

$$P_r(z, b, S_\eta) = f_{z,b,S_\eta}(z, b, S_\eta)\,\Delta z \cdot \Delta b \cdot \Delta S_\eta$$

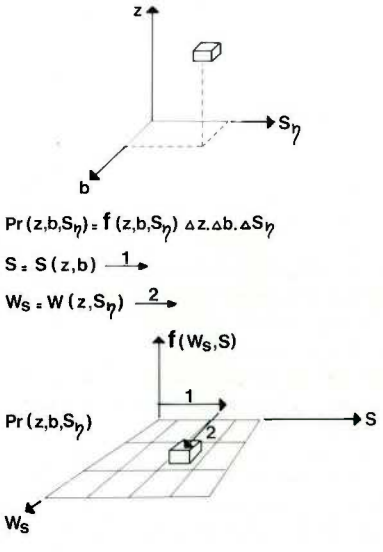
Vervolgens wordt de kansinhoud van het blokje op de juiste plaats in het (S, W_s)-vlak gedeponeerd. Die plaats wordt bepaald door de vervalbelasting en de significante golfbelasting, die bij randvoorwaardenpunt (z, b, S_η) behoren *(zie fig. 3e)*:
$S = S(z, b)$
$W_s = W(z, S_\eta)$

Door deze procedure te herhalen voor alle punten van de randvoorwaardenruimte, ontstaat de kdf van de vervalbelasting en de golfbelasting $f_{W_s,S}(W_s, S)$.
Tot slot moet de kdf $f_{W_s,S}(W_s, S)$ worden omgezet in de kdf van de vervalbelasting en de individuele golfbelastingsmaxima W. Wiskundig aangegeven door:

$$f_{W,S}(W, S) = \int_0^\infty f_{W_s,S}(W_s, S)\,\frac{\delta P_{ri}}{\delta W}\,dW_s$$

Hierin vertegenwoordigt P_{ri} een kansverdeling, die afhangt van het karakter van de beschouwde grenstoestand.

Drie veel voorkomende gevallen zullen hieronder behandeld worden.



3e
Transformatie kansdichtheidsfunctie van de natuurrandvoorwaarden naar de kansdichtheidsfunctie van de significante golfbelasting en vervalbelasting

1. Voor grenstoestanden, waarbij in beginsel alle belastingspieken belangrijk zijn, geldt de Rayleigh-verdeling:

$$P_{r1} = P_r(W > W \mid W_s) = \exp\left\{-2\left(\frac{W}{W_s}\right)^2\right\}$$

Bij het ontwerp van de stormvloedkering is deze verdeling toegepast bij de vermoeiingsberekeningen van de schuif en voor de berekeningen van voortgaande grondmechanische deformaties.

2. Indien men echter een grenstoestand beschouwt, waarbij een eenmalige overschrijding van een bepaald belastingniveau tot bezwijken leidt, dan is het gebruik van een extreme waardenverdeling vereist. De redenering aanvangend bij de N onafhankelijke Raleigh-verdeelde belastingspieken, is de kans dat geen enkele piek de waarde W overschrijdt gelijk aan

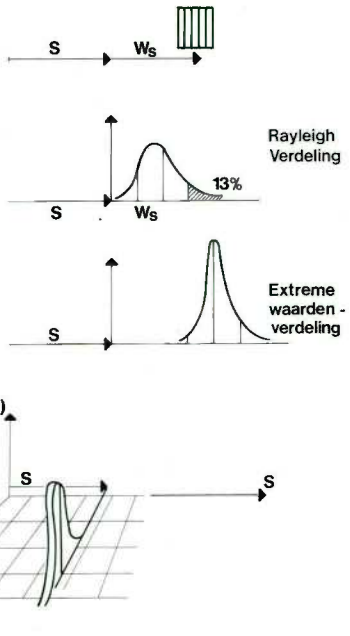
$$\left\{1 - P_r(W > W \mid W_s)\right\}^N$$

De kans dat de golfbelasting tenminste eenmaal het niveau W overschrijdt is gelijk aan

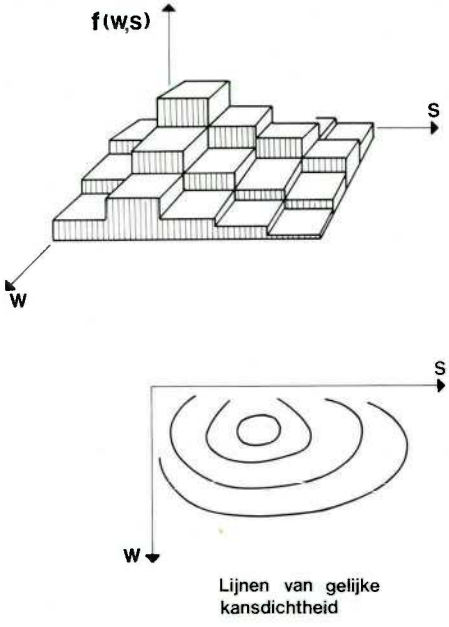
$$P_{r2} = 1 - \left\{1 - P_r(W > W \mid W_s)\right\}^N$$

Deze variant van de binomiaalverdeling werd toegepast bij de bepaling van de maximale belasting ten behoeve van het constructieve ontwerp van de pijlers, de dorpelbalken, de bovenbalken en de schuiven.

3. Tenslotte is er nog een derde mogelijkheid, waarbij bezwijken pas optreedt, nadat een belastingniveau herhaalde malen is overschreden.



3f
Bepaling van de kansdichtheidsfunctie van de individuele golfbelasting



3g
Resultaat, kansdichtheidsfunctie van golfbelasting en vervalbelasting

Volgens de binomiale verdeling geldt nu voor de kans dat een belastingpiek een gegeven niveau W tenminste m maal overschrijdt, binnen N maxima:

$$P_{r3} = 1 - \left\{ \sum_{h=0}^{h=n-1} \frac{N!}{h!\,(N-h)!} P_r(W > W \mid W_s)^h \quad (1 - P_r(W > W \mid W_s)^{N-h} \right\}$$

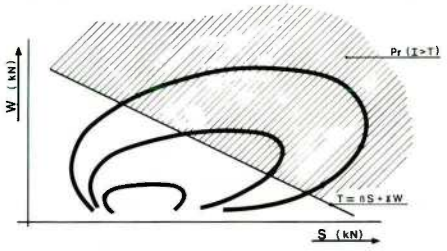
Om nu de gezochte kansdichtheidsfunctie van de individuele golfbelasting en vervalbelasting te vinden volgens één van de drie vermelde typen, moet in het numerieke proces het kansblokje $P_r(z, b, S\eta)$ vervangen worden door de juiste verdelingsfunctie.
Daarna volgt een zelfde procedure en wordt de gekozen kdf in het (W, S)-vlak geplaatst *(zie fig. 3e)*. De transformatie van $F_{W,S}(W_s, S)$ in $f_{W,S}(W, S)$ is een feit, zodra de gehele procedure voor alle punten van de $(z, b, S\eta)$-ruimte is uitgevoerd en het resultaat in het (S, W)-vlak is gesommeerd *(zie fig. 3g)*.
De laatste stap behelst het berekenen van de overschrijdingslijn van de totale belasting voor een bepaalde grenstoestand. Daarvoor is het noodzakelijk te weten in welke verhouding de golfbelasting en de vervalbelasting bijdragen aan het bereiken van de grenstoestand.
Algemeen geformuleerd:

$$T = \beta S + \gamma W$$

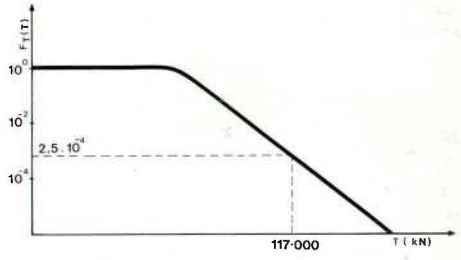
De overschrijdingskans kan worden berekend door de kdf $f_{W,S}(W, S)$ te integreren over het gebied waar $\beta S + \gamma W > T$ *(fig. 4)*.

$$P_r(T > T) = \iint_{\beta S + \gamma W} f_{W,S}(W, S)\, dW\, dS$$

Het resultaat, de kans dat de totale belasting T op bijvoorbeeld een pijler wordt overschreden, kan goed benaderd worden met een extreme verdeling *(zie fig. 5)*.
In vergelijking met de deterministische benadering resulteerde de probabilistische methode in een realistischer benadering van de ontwerpbelasting die ongeveer 40% lager was *(tabel 1)*.



4
De berekening van de overschrijdingskans van de totale belasting T



5
De overschrijdingslijn voor de totale belasting T op pijler R17

Tabel 1

	deterministische benadering	probabilistische benadering
stormvloedpeil	NAP + 5,50 m	$P_r(z_m > z) = \exp\left(\frac{2{,}94 - z_m}{0{,}3026}\right)$
golfspectrum	H = 10 m t = 12 s	$P_{S\eta}(S\eta \mid z_m)$
binnenwaterstand	NAP – 1,70 m	$P_b(b \mid z_m)$
totale horizontale belasting	T = 173 000 kN	$P_r(T > 117\,000) = 2{,}5 \cdot 10^{-4}$

4. Probabilistische ontwerpmethoden

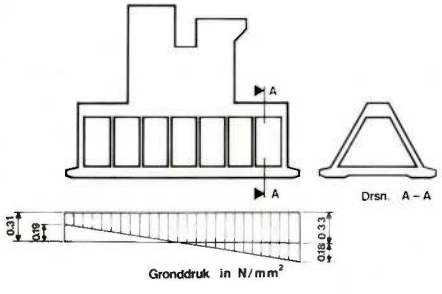
Probabilistische methoden zijn om twee redenen bij het ontwerp van de stormvloedkering geïntroduceerd. Ten eerste moesten de eenvoudige ontwerpregels voor dijken zoals die geformuleerd zijn door de Deltacommissie worden vertaald in een verzameling ontwerpregels voor een gecompliceerde constructie. Ten tweede leek een consistente benadering van de veiligheid van de kering niet gegarandeerd indien de onderdelen werden ontworpen volgens de regels en de principes die golden in de diverse vakgebieden.
Het eerste probleem is in de vorige paragraaf opgelost door in overeenstemming met de Deltacommissie een ontwerpbelasting te kiezen voor elk onderdeel met een overschrijdingsgrens van $2{,}5 \cdot 10^{-4}$ per jaar.
Bij de dagelijkse ontwerpactiviteiten werd de quasi-probabilistische aanpak (niveau I) gevolgd. Deze aanpak gaat er in principe van uit dat de parameters die in het ontwerp worden gebruikt geen constanten zijn, maar stochastische variabelen waarvan de exacte grootte in het ontwerpstadium nog niet met zekerheid bekend is en in het geval van de extreme

natuurrandvoorwaarden zelfs niet na de bouw. Maar omdat het gebruik van deze stochastische elementen niet praktisch is in het dagelijks ontwerpen, zowel om redenen van schaarse statistische informatie als wegens het ontbreken van computerprogramma's om dergelijke berekeningen massaal uit te voeren, is het concept 'karakteristieke waarde' geïntroduceerd in de bouwvoorschriften. Tevens is de veiligheidsmarge gespecificeerd in een formaat van partiële veiligheidscoëfficiënten overeenkomstig de ISO-standaard 2394. Maar, hoewel de Nederlandse bouwvoorschriften ontwerp-coëfficiënten voorschrijven voor staal en beton, ontbreken dergelijke richtlijnen voor grondmechanica en kustwaterbouwkunde.

Het vermelde gebrek aan regels en de moeilijkheden die bij het ontwerp naar voren kwamen vroegen om een speciale vaststelling van de juiste veiligheidsfactoren in de diverse vakgebieden. De eerste benaderingen van de waarde van de veiligheidsfactoren kwamen tot stand op basis van ervaring en ingenieursgevoel. Deze benadering leidde echter niet tot een consistente aanpak aangezien de bouwvoorschriften een hogere veiligheidscoëfficiënt voorschreven voor de betonconstructie dan de grondmechanici adviseerden voor het dimensioneren van de fundering van de pijlers.
Sterker nog, in de kustwaterbouwkunde is het gebruik van veiligheidsfactoren onbekend, wat leidde tot het ontwerpen van waterbouwkundige onderdelen die juist bezweken bij de $2{,}5 \cdot 10^{-4}$ per jaar ontwerpbelasting. Om deze stand van zaken te verbeteren werd gezocht naar objectieve methoden die een consistente veiligheid in het gehele keringssysteem garandeerden. Een eenvoudige benadering, die voldeed aan de eisen van objectiviteit werd gevonden in de verfijnde eerste-orde tweede moment methoden (niveau II). Uiteraard vereenvoudigde de beschikbaarheid van de exacte kdf van de belastingen de toepassing van de niveau II-methoden. Het probleem van de keuze van de veiligheidscoëfficiënten voor de diverse constructieonderdelen was nu gewijzigd in het algemenere probleem van het aangeven van één toelaatbare faalkans geldig voor alle onderdelen; zowel voor de betonnen pijler, de stalen schuif als voor de fundering en de drempel. Het faalcriterium waaraan moest worden voldaan, werd bij wijze van proef vastgesteld op 10^{-7} per jaar op grond van de volgende eenvoudige redenering. De ongevalsstatistieken wijzen uit dat de gemiddelde kans om te overlijden als gevolg van een fataal ongeluk gelijk is aan 10^{-4} per jaar per persoon. Indien men nu wenst dat deze overlijdenskans ook in Zeeland bij benadering gehandhaafd blijft, moet de faalkans van het zeeweringssysteem beperkt blijven tot

$$P_f \leqslant \frac{10^{-4}}{\text{groepsomvang}}$$

De ervaring van de ramp in 1953 leert dat een bij een overstroming met de dood bedreigde groep, ongeveer 1000 personen omvat. De toelaatbare faalkans wordt dan 10^{-7} per jaar.
Deze faalkans vormde het uitgangspunt voor de probabilistische sterkteberekening volgens de verfijnde eerste-orde tweede moment methode die vervolgens voor alle hoofdonderdelen van de kering werden uitgevoerd. Een bijkomend voordeel van de toegepaste berekeningswijze is dat de bijdrage van elke variabele aan de bezwijkkans van het bestudeerde onderdeel keurig wordt gespecificeerd. Zodoende kon de ontwerp- en onderzoekinspanning worden gericht op de variabelen die het meest bijdragen aan de bezwijkkans.



6
De doorsnede die onderworpen werd aan probabilistische berekeningen

Op betongebied werd een hoofddoorsnede van de pijlervoet aan een probabilistische berekening onderworpen, die in samenwerking met TNO/IBBC plaatsvond. Het probabilistische model van de doorsnede is zeer eenvoudig en wordt in de vorm van een betrouwbaarheidsfunctie Z geschreven als:

$Z = M_{ult} - M_{W,S} - M_d$
M_{ult} = het bezwijkmoment van de doorsnede;
$M_{W,S}$ = het moment veroorzaak door verval en golven;
M_d = het moment veroorzaakt door het eigen gewicht en de voorspanning.

De doorsnede bezwijkt zodra $Z < 0$

De sterkte M_{ult} en de belasting $M_{W,S} + M_d$ moeten geschreven worden als functies van de basisvariabelen, waarvan de kdf's bekend zijn. De belastingkant van het probleem is reeds behandeld en het resultaat wordt hier aanvaard. De functie M_{ult} is gegeven door een standaard computerprogramma, dat voorgespannen betondoorsneden berekent. Het volledige overzicht van de basisvariabelen is gegeven in tabel 2. Het resultaat van de berekening: een β-waarde van 6,0 wat een bezwijkkans inhoudt van $8{,}7 \cdot 10^{-10}$ per jaar is zeker acceptabel in het licht van het criterium.
Uit de bijdragen van de basisvariabelen aan de totale variantie blijkt, dat M_d de meest waarschijnlijke oorzaak van bezwijken is. M_d bevat de extreme voorspankracht en deze kracht vernielt zo gezegd bijkans de constructie. Dit hoge niveau van voorspanning werd gekozen om corrosie van de voorspanstrengen te voorkomen, die als de belangrijkste bedreiging voor de constructie werd gezien. Het corrosieprobleem bepaalde in feite de betonafmetingen en het voorspanniveau. Een bijzonder interessant gebruik van de eerste-orde tweede moment methode werd gemaakt bij het ontwerp van de fundering. Daar hing de keuze van de veiligheidscoëfficiënten af van de resultaten van de probabilistische berekeningen zoals elders werd gerapporteerd (3).
Ook het ontwerp van de drempel en de breukstenen dam, die de eerste pijler met het vaste land verbindt, werd intensief beïnvloed door probabilistische methoden (4). In feite werd de toepassing van veiligheidsfactoren geïntroduceerd in de waterbouwkunde als resultaat van de in dit gebied verrichtte studies.

Tabel 2
Overzicht basisvariabelen

		verwachting	standaard-afwijking	soort kdf	% totale afwijking
M_D	moment door statische belasting en voorspanning	0,3500 E+1	0,300 E+0	normaal	70,6
f_p	treksterkte voorspanstaal	0,1835 E+4	0,400 E+2	normaal	0,9
E_p	Young modulus voorspanstaal	0,2050 E+6	0,500 E+4	normaal	0,0
F_a	treksterkte wapeningsstaal	0,5000 E+3	0,500 E+2	normaal	0,1
E_a	Young modulus wapeningsstaal	0,2100 E+6	0,500 E+4	normaal	0,8
A	dimensiefout	0,1000 E+1	0,500 E–2	normaal	10,7
V_G	graad van voorspanning	0,1060 E+4	0,250 E+2	normaal	4,2
V	fout in gebied voorspanwapening	0,1000 E+1	0,100 E–1	normaal	1,6
B	fout in betonafmetingen	0,1000 E+1	0,200 E–1	normaal	0,4
F_p'	druksterkte beton	0,2000 E+2	0,300 E+1	log-normaal	10,1
$M_{W,S}$	moment door verval en golven	0,1400 E+4	0,105 E+3	speciaal	0,7

$$\beta = \frac{\mu_z}{\delta_z} = 6{,}0 \qquad P_{\text{bezwijken}} = 8{,}7\ \text{E}{-10}$$

5. De foutenboom analyse

De eenvoudige redenering van de vorige paragraaf, die leidde tot het bezwijkcriterium van 10^{-7} per jaar werd toegepast op elk onderdeel. De juiste benadering is evenwel het vaststellen van de veiligheid van de totale kering als een zeeweringsysteem. Vanuit dit oogpunt speelt het bezwijken van één enkele component nog steeds een rol die afhankelijk is van zijn relatieve belangrijkheid, maar ook de mogelijkheden van falend beheer van de kering, brand en scheepsaanvaring dragen bij aan de totale faalkans.

Ten einde het relatieve belang van de diverse onderdelen in het totale systeem te analyseren werd een foutenboom opgesteld. De meest ongewenste gebeurtenis, de overstroming van delen van Zeeland staat bovenaan de foutenboom. En de toelaatbare kans van optreden van deze gebeurtenis is 10^{-7} volgens de eenvoudige filosofie.

Vervolgens is de keten van gebeurtenissen, die volgt op het falen of bezwijken van een specifieke component en die leidt tot de extreme topgebeurtenis, geanalyseerd. Naast het bezwijken van onderdelen in de zin van paragraaf 4 werden ook het falen van het hydraulische bewegingswerk van de schuiven en falend beheer in de foutenboom opgenomen *(zie fig. 7)*.

De eerste beoordeling van de veiligheid van de kering met behulp van de foutenboom gaf onbevredigende resultaten. De faalkans was veel te hoog door de hoge waarschijnlijkheid van falen van het hydraulische bewegingswerk van de schuiven. Dit had tot gevolg dat belangrijke onderdelen van het systeem dubbel werden uitgevoerd bij wijze van reservesysteem. Voorts werden de gevolgen van falend beheer (verzuim tot sluiten) geminimaliseerd door een systeem aan te brengen dat de kering automatisch sluit indien de stormvloed een bepaald niveau overschrijdt.

Door de foutenboom op deze wijze als een stuk gereedschap te gebruiken, werd het ontwerp van de stormvloedkering verfijnd in tal van aspecten terwijl er tevens zorg voor werd gedragen dat het faalcriterium 10^{-7} op de meest economische wijze werd verwezenlijkt.

6. Conclusies

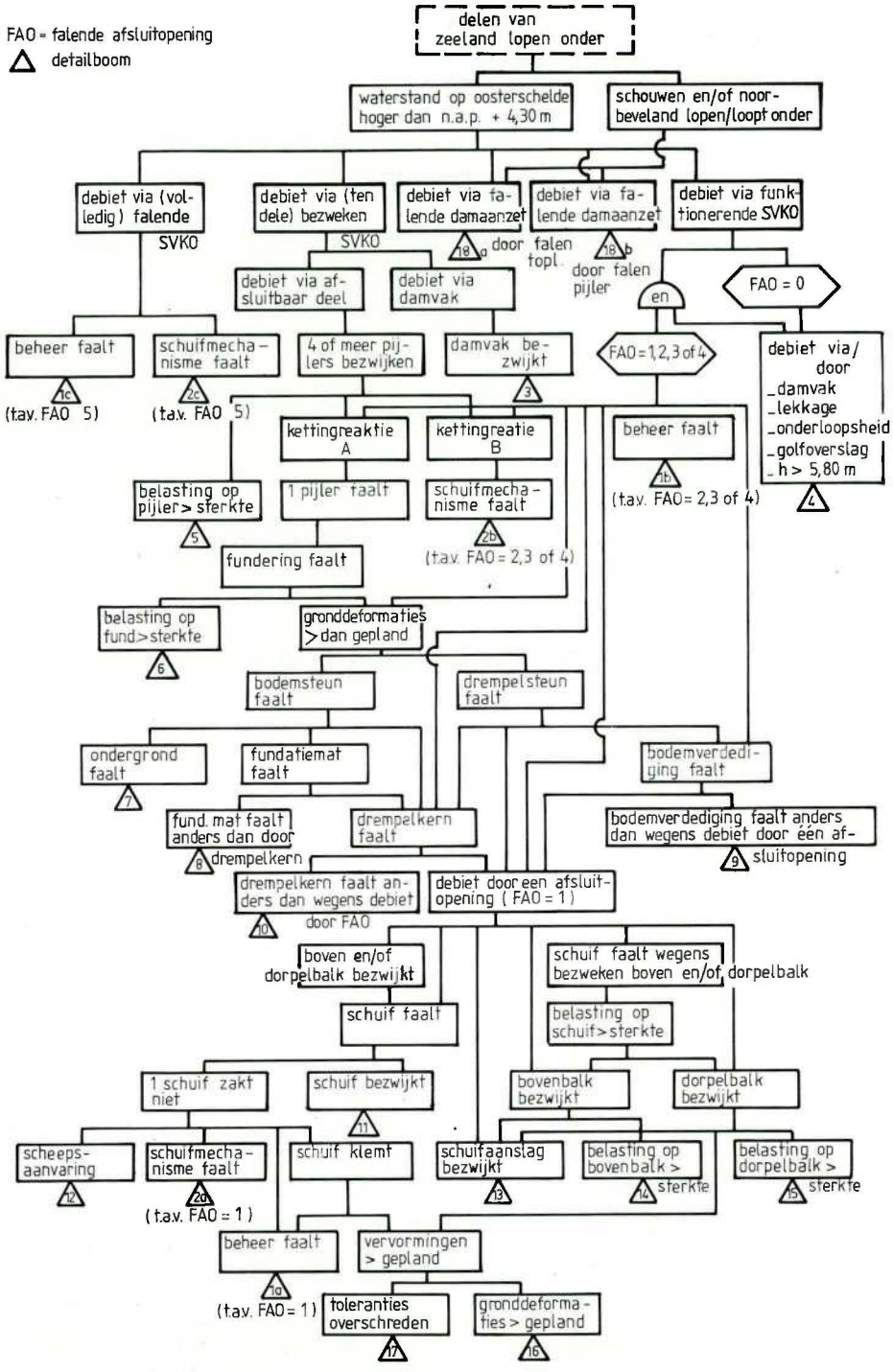
Concluderend mag men stellen dat probabilistische methoden het ontwerp van de stormvloedkering sterk hebben beïnvloed. Het bleek mogelijk de driedimensionale kdf van stormvloedstanden, binnenwaterstanden en golfenergie vast te stellen in de gebieden met een bijzonder lage kansdichtheid door gebruik te maken van een combinatie van fysische modellen en statistische extrapolatie.

De probabilistische bepaling van de belastingen leidde tot een realistischer belastingscombinatie met een overschrijdingsfrequentie van $2{,}5 \cdot 10^{-4}$ per jaar. De totale horizontale belasting die zo werd vastgesteld bleek 40% lager te zijn dan de daarvoor vigerende deterministische waarden.

De verfijnde eerste-orde tweede moment methode heeft bewezen een goed middel te zijn om consistentie tussen de ontwerpen van de betonnen pijler, de stalen schuif, de fundering en de drempel te bereiken. Een criterium werd vastgesteld voor de toelaatbare faalkans van het totale systeem.

En de veiligheid van het gehele zeeweringssysteem werd vastgesteld door middel van een foutenboom analyse. Een techniek die de ontwerpers in staat stelde de bezwijkkans van de diverse onderdelen te relateren aan de totale veiligheid van de constructie. Bovendien konden andere aspecten zoals falend beheer, een weigerend hydraulisch bewegingswerk en een scheepsaanvaring in de totale beschouwing worden opgenomen. Kortom, probabilistische methoden werden als bijzonder nuttig ervaren bij het ontwerp van een grote constructie als de stormvloedkering in de Oosterschelde.

7
De hoofd-foutenboom

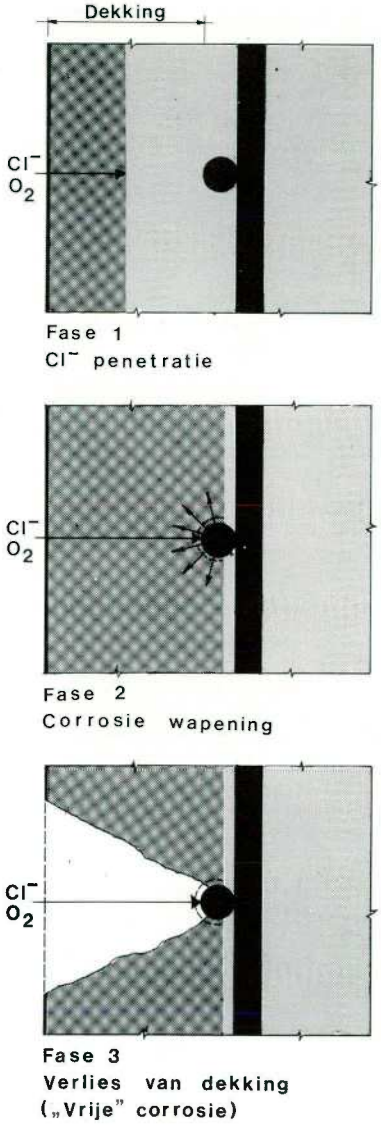


Literatuur

1. Th.Mulder, J.K.Vrijling, Probabilistic load dermination; Hydraulic Aspects of Coastal Structures, Delft University Press, 1980
2. J.K.Vrijling, J.Bruinsma, Hydraulic boundary conditions; Hydraulic Aspects of Coastal Structures, Delft University Press, 1980
3. D.Kooman e.a., Probabilistic approach to determine loads and Safety factors; Foundation aspects of Coastal Structures, Delft 1978
4. J.P.Schellekens, J.Wouters, J.K.Vrijling, Transitional Structures between barrier and dikes; Hydraulic aspects of Coastal Structures, Delft University Press, 1980

ing.H.H. van Schaik
Dosbouw

Duurzaamheid en corrosie



1
Faseringen in het corrosieproces ten gevolge van chloriden

1. Inleiding

De in de Deltawet vereiste levensduur van de stormvloedkering bedraagt 200 jaar. Voor een betonconstructie, zeker in het agressieve milieu van de Oosterschelde, is dit een zware eis. De ervaring ontbreekt over zo'n lange periode, terwijl controle en onderhoud schier onmogelijk zijn, omdat vitale delen van de constructie zich diep onder water bevinden, ingepakt in een ca. 10 m dikke laag stortsteen. Niettegenstaande het ontbreken van ervaring is getracht het corrosieproces rekenkundig te analyseren en is een indicatie van de te verwachten levensduur gegeven.

Bij de start van het ontwerp in 1976 is het uitgangspunt geweest dat corrosie van de wapening en dus de duurzaamheid, in belangrijke mate samenhangen met de scheurvorming in beton. Het ontwerp is er derhalve op gericht geweest een zoveel mogelijke scheurvrije constructie te verwezenlijken.

2. Het corrosieproces in de tijd

2.1. *Corrosie*

Het wapeningsstaal in beton ontleent zijn corrosiebestendigheid aan een passieve oppervlaktelaag, die gevormd wordt door het alkalische milieu in het beton (pH = 12,5). Dit alkalisch, niet corrosieve milieu kan worden omgezet in een corrosief milieu door verschillende oorzaken:

a. carbonatatie van het beton;
b. inwerking van agressieve stoffen, waaronder chloriden.

ad.a. Bij carbonatatie ontstaat er een reactie met de CO_2 uit de lucht waardoor de pH van de oppervlaktezone van het beton verlaagd wordt tot pH = 9. Echter, in de onderhavige constructie met een hoogwaardige betondekking van 7 cm zal het carbonatatiefront in de levensduur van 200 jaar de wapening nog niet bereikt hebben. Depassivering van het staal ten gevolge van carbonatatie is dus niet te vrezen.

ad.b. Chloride-indringing blijkt de maatgevende oorzaak van depassivering en corrosie van het wapeningsstaal te zijn. In beide gevallen zijn zuurstof en vocht nodig voor het eigenlijke corrosieproces.

2.2. *Corrosie, geïnitieerd door chloride-indringing (fig. 1)*

Bij dit corrosie-proces zijn de volgende fasen te onderscheiden.

Fase 1. Chloride-indringing.
Hierbij dringt geleidelijk in de loop van de tijd de chloride uit water en lucht in het beton. Na verloop van tijd bereikt de chloride de wapening en krijgt daar uiteindelijk na een tijd T_0 een dusdanige concentratie (ca. 0,5% Cl^- op cementmassa) dat het corrosieproces kan starten. Deze periode T_0 is afhankelijk van dikte en eigenschappen van de betondekking. Belangrijk hierbij is de keuze van de cementsoort. Bij hoogovencement is de chloride-indringing veel trager dan bij portlandcement.

Fase 2. In deze fase vindt het roesten van de wapening plaats bij voldoende zuurstofaanbod.
Dit roestproces gaat gepaard met een toename van volume, zodat uiteindelijk de betondekking van de wapening gedrukt wordt of langsscheuren evenwijdig aan de wapening optreden in de dekking.

Fase 3. In deze fase is de deklaag zodanig beschadigd dat de nagenoeg blootliggende wapening corrodeert, vrij onder invloed van weer en wind of water.
Het corrosieproces gaat nu sneller dan in de voorgaande fase, namelijk ca. 0,1mm/jaar. Voor outsiders zal nu het acceptatie-niveau voor verval bereikt zijn en onderhoud zal worden uitgevoerd. Het incasseringsvermogen van de pijlers is echter zo groot, mede door de grotere betondekking op de voorspankabels, dat zij nog niet zullen bezwijken.

2.3. *Corrosiemilieus (fig. 2)*

Uitgaande van de genoemde faseringen in het corrosieproces ten gevolge van chloride-indringing kunnen drie principieel verschillende corrosiemilieus onderscheiden worden, afhankelijk van het aanbod van zuurstof en chloride.

1. Spatzone
Het zuurstofaanbod uit de lucht is hier relatief hoog. De diffusiesnelheid van de zuurstof is ook hoog daar het beton niet met water is verzadigd. De chloride-diffusie is relatief laag te noemen.

2. Onderwaterzone
Het zuurstofaanbod uit water is betrekkelijk laag, terwijl de zuurstofdiffusie door met

water verzadigd beton veel lager is dan door 'droger' beton. De chloride-diffusie daarentegen is relatief hoog te noemen.

3. Getij-zone

Tenslotte kan nog de getij-zone worden genoemd, waarbij een menging van voornoemde omstandigheden op kan treden. Indien het beton met water verzadigd is, zal de zuurstofdiffusie lager zijn dan in de spatzone.

3. De levensduur van de stormvloedkering

Zoals in de inleiding vermeld, is de vereiste levensduur van de stormvloedkering op 200 jaar gesteld. Daar de ervaring over zo'n periode ontbreekt bestond de behoefte een voorspelling van de duurzaamheid te geven. Theoretisch is het mogelijk het corrosieproces ten gevolge van chloride-indringing rekenkundig te benaderen. Hiervoor is een literatuurstudie gedaan met betrekking tot duurzaamheid- en corrosieonderzoek [1].

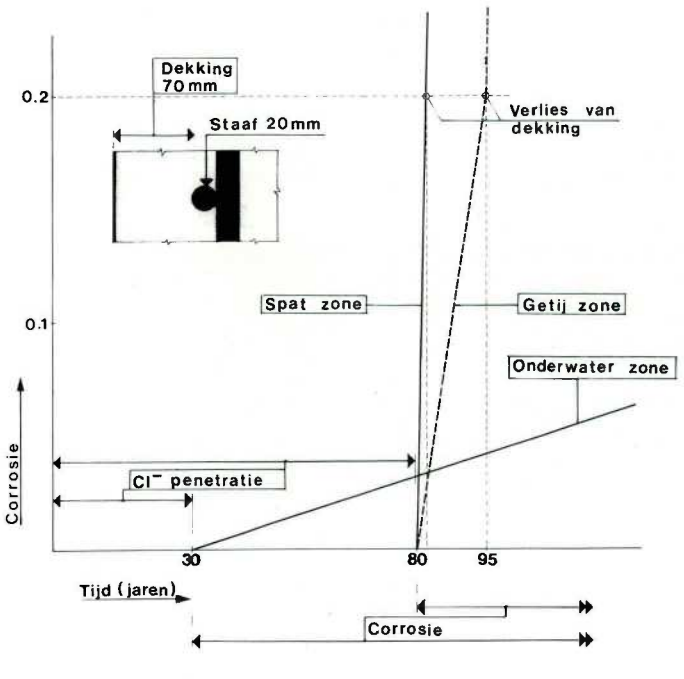
Op basis van deze literatuurstudie is een aantal parameters vastgesteld zoals diffusie-constanten voor chloor en zuurstof in beton, kritisch chloorgehalte enz., waarmee uiteindelijk het corrosieproces in de tijd is benaderd. Resultaten van kortlopende proeven (10-50 jaar) zijn gebruikt, zodat de voorspelling van de levensduur slechts als indicatie gezien moet worden.

In figuur 3 is het corrosieproces als functie van de tijd weergegeven voor drie corrosiemilieus:

- spatzone;
- onderwaterzone;
- getijzone.

Het corrosieproces is in de drie reeds genoemde faseringen onderverdeeld: Fase 1 Chloride penetratie, Fase 2 Corrosie bij aanwezigheid van de dekking, Fase 3 'Vrije' corrosie na verlies van de dekking.

3
Corrosieproces in de tijd



Zone	Basis corrosie snelheid (zonder dekking) cm/jaar		O_2	Cl^-*
		Aanbod grams/cm³	Diffusie constante D_b cm²/jaar	Diffusie constante D_c cm²/jaar
Spat zone	0.01	3.0×10^{-4}	3000	0.2
Getij-zone	0.01	$<3.0\times10^{-4}$ $\gg0.13\times10^{-4}$	≈ 100	> 0.2 < 0.5
Onderwater zone	0.01	0.13×10^{-4}	100	0.5

* Critisch Cl^- gehalte is aangenomen op 0.5% Cl^-/cementmassa

2
Corrosiemilieus

Spatzone

Na ca. 80 jaar bereikt het chloor de wapening in een dusdanige concentratie dat het corrosieproces kan starten. In de 'spatzone' is in ruime mate O_2 aanwezig zodat het corrosieproces zeer snel verloopt. Na enkele jaren reeds springt de dekking van de corroderende staaf af.

Onderwaterzone

Opvallend in deze zone is de relatief snelle chloorpenetratie in ca. 30 jaar ten gevolge van een hoog chloride-aanbod. Daarna echter schrijdt het corrosieproces zeer traag voort door een gering aanbod van O_2 en een zeer lage O_2-diffusiesnelheid. Na ruim 200 jaar treedt pas verlies van de betondekking op!

Getijzone

In de getijzone verloopt de chlorideindringing nagenoeg gelijk, mogelijk iets sneller dan in de spatzone. Omdat het beton echter meer met water is verzadigd, zal de O_2-diffusieconstante iets kleiner zijn en derhalve ook de corrosie.

Conclusies uit het corrosieproces

Bij het ontwerp van de pijlers is geen onderscheid gemaakt in het deel onder water en het deel boven water.

Uit het corrosieproces blijkt dat het onderwatergedeelte een veel langere levensduur, ca. 200 jaar heeft dan het gedeelte boven water. Dit is een goede zaak, immers grootschalige onderwaterreparatie is bijna onmogelijk. Boven water daarentegen is de noodzaak van reparatie van de dekking na 80 tot 100 jaar niet uitgesloten en reparatie is hier ook praktisch uitvoerbaar.

Overigens moge worden opgemerkt dat de kering bij verlies van de huidwapening nog voldoende veiligheid biedt. De voorspankabels worden door hun grotere betondekking pas in een veel later stadium door corrosie aangetast. Verlies van dekking zal echter voor velen, zeker voor de beheerder, een psychologische grenstoestand zijn, waarbij onderhoud wordt uitgevoerd.

4. Ontwerp [2]

4.1. *Algemeen*

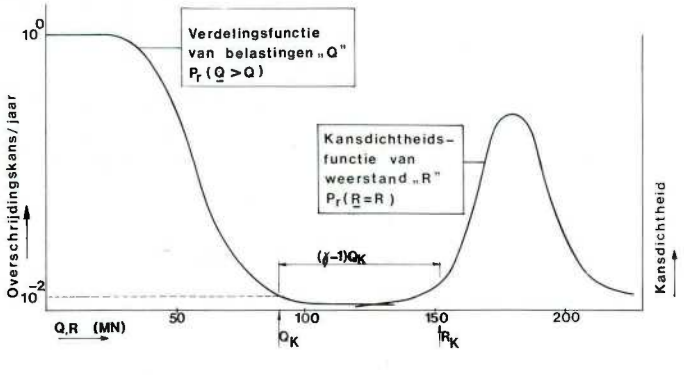
Aangezien wapeningscorrosie en duurzaamheid van de betonconstructie in belangrijke mate samenhangen met de scheurvorming, gold als uitgangspunt bij het ontwerpen het verwezenlijken van een zoveel mogelijk scheurvrije constructie. Om deze reden, naast andere redenen is gekozen voor voorspanning. Daarnaast wordt een huidwapening toegepast ter beperking van de scheurvorming, die toch niet geheel te vermijden is.

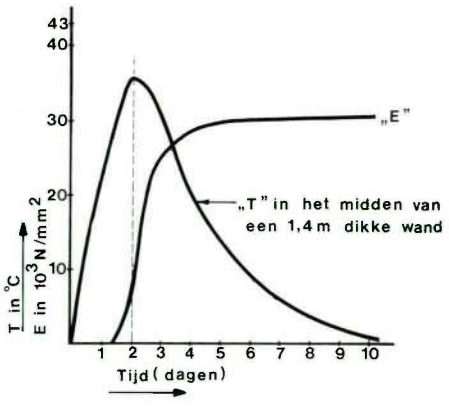
4.2. *Semi-probabilistische ontwerpmethode*

Het ontwerp is gebaseerd op de semi-probabilistische ontwerpmethode. Figuur 4 toont hiervan het principe. De ene 'kromme' toont de kansdichtheidsfunctie van de sterkte *R* van het materiaal. De andere 'kromme' geeft de verdelingsfunctie van de belasting *Q* weer. De belangrijkste grenstoestanden waarop het ontwerp is gebaseerd zijn:

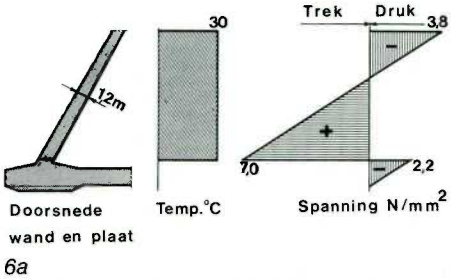
- de gebruiksgrenstoestand;
- de bezwijkgrenstoestand.

4
Semi-probabilistische ontwerpmethode

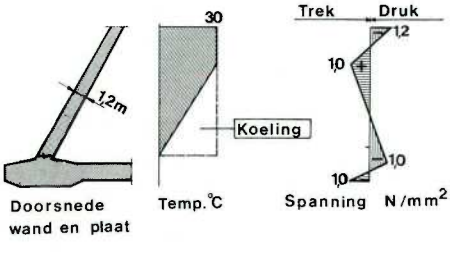




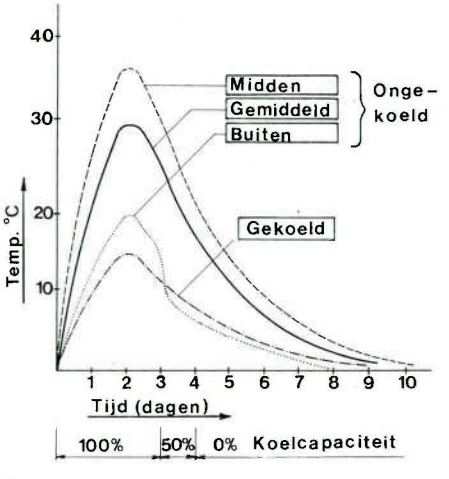
5
Ontwikkeling van temperatuur T en elasticiteitsmodulus E



6a
Spanningen door hydratatie in wand en vloerplaat (ongekoeld)



6b
Spanningen door hydratatie in wand en vloerplaat (gekoeld)



7
Ontwikkeling van temperatuur in wand 'gekoeld' en 'ongekoeld'

De eisen die aan de constructie in het gebruiksstadium worden gesteld, zijn in het algemeen maatgevend. Uit figuur 4 blijkt dat de overschrijdingskans van de hydraulische belastingen, toegepast in het gebruiksstadium, 10^{-2}/jaar is!

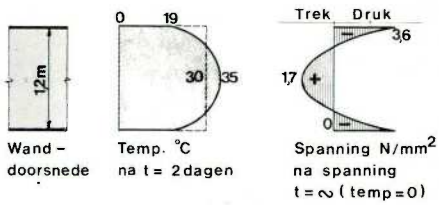
4.3. *Voorspanning*
In het gebruiksstadium, onder invloed van eigen gewicht en hydraulische belastingen zijn de volgende eisen gehanteerd:
$\sigma_b \leq 0$
$\rho \leq 0{,}5\, f_b$
σ_b = buigtrekspanning (beton)
ρ = hoofdtrekspanning (beton)
f_b = rekenwaarde voor de treksterkte van beton

4.4. *Wapening*
Het is ondenkbaar te veronderstellen dat een betonconstructie ongescheurd blijft, indien de trekspanningen onder de gebruiksbelastingen worden gehouden. Bijzondere invloeden zoals het hydratatieproces, krimp en temperatuursverschillen kunnen trekspanningen veroorzaken die spanningen ten gevolge van de gebruiksbelastingen nog overtreffen! Op deze bijzondere invloeden wordt teruggekomen in paragraaf 4.6.
Wapening wordt nu toegepast om de scheurvorming ten gevolge van deze bijzondere invloeden te beperken. Tevens wordt met de wapening de trekspanning, die toegelaten wordt in het gebruiksstadium, gecompenseerd.

4.5. *Scheurvorming*
In het ontwerp is de scheurwijdte *W* beperkt tot:
$W \leq 0{,}4$ mm voor incidentele scheuren;
$W \leq 0{,}3$ mm voor blijvende scheuren;
$W \leq 0{,}15$ mm voor scheuren ter plaatse van voorspankabels.

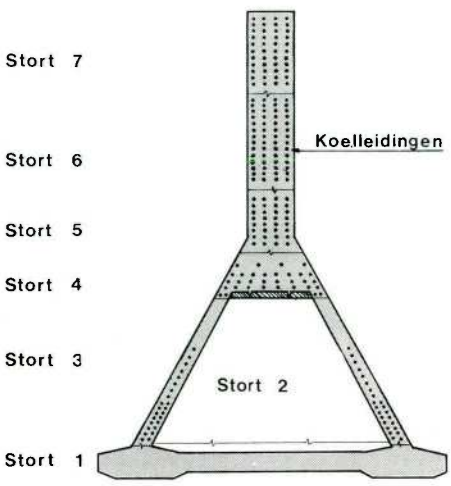
4.6. *Bijzondere maatregelen ter beperking van scheurvorming in bouwfase*
4.6.1 Kunstmatige koeling van het beton
Tijdens het hydratatieproces ontstaat in het beton een aanzienlijke temperatuurverhoging, in dikkere onderdelen zelfs tot ca. 40 °C. Een groot deel van deze temperatuurverhoging vindt plaats in een fase waarin het beton praktisch geen stijfheid heeft, terwijl de afkoeling plaatsvindt in een fase waarin het beton bijna zijn volledige stijfheidseigenschappen bezit *(fig. 5)*.
Wordt nu bijvoorbeeld een pijlerwand op een pijlervloer gestort, dan ontstaan na afkoeling hoge trekspanningen in de wand, immers de vloer verhindert de vrije vervorming van de wand. Figuur 6a laat zien dat deze spanningen oplopen tot ver boven de treksterkte van beton. Bij de pijler worden deze zogenaamde hydratatiespanningen door kunstmatige koeling van het beton gedurende ca. 4 dagen, beperkt tot globaal het niveau van de treksterkte van het beton. Het koelen gebeurt met een systeem van ingestorte koelwaterleidingen, aangesloten op koelunits. In figuur 6b is de koeling weergegeven voor de pijlerwand.

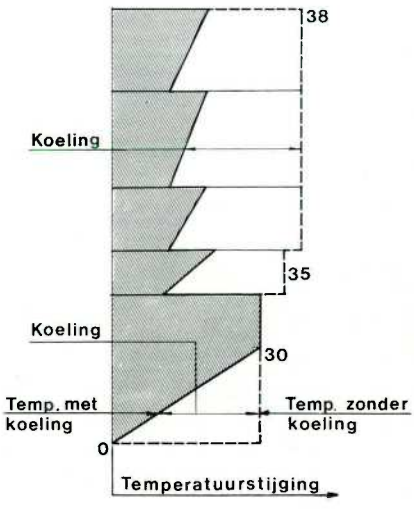
Aan de onderzijde van de wand wordt de verwachte temperatuurstijging geheel door koeling teniet gedaan, terwijl op een hoogte van 8 m geen koeling meer plaatsvindt. Tussen deze twee uitersten wordt gestreefd naar een lineair verloop van de koeling.De gemiddelde trekspanningen worden nu teruggebracht van 7,0 naar 1,0 N/mm^2.
Figuur 7 toont de ontwikkeling van de temperatuur in de tijd voor het niet gekoelde wandgedeelte en voor een wanddoorsnede op 4 m hoogte waar de helft van de temperatuurstijging door koeling teniet wordt gedaan. Deze kunstmatige koeling wordt ca. 3 dagen op volle capaciteit en ca. 1 dag op halve capaciteit toegepast. Na ca. 4 dagen, afhankelijk van de buitentemperatuur wordt de koeling beëindigd. Uit figuur 7 blijkt ook dat in de wanddoorsnede een temperatuur-

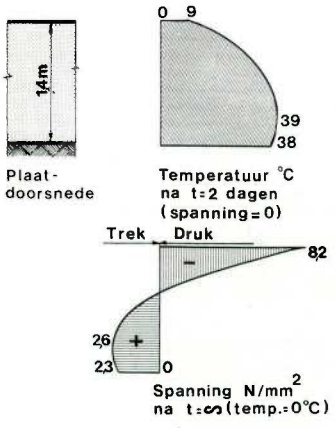


8
Temperatuurgradiënt en spanningen in ongekoelde wanddoorsnede

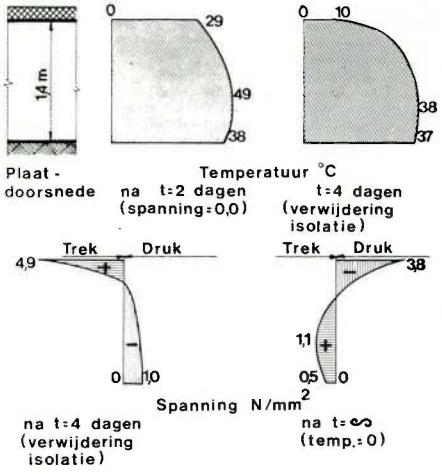
9
Kunstmatige koeling beton van de pijlers







10
Ontwikkeling van temperatuur en spanning in vloerplaat (niet geïsoleerd)



11
Ontwikkeling van temperatuur en spanning in vloerplaat (geïsoleerd)

12
Faseringen in de horizontale voorspanning van de pijler

gradiënt ontstaat in het niet gekoelde wandgedeelte ten gevolge van een snellere afkoeling aan de buitenzijde. In figuur 8 zijn voor deze gradiënt de bijbehorende spanningen aangegeven.
Figuur 9 tenslotte geeft een overzicht van de koeling in de verschillende stortfaseringen van de pijler.

4.6.2. Thermische isolatie van de pijlervloer
Bij een niet geïsoleerde pijlervloer doet zich het verschijnsel voor dat in figuur 10 in beeld is gebracht. Door het hydratatieproces ontstaat in het onderste deel van de vloer een temperatuurverhoging van ca. 40 °C. Aan de bovenzijde blijft deze verhoging beperkt tot ca. 10 °C. Er ontstaat nu een temperatuursgradiënt van ca. 30 °C. Deze gradiënt wordt spanningsloos gedurende de eerste twee dagen na het storten opgebouwd, daar het beton gedurende die periode praktisch geen stijfheid bezit *(zie fig. 5)*.
Latere afkoeling veroorzaakt nu aan de onderzijde van de vloer hoge trekspanningen waardoor gevaar voor scheurvorming ontstaat. Thermische isolatie op de bovenzijde van de vloer gedurende 5 dagen na het storten verlaagt de gradiënt aanzienlijk en dus ook het niveau van de trekspanningen *(fig. 11)*. Na het verwijderen van de isolatie treden tijdelijk hoge trekspanningen aan de bovenzijde van de vloer op.

4.6.3. Krimpvoorspanning
Een andere maatregel die genomen is om scheurvorming te beperken is de zogenaamde krimpvoorspanning. Uitgangspunt hierbij is om bij elk gestort onderdeel van de constructie een deel van de voorspanning zo vroegtijdig mogelijk aan te brengen. Het voordeel hiervan is dat optredende trekspanningen die zich in de loop van de tijd opbouwen, door de voorspanning beperkt kunnen worden en daarmee het risico van scheurvorming verminderen.
Figuur 12 toont een overzicht van de fasering van de voorspanning voor de pijler. Het nadeel van deze maatregel is dat het nogal wat organisatorische problemen geeft in de uitvoering.

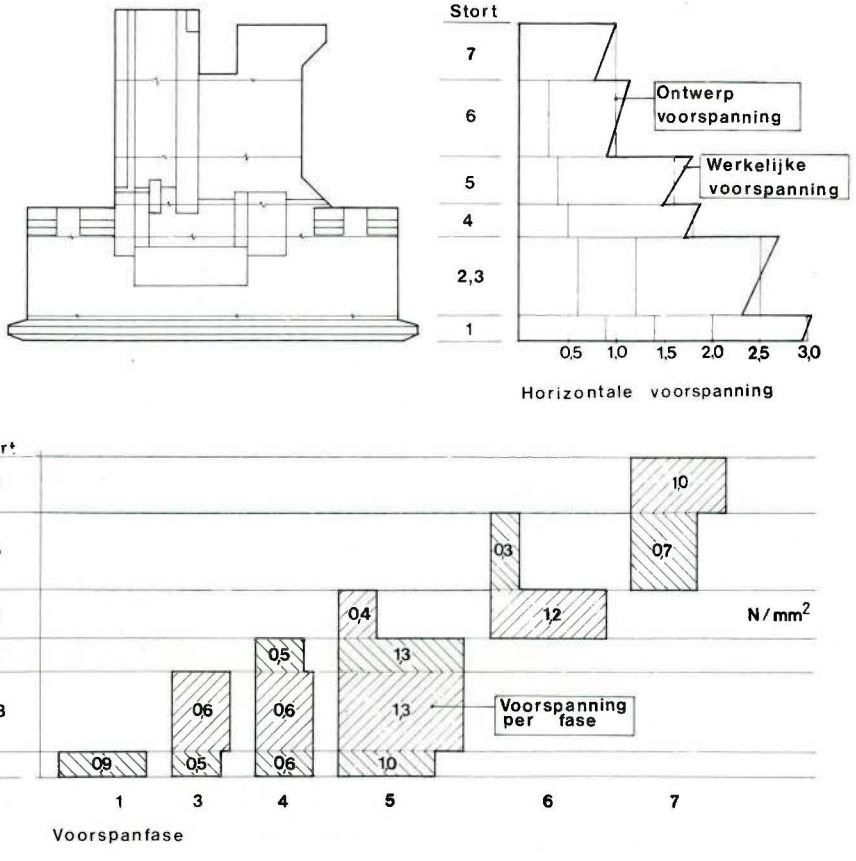
4.7. Duurzaamheid in details
Tot dusver zijn de belangrijkste ontwerpuitgangspunten met betrekking tot de duurzaamheid behandeld. In de praktijk blijkt dat optredende schadegevallen bij constructies vaak veroorzaakt worden door onvoldoende verzorging van details. Dit geldt niet alleen voor bezwijken van constructies doch ook voor vroegtijdig onderhoud.
In de navolgende voorbeelden zal getoond worden hoe ook in details de duurzaamheid verzorgd is.

- Het vullen van de sparingen ten behoeve van de voorspanverankeringen *(foto 13)*.

De binnenzijde van de sparing wordt afgewerkt met drie lagen teerepoxy met een totale dikte van 150 μm. De strengen worden voorzien van een plastic beschermkapje. De sparingen worden volgespoten met spuitbeton.

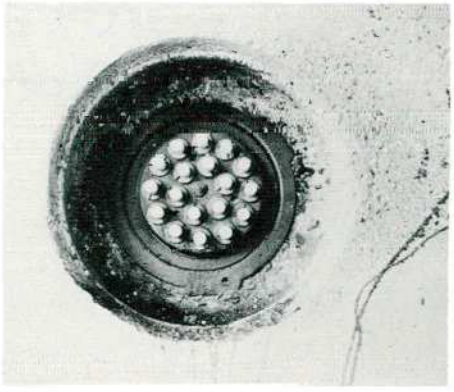
- Elektrische isolatie van metalen onderdelen aan de buitenzijde van de constructie.

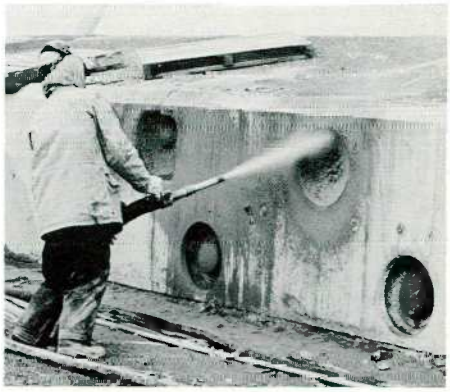
Indien metalen onderdelen aan de buitenzijde van de constructie elektrisch contact maken met de inwendige wapening, ontstaan potentiaalverschillen, waardoor corrosie wordt geïnitieerd. Teneinde dit te vermijden



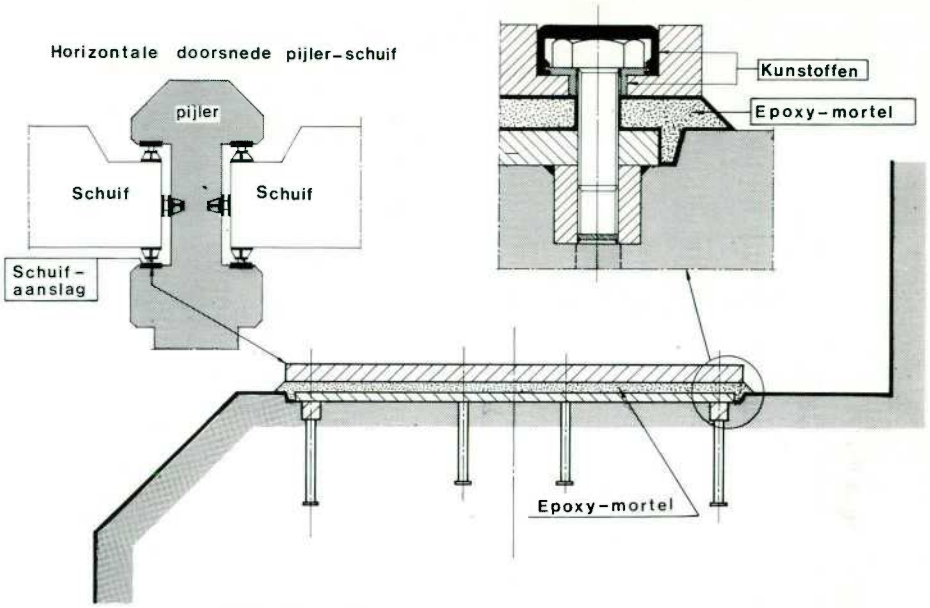
13a
Gegritstraalde ankersparingen

13b
Vullen van ankersparingen





14
Elektrische isolatie van de schuifaanslag



worden de metalen onderdelen aan de buitenzijde elektrisch geïsoleerd. Figuur 14 geeft hiervan een voorbeeld voor de schuifaanslag. Door middel van een achtervulling met een expoxymortel is de isolatie tot stand gebracht.

- Ankerbouten.

Die isolatie wordt hier verzorgd door rilsanering van het anker. Foto 15 toont de controlemeting van de elektrische weerstand.

5. Kwaliteitscontrole uitvoering

Tot nu toe is gesproken over ontwerpuitgangspunten die erop gericht zijn een veilige en duurzame constructie te verkrijgen. Echter, naast de theoretische uitgangspunten is uiteraard de kwaliteit van de uitvoering minstens zo belangrijk. In verband hiermee is in de organisatie een speciale stafafdeling 'kwaliteitscontrole' opgenomen. Deze afdeling beschikt over hoogwaardig geschoold personeel en een goed geoutilleerd laboratorium. Naast de normale controle van druk- en splijtsterkte van het beton, zetmaat, water-cementfactor enz., worden regelmatig kritische details zoals vulling van centerpengaten, sparingkastjes van verankeringen en dergelijke op permeabiliteit gecontroleerd. Verder wordt de constructie uitvoerig op grindnesten en ontoelaatbare scheurvorming (> 0,15 mm) gecontroleerd. De afdeling kwaliteitscontrole staat er borg voor dat de theoretische kwaliteitseisen ook praktisch worden verwezenlijkt.



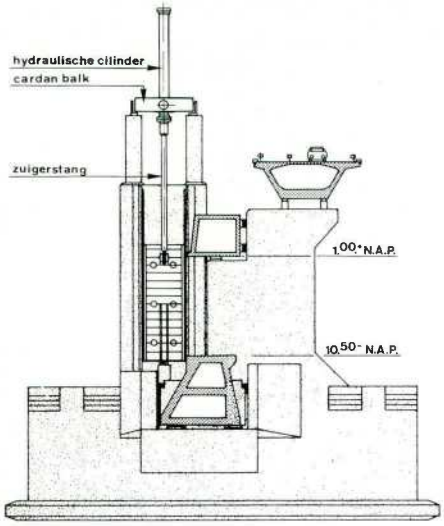
15
Controlemeting elektrische weerstand ankerbout

Literatuur

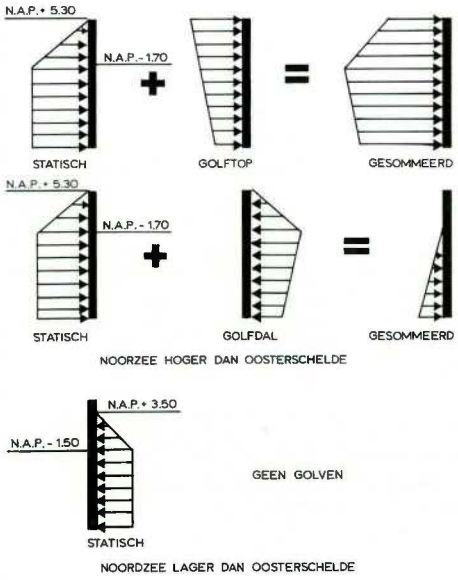
1. De levensduur van de Stormvloedkering Oosterschelde; Een rekenkundige benadering van het corrosieproces in gewapend beton, door ir. J.G.Hageman
2. *Cement* nr. 12, 1979, Stormvloedkering Oosterschelde: 'Ontwerpcriteria en berekening betonconstructie', door ir. F.F.M. de Graaf en ing.H.H. van Schaik, 'Probabilistische ontwerpmethode', door ing.H.H. van Schaik en ir.D.Kooman

ir.E.Ypey
Rijkswaterstaat, directie Bruggen

Het ontwerp van de schuifconstructies



1
Dwarsdoorsnede kering



2
Belasting op de schuif in gesloten positie

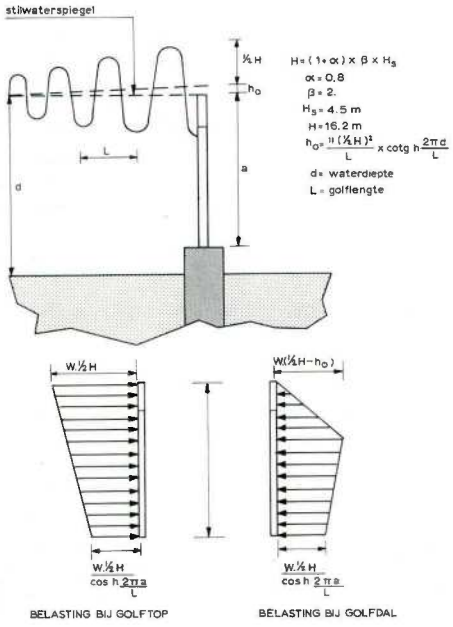
Inleiding
Zoals reeds vermeld in de andere artikelen, is de stormvloedkering een compositie van beton, staal en stenen. De openingen in de kering worden gevormd door de pijlers, de drempel en de bovenbalk, de netto doorstroomopening ten opzichte van NAP bedraagt 14 000 m^2. De openingen worden gesloten door middel van beweegbare elementen: de schuiven. Figuur 1 geeft de verschillende elementen van de kering weer. Omdat de pijlers 45 meter hart-op-hart zijn geplaatst, bedraagt de overspanningslengte van een schuif 41,3 meter. De hoogte van de schuiven varieert tussen 5,9 en 11,9 meter, aangezien het bovenvlak van de drempel min of meer de oorspronkelijke bodemlijn van de drie geulen van de Oosterschelde volgt.

Sterkte-eisen van de constructie
De stormvloedkering moet bestand zijn tegen de krachten, stromingen enz. die een kans van voorkomen hebben van $2{,}5 \cdot 10^{-4}$ per jaar. Uitgaande van de zgn. deterministische methode betekent dit, dat de schuiven belastingen moeten weerstaan, zoals weergegeven in figuur 2.

Geval I:
waterstand zeezijde NAP + 5,3 m
waterstand landzijde NAP − 1,7 m
significante golfhoogte 4,5 m
golfperiode T = 12 sec.
Geval II:
waterstand zeezijde NAP − 1,5 m
waterstand landzijde NAP + 3,5 m

In geval I bedraagt de maximum belasting op de schuif ongeveer 140 kN/m^2.
De invloed van de golven wordt geïllustreerd in figuur 3. Uitgaande van de golfhoogte die $2{,}5 \cdot 10^{-4}$ keer per jaar kan voorkomen, en rekening houdend met het reflextie-effect van de kering, zal de extreme hoogte van de golven voor de schuiven, gelegen in het diepste gedeelte van de geulen, circa 16 meter bedragen.

Aangezien de duur van de perioden, waarin de Oosterschelde is afgesloten, zo kort mogelijk moet zijn, betekent dit dat tijdens het sluiten en openen van de kering grote belastingen op de schuiven kunnen worden uitgeoefend.



3
Golfbelasting op de schuif

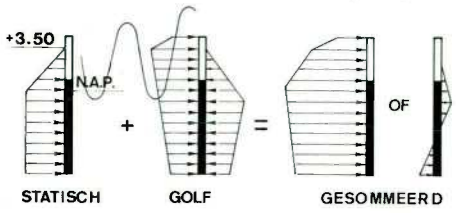
De maximum belasting op de schuif in de eindfase van het sluiten is weergegeven in figuur 4, waaruit blijkt dat het een sterk wisselende belasting is met maximum waarden van ongeveer 80 kN/m^2.
Gedurende het bewegen van de schuif zal het belastingsschema zijn zoals weergegeven in figuur 5. De grootte van de belasting bij het begin van de sluitingsoperatie bedraagt ongeveer 30 kN/m^2. Deze belasting werkt op het onderste gedeelte van de schuiven.
Een belastingreductie wordt verkregen, wanneer de verschillende belastingsgevallen worden opgesteld volgens de zgn. probabilistische methode. Deze methode houdt rekening met de kans van samenvallen van verschillende gebeurtenissen, zoals
- waterstand ten tijde van een stormvloed;
- golfenergie;
- waterstand in Oosterscheldebekken;

enz.

WATERSTAND ZEEZIJDE N.A.P. +3.50
WATERSTAND LANDZIJDE N.A.P.

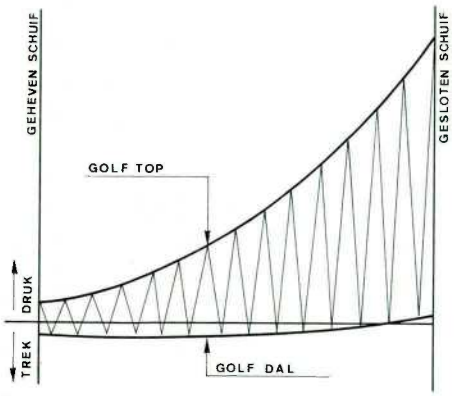
GOLF : $H=(1+\alpha)\beta.H_s$

waarin:
$H_s = 3.^{50}$ m
$\alpha = 0.^{80}$
$\beta = 1.^{50}$
H_s = signifikante golfhoogte



$H = 35+35 \sin\frac{2\pi t}{T}$ T = GOLF-PERIODE (SEC)

4
Belasting op de schuif tijdens sluiten



5
Vereiste krachten om de schuif te sluiten

6
Natuurlijke condities

7
Constructie van de schuif

De op deze wijze bepaalde belastingen die een kans van voorkomen hebben van $2,5 \cdot 10^{-4}$ per jaar, bedragen ongeveer 75-80% van de belastingen, bepaald volgens de deterministische methode.
Bij het vaststellen van de kans van voorkomen van gebeurtenissen is er van uitgegaan, dat de beheerder van de stormvloedkering volledige vrijheid van handelen heeft bij de sluitings- of openingsoperaties van de stormvloedkering. Uiteraard is dit uitgangspunt een zware eis voor de belastingopnamecapaciteit van de constructiedelen.
Voor de levensduur van de stormvloedkering is een periode van 200 jaar gekozen. In die periode kunnen beschadigingen aan de stalen schuiven worden aanvaard, mits deze kunnen worden gerepareerd. Voor de bepaling van de uiterste draagkracht van de stalen schuiven zijn de volgende factoren in acht genomen:

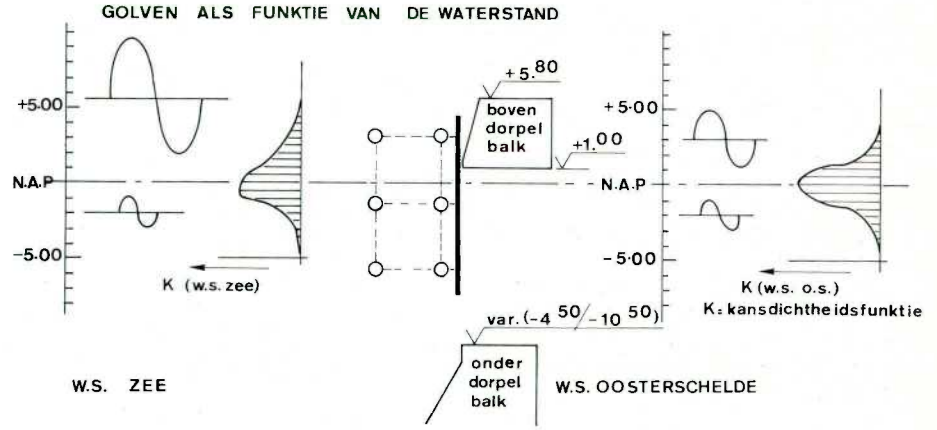
materiaalfactor $\gamma_{mat} = 1,05$
belastingsfactor $\gamma_{bel} = 1,00$
berekeningsfactor $\gamma_{ber} = 1,05$

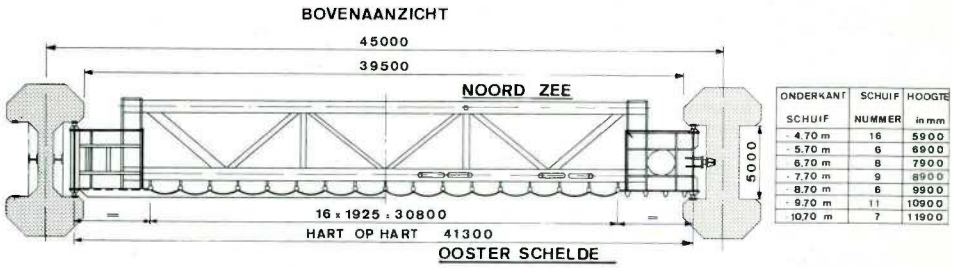
De materiaalfactor houdt rekening met het verschil in sterkte van het materiaal in de gerealiseerde constructie en het materiaal van de proefstukken.
De berekeningsfactor houdt rekening met:
– de onnauwkeurigheden in de schematisering van de constructie ten behoeve van de berekeningen;
– de onnauwkeurigheden in de berekeningsmethode;
– de afwijkingen van de gerealiseerde constructies t.o.v. de theoretische constructies.

Eisen te stellen aan het ontwerp van de schuiven met het oog op de bouwtoleranties

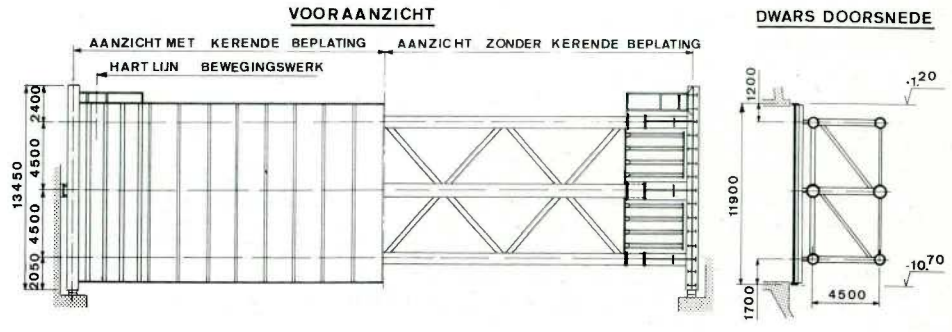
Aangezien de kering in de open zee wordt gebouwd, moet rekening worden gehouden met de noodzakelijke toleranties in de maten van de gehele constructie. De noodzakelijke toleranties zijn een gevolg van:
– ongelijkheid van het funderingsbed;
– hoogteligging van het funderingsbed;
– plaatsingstoleranties van de pijlers;
enz.
Bovendien moet onder meer rekening worden gehouden met:
– het ongelijk lopen van de eindharren van de schuiven tijdens het sluiten en openen;
– zettingseffecten van de pijlers, drempels enz. als gevolg van de belastingen op de kering.

Als resultante van deze toleranties is aangenomen dat de overspanning van een schuif varieert tussen:
41,3 + 0,55 meter en 41,3 - 0,55 meter.





ONDERKANT SCHUIF	SCHUIF NUMMER	HOOGTE in mm
- 4.70 m	16	5900
- 5.70 m	6	6900
6.70 m	8	7900
- 7.70 m	9	8900
8.70 m	6	9900
- 9.70 m	11	10900
10.70 m	7	11900



Tevens moeten de schuiven torsieslappe constructies zijn, aangezien tussen twee opvolgende pijlers een rotatiehoek, om de as van de kering, van 1 cm op 1 m aanwezig kan zijn. Teneinde het effect van een draaiing van de pijler om zijn lange as te compenseren, zijn de breedten van de aanslagen op de pijlers onder meer afgestemd op deze draaiingstolerantie.

Beschrijving van de staalconstructie

In totaal komen in de stormvloedkering 63 schuiven voor, variërend in hoogte van 5,9 m tot 11,9 m. De variatie in hoogte wordt uitgevoerd in sprongen van een meter. Het staalgewicht van een schuif varieert tussen 300 en 500 ton. De schuiven zijn samengesteld uit de volgende delen:

- een verticale beplating;
- een horizontaal hoofddraagsysteem;
- een verticaal verbandsysteem.

Voor de beplating zijn cilindrische segmenten gekozen, die gelegen zijn aan de Oosterscheldezijde van de schuiven. In de segmenten treden hoofdzakelijk trekspanningen op; alleen in het geval dat de waterstand in de Oosterschelde hoger is dan de waterstand in de Noordzee zullen drukspanningen ontstaan. De segmenten zijn zodanig ontworpen, dat deze drukspanningen toelaatbaar zijn. De belastingen worden via de verticale liggertjes overgebracht naar het hoofddraagsysteem.

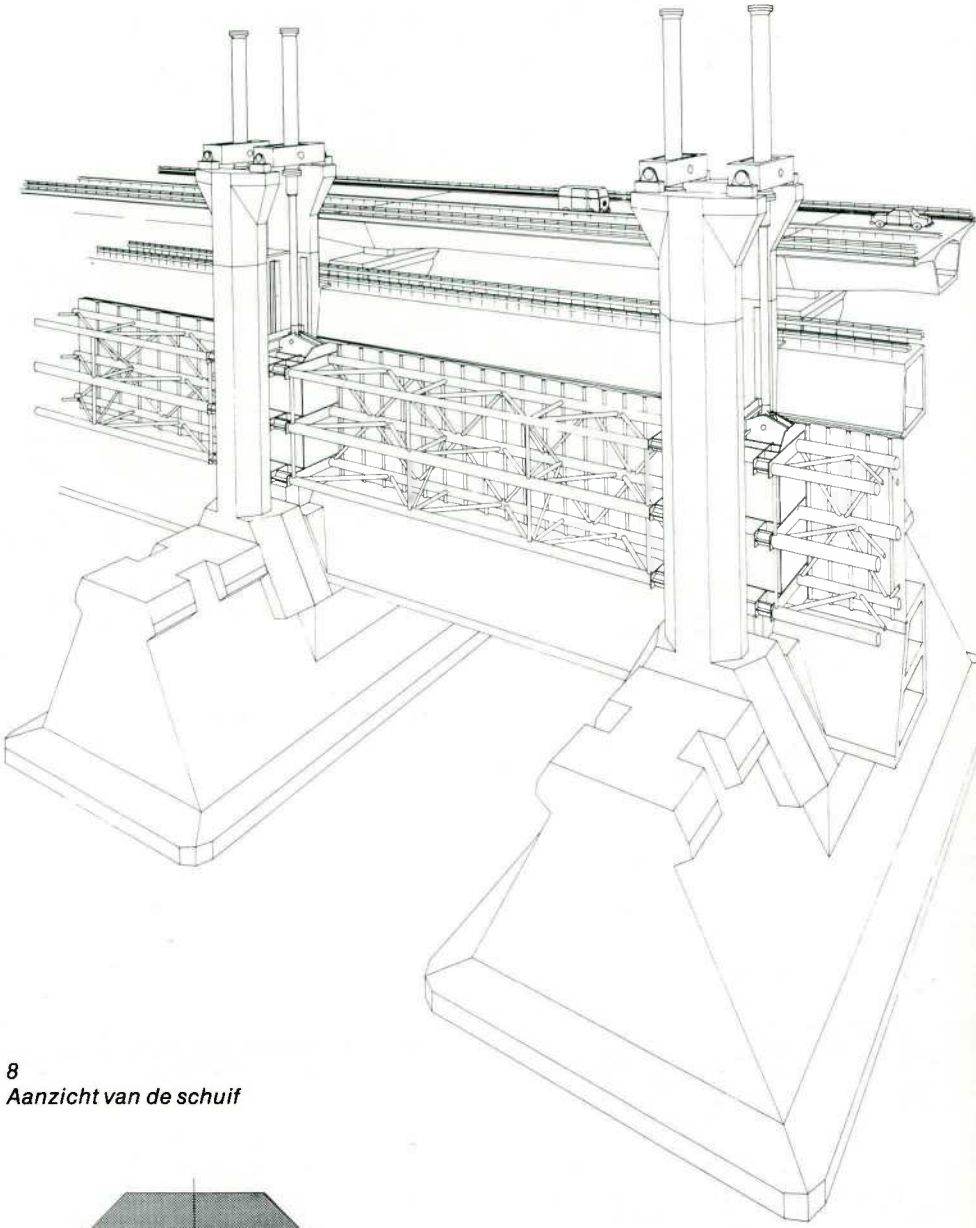
De voordelen van de cilindrische segmenten ten opzichte van de vlakke beplating zijn:

- geen verstijvingen op de beplating noodzakelijk;
- de aanwezigheid van grote openingen tussen de segmenten en het hoofddraagsysteem.

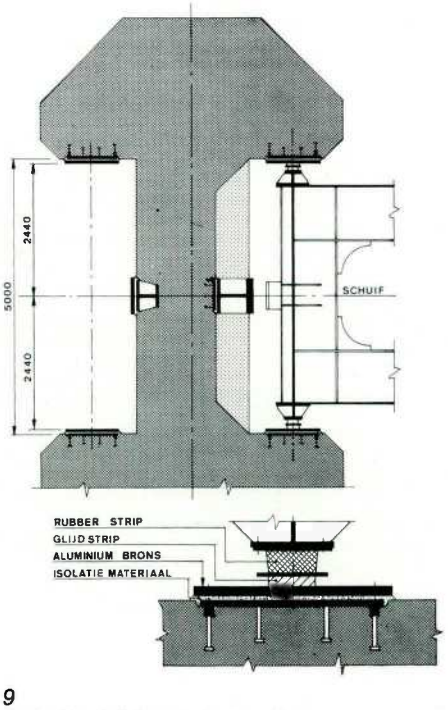
Het laatste voordeel vermindert de weerstand die het water ondervindt, indien het in verticale richting door de schuif stroomt. Deze verticale stroming geeft een dempend effect op de schuiftrillingen en verkleint de onderdruk onder de schuiven bij het sluiten en openen.

Het hoofddraagsysteem is samengesteld uit twee of drie horizontale vakwerkliggers. Het aantal is afhankelijk van de schuifhoogte. De vakwerkligger is opgebouwd uit buizen, waardoor een geringere gevoeligheid ten aanzien van golfklappen wordt bereikt. Het verticale verband in de schuiven is zodanig gekozen en gepositioneerd, dat de torsiestijfheid van de schuiven niet groter is dan noodzakelijk voor de stabiliteit. De horizontale belastingen die worden uitgeoefend op de schuiven, worden naar de pijlers overgebracht via de eindharren, gesitueerd in de sponningen van de pijlers.

Aangezien de schuiven als glijschuiven zijn ontworpen, is het noodzakelijk voor de aanslagen materialen toe te passen met een geringe wrijvingsweerstand, teneinde de krachten, benodigd voor het openen en sluiten, zo laag mogelijk te houden. Ter voorkoming van trillingen van de schuiven bij het openen en sluiten als gevolg van het zgn. stick-slip verschijnsel, is het noodzakelijk dat het verschil tussen de statische en dynamische wrijvingscoëfficiënt zo klein mogelijk is.



8
Aanzicht van de schuif

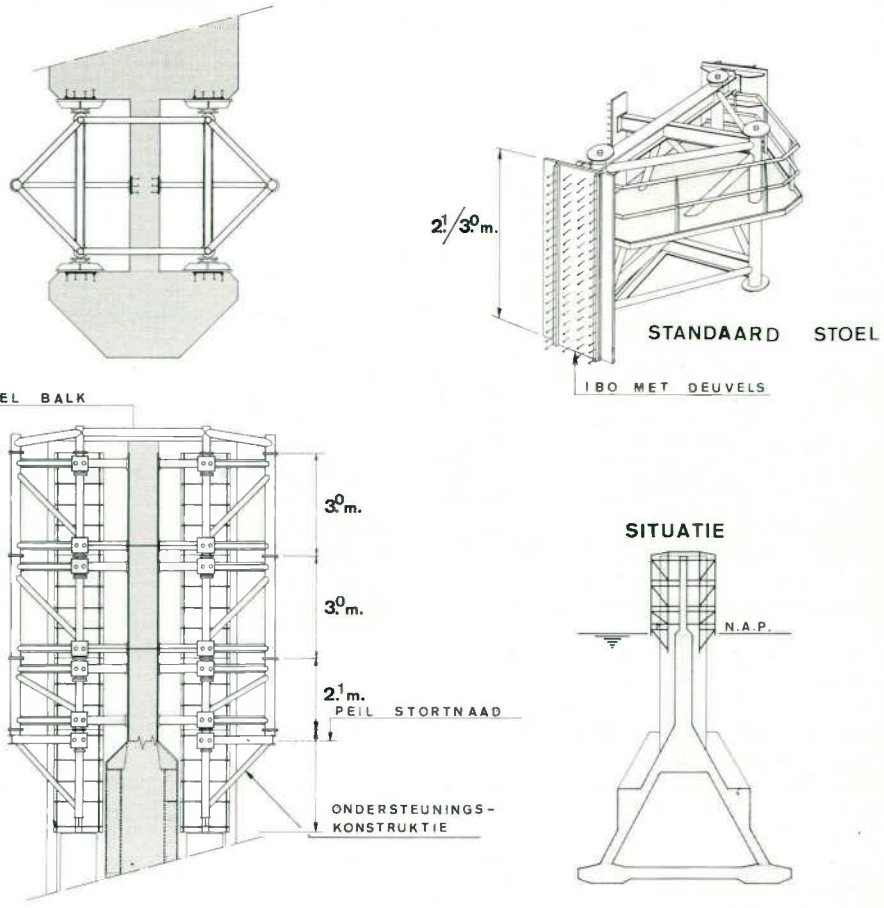


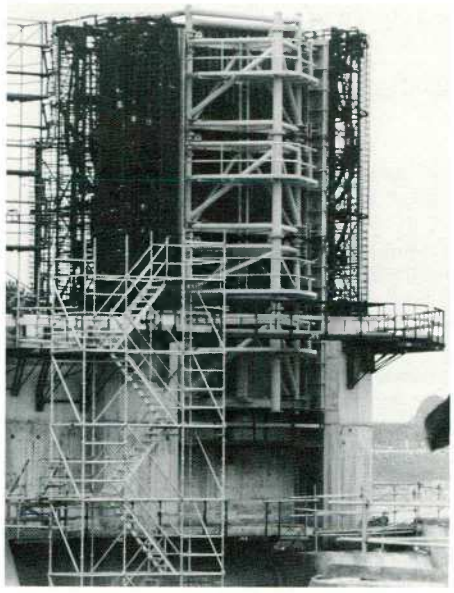
9
Schuifgeleidingen in de pijler

De schuiven worden zodanig in de sponningen van de pijlers geplaatst, dat de horizontale beweging van de eindharren ten opzichte van de pijlers minimaal is. Deze eis is noodzakelijk, aangezien de golfbelasting groot is in vergelijking tot de vervalbelasting. De beperking van de horizontale beweging wordt verkregen door het creëren van voldoende grote voorspankrachten in de rubber strippen van de aanslagen. Grote zorg moet worden besteed aan de juiste positionering van de aanslagen in de pijlers. Teneinde dit te bereiken worden stelconstructies toegepast *(fig. 10 en foto 11)*.

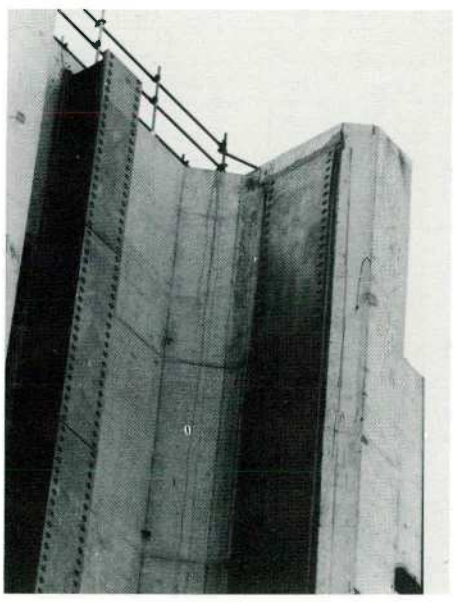
Foto 12 geeft een indruk van de gereedgekomen aanslag. Tussen de aanslagplaten en het beton van de pijlers wordt een voegmateriaal toegepast en wel een twee-componenten epoxyhars. Een moeilijkheid bij de uitvoering van deze voegconstructie is de invloed van de verticale hoogte van de aanslag, die 10 tot 24 meter bedraagt, dit vooral ten aanzien van de mengverhouding en het pompen van de epoxyhars.

10
Stelconstructie voor de montage van de schuifgeleidingen





11
Stelconstructie (in de bouwfase)



12
Aluminium-bronzen schuifgeleiding gemonteerd op de pijler

13
Positie van de verticale beplating

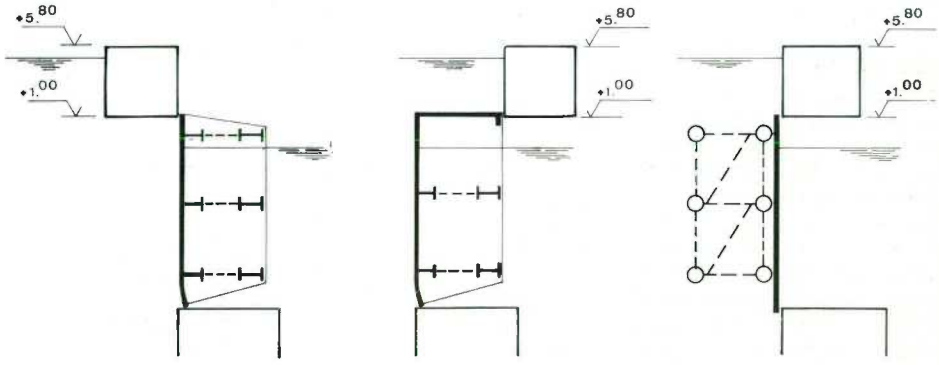
De keuze van de ligging van de beplating

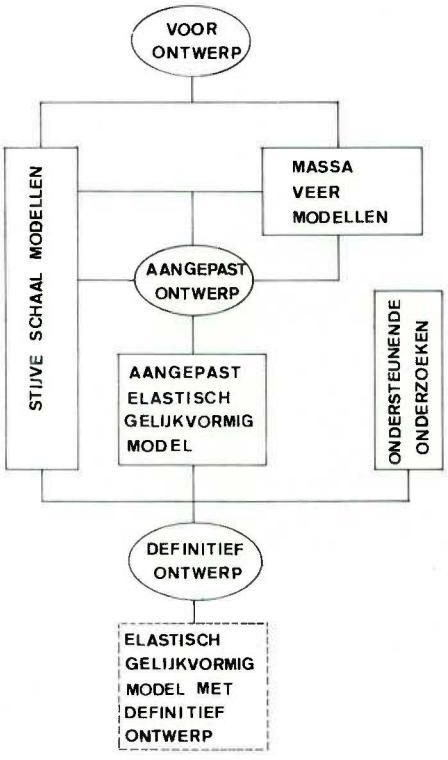
In het totaal-ontwerp van de kering is de betonnen bovenbalk opgenomen, gelegen boven NAP, waardoor een aanzienlijke besparing is verkregen in het totale oppervlak van de schuiven. Zonder bovenbalk zou dit oppervlak 35 000 m^2 groot moeten zijn, maar door toepassing van de bovenbalk is dit teruggebracht tot 22 500 m^2.

Een ligging van de bovenbalk aan de zeezijde van de schuiven, zoals aangegeven in figuur 13, heeft het nadeel van grote golfklappen tegen de onderkant van de balk in de situaties, waarbij de waterspiegel ongeveer op NAP + 1,0 m is gelegen. Deze golfklappen kunnen waarden bereiken van 200-300 kN/m^2, hetgeen betekent dat het eigen gewicht van de balk onvoldoende groot is om het 'oplichten' ervan tegen te gaan. Een ander nadeel van deze situering is, dat tijdens het openen of sluiten van de schuiven ongunstige stroomeffecten zullen ontstaan, waardoor de schuiven in heftige trilling kunnen geraken. Een derde nadeel is het aspect, dat bij deze oplossing de pijlers aan de zeezijde aanzienlijk buiten de beplating van de schuiven uitsteken, waardoor zware golfklappen in de hoeken gevormd door schuif en pijler zullen optreden. Als gevolg van deze redenen is een ligging van de bovenbalk aan de zeezijde van de schuiven onaanvaardbaar.

Met betrekking tot de ligging van de verticale beplating aan de zeezijde gelden de volgende opmerkingen:

- de krachten benodigd voor het heffen van de schuiven worden vergroot door het gewicht van het watervolume boven de schuif;
- ongunstige krachten worden uitgeoefend op de lijfplaat van de bovenste regel ten gevolge van golfklappen enz.;
- tijdens het bewegen van de schuiven zullen trillingsproblemen ontstaan met betrek-





14
Schema van hydraulisch modelonderzoek

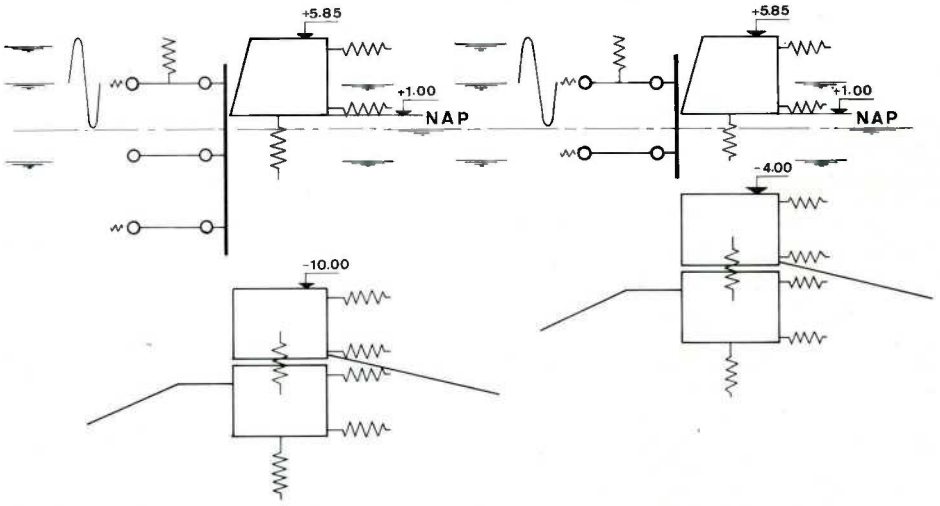
king tot de onderste hoofdligger en de totale schuifconstructie. Het laatste mede door de ongunstige verhouding tussen hoogte en dikte van de schuif, die 1:1 is voor de lage schuiven en 3:1 voor de hoge schuiven.
Als gevolg van deze redenen is een ligging van de verticale beplating aan de zeezijde onaanvaardbaar.
Blijft over, dat de ligging van de beplating aan de Oosterscheldezijde moest worden aanvaard.

De invloed van trillingen en golfklappen

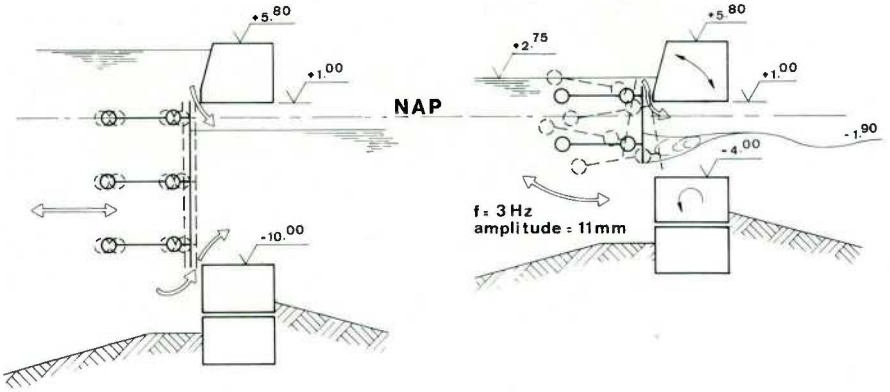
In de ontwerpperiode van de stormvloedkering is grote aandacht geschonken aan de mogelijke trillings- en golfklapeffecten. In het algemeen kan gezegd worden, dat het beste resultaat in de ontwerpfase wordt verkregen, wanneer een nauwe samenwerking tussen ontwerper en onderzoeker wordt nagestreefd. Ieder heeft zijn specifieke deskundigheid, gezamenlijk bereiken ze meer dan de simpele som van deze deskundigheden.
In figuur 14 is een indruk gegeven van het algemene onderzoekschema met betrekking tot trillingen.
Het stijve model geeft de mogelijkheid van het bepalen van de belastingen uitgeoefend op de schuif.
Het massa-veer-model geeft de responsie van de constructie.

Kleine veranderingen moesten worden aangebracht in het voorontwerp, waarna:
– meer gedetailleerde informatie wordt verkregen door toepassing van een elastisch gelijkvormig model;
– de laatste controle wordt uitgevoerd op het elastisch gelijkvormige model van het uiteindelijke ontwerp van de schuif.
Gedurende de onderzoekperiode is er een voortdurende uitwisseling geweest van inzichten enz. tussen ontwerper en onderzoeker teneinde het optimale ontwerp te bereiken. Zoals blijkt uit figuur 15 bestaat de kering uit een aantal elastische balken die het trillingsgedrag van de schuif beïnvloeden.
Figuur 16 geeft een beeld van de trillingen als gevolg van spleetstroming in de laagste positie van de schuif respectievelijk in de positie van een gedeeltelijk geheven schuif.
Figuur 17 geeft de trillingen weer die kunnen ontstaan ten gevolg van overstortend water. Dit kan zich voordoen in het geval dat de waterstand in de Oosterschelde hoger is dan die aan de zeezijde en bij gesloten schuif. In deze figuur is bovendien aangegeven de mogelijke trilling ten gevolge van stroming bij geheven schuif.
De invloed van de toepassing van een zgn. neusconstructie aan de bovenbalk is weergegeven in figuur 18. Aan de onderkant van de schuif gaf de vorm van de cilindrische segmenten tegen de rechte rand van de

15
Onderzochte delen met elastische balk- en schuifopleggingen



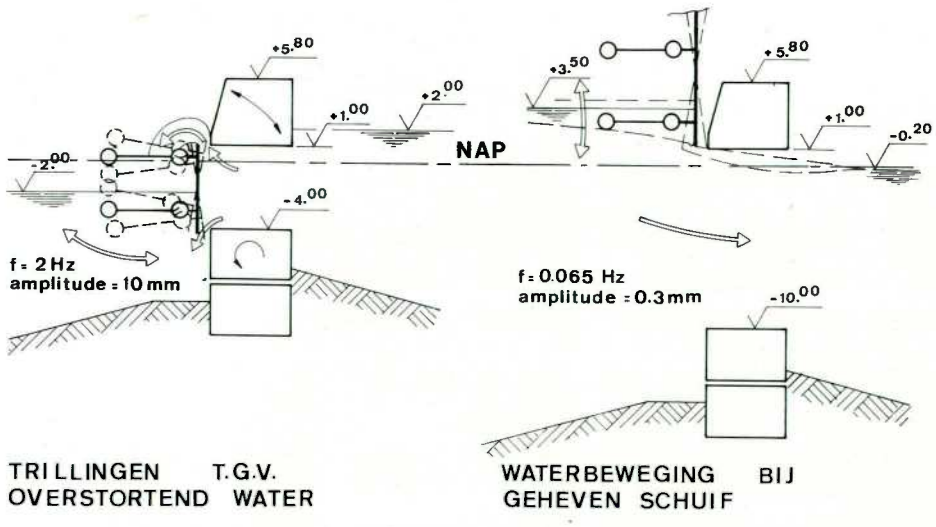
16
Trillingen ten gevolge van spleetstroming

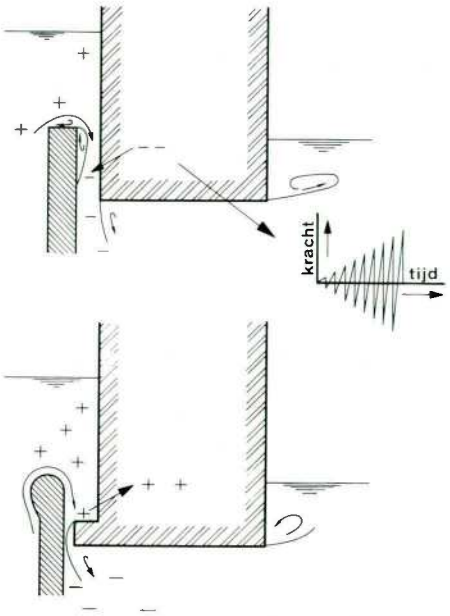


TRILLINGEN T.G.V. SPLEETSTROMING BIJ GESLOTEN SCHUIF

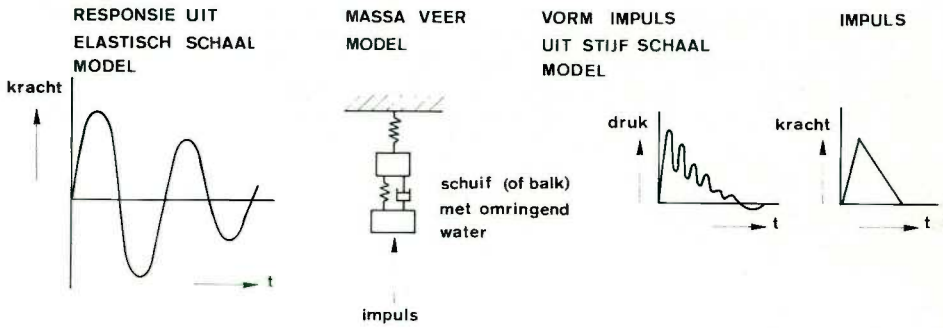
TRILLINGEN T.G.V. SPLEETSTROMING BIJ GEDEELTELIJK GEHEVEN SCHUIF

17
Trillingen ten gevolge van overstortend water en waterbewegingen



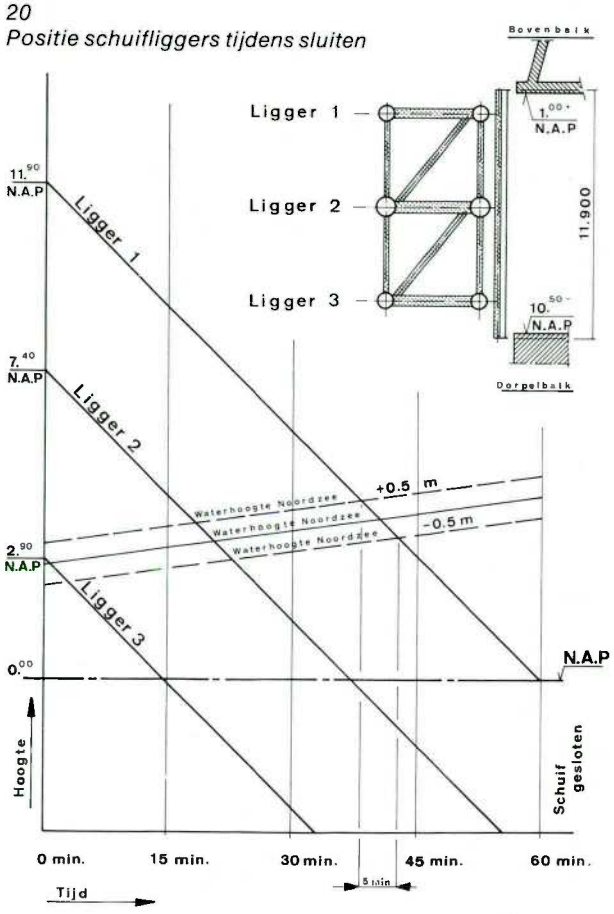


18
Neusconstructie van bovenbalk om trillingen te onderdrukken



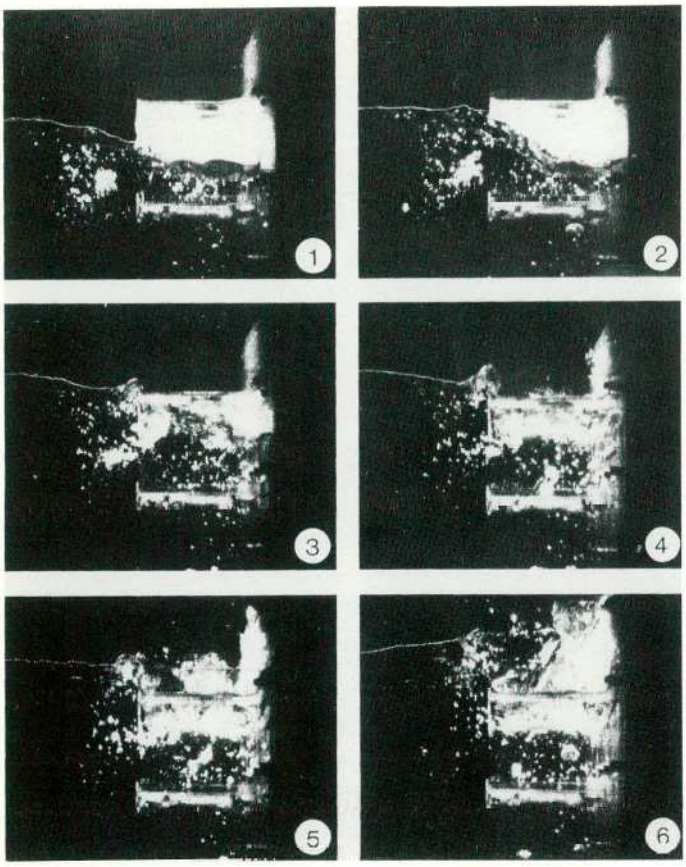
19
Berekening van golfklap

20
Positie schuifliggers tijdens sluiten

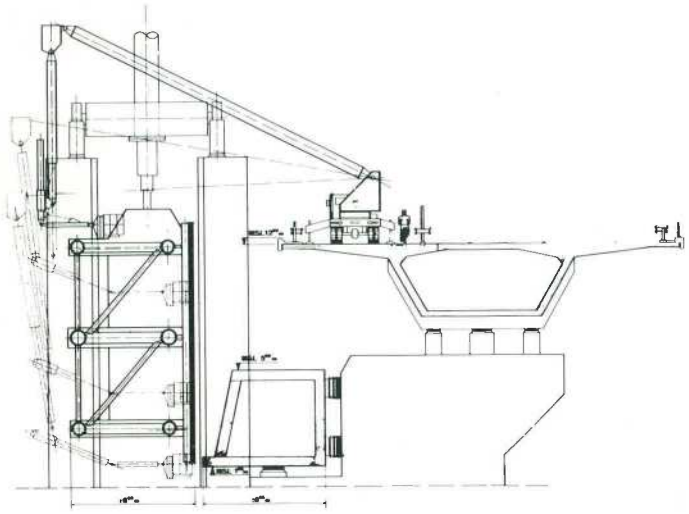


drempel een positief effect op het verkleinen van de trillingsamplitudes van de onderste delen van de schuif.

Een ander belangrijk onderzoek is de analyse van golfklappen. Figuur 19 toont de berekeningsmethodiek van de golfklap op de schuifonderdelen. De maximum waarden van de golfklappen worden bereikt, wanneer horizontale delen van de schuif in de nabijheid van de gemiddelde waterspiegel zijn gelegen, meer precies, wanneer deze delen zijn gelegen in het gebied tussen 50 cm boven en 50 cm onder de gemiddelde waterspiegel. In geheven stand van de schuiven treedt dit op, wanneer de gemiddelde waterspiegel is gelegen in de nabijheid van NAP + 3,0 m. Andere mogelijke situaties, waarbij golfklappen kunnen ontstaan, zijn de situaties bij bewegen van de schuif *(fig. 20)*.
Zoals hiervoor genoemd, treden de grootste golfklappen op schuifonderdelen op, wanneer deze onderdelen in het gebied + 50 cm en – 50 cm van de waterspiegel zijn gelegen. Aangezien het bewegen van de schuif geschiedt met een snelheid van ongeveer 3 mm per seconde, betekent dit dat een onderdeel van een schuif ongeveer 5 minuten in dit gebied is gesitueerd. In de laagste positie van de schuif zullen de onderdelen



21
Golfklap op horizontale ligger



22
Inspectiewagen

geen golfklappen ontvangen, aangezien deze delen dan voldoende diep onder de gemiddelde waterspiegel zijn gelegen. Figuur 21 geeft een indruk van de golfklappen op de horizontale delen. De krachten ten gevolge van de golfklappen tegen horizontale plaatelementen kunnen waarden bereiken van 280 kN/m^2, tegen buisvormige elementen zijn deze waarden 85 kN/m^2.

Andere onderzoekingen

Voor het ontwerp van de schuiven is een aantal studies en onderzoekingen noodzakelijk geweest. Naast de onderzoekingen betreffende de trillingsproblemen en de invloeden van golfklappen zijn onder meer de volgende studies en onderzoekingen uitgevoerd:

- de bepaling van de wrijvingscoëfficiënt bij verschillende materiaalcombinaties voor de aanslagen in de pijlers en op de schuiven;
- de invloed van aangroei door zeediertjes op de wrijvingscoëfficiënt en de slijtage van de oppervlakken;
- de invloed van het 'stick-slip' verschijnsel op de trillingen van de schuiven;
- de responsie van de schuifconstructies op de golfbelastingen enz.;
- de spannings- en rekconcentraties in de buisverbindingen.

Vermoeiing en inspectie

Aangezien de schuiven bij normale situaties boven de waterspiegel zijn gelegen, is de inspectie van de verschillende onderdelen van de schuif mogelijk. De toegang tot de onderdelen wordt bereikt door gebruik te maken van een speciale inspectiewagen. Deze wagen *(fig. 22)* zal over de bruggen van de stormvloedkering rijden en is voorzien van een inspectieplatform. Het platform kan in elke gewenste positie worden gebracht met behulp van een aantal hydraulisch gestuurde hefboomarmen.

De invloed van de golfbelastingen is cyclisch met perioden van 6 tot 10 seconden, resulterend in ongeveer 15 000 belastingswisselingen gedurende een storm van 24 uur.

Een uitgangspunt in de ontwerpfilosofie is de aanvaarding, dat gedurende de levensduur van de stormvloedkering of de schuif, scheurtjes mogen ontstaan in de zwaarst belaste buisverbindingen. Uit proeven is gebleken dat de verhouding tussen het aantal belastingen, benodigd om een scheur volledig door de buiswand te laten groeien, en het aantal belastingen, benodigd om een juist zichtbare scheur te doen ontstaan, groter is dan 1,5. Voor de zwaarst belaste schuif, dit is de schuif in het midden van de Roompot, betekent dit dat na waarneming van het begin van een scheur ongeveer 10 zware stormen nodig zijn, alvorens een volledig bezwijken van de buisverbinding is bereikt.

Teneinde de scheuren in een vroeg stadium te ontdekken is gekozen voor de inspectieeis, dat na elke zware storm, waarin de schuiven gesloten zijn geweest, de zwaarst belaste onderdelen geïnspecteerd zullen worden. Aldus doende zal het mogelijk zijn de scheur te repareren in het begin van de groeiperiode.

Uit vermoeiingsproeven op gerepareerde buisverbindingen is gebleken, dat de vermoeiingssterkte van een dergelijke verbinding gelijk is aan of zelfs beter dan de sterkte van het oorspronkelijke, niet beschadigde, proefstuk.

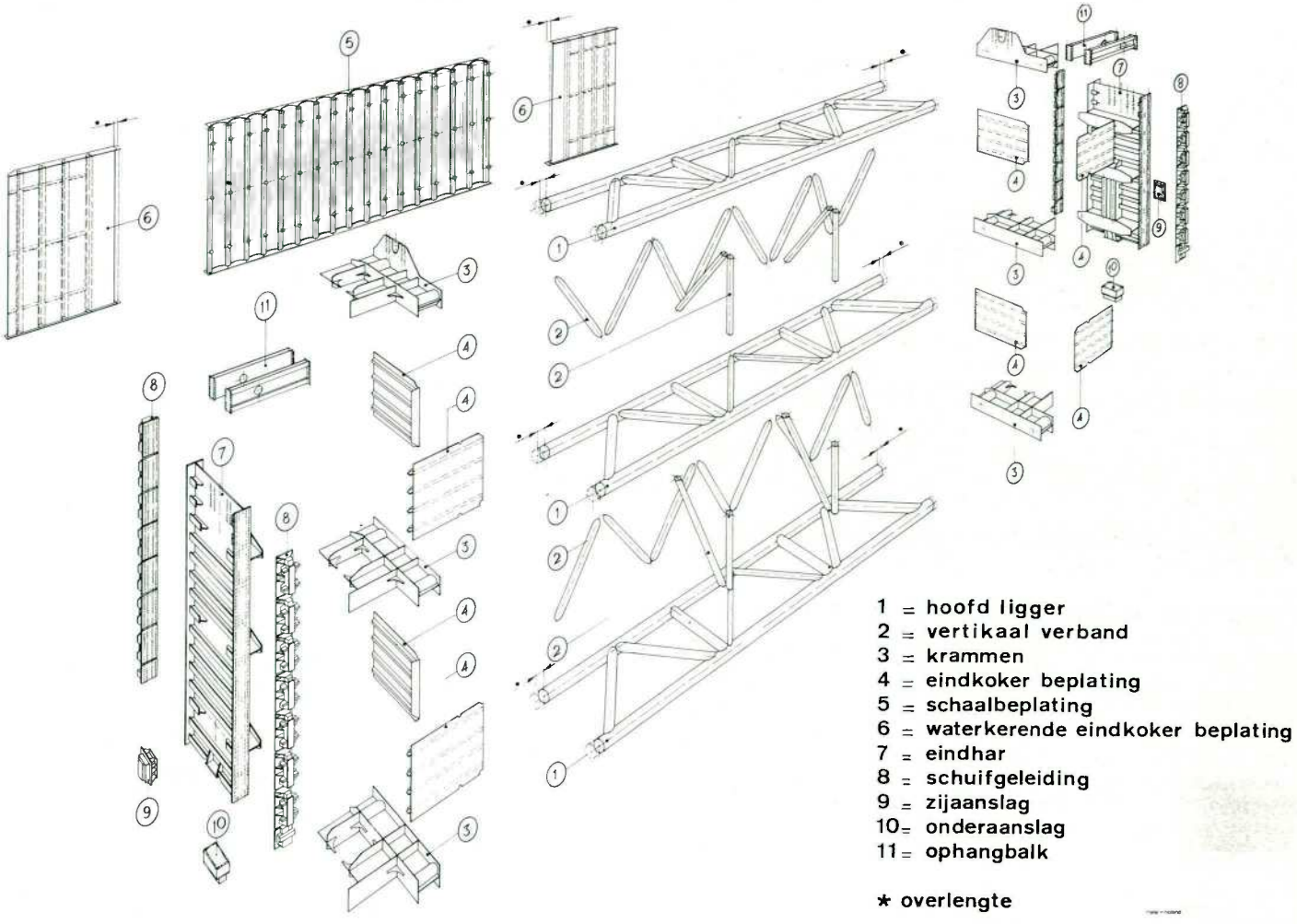
Fabricage, assemblage en montage van de schuiven

In totaal moeten 63 schuiven worden vervaardigd en gemonteerd in de kering. Teneinde een zekere seriematige produktie te bereiken zijn de schuifconstructies verdeeld in de onderdelen die min of meer gelijk aan elkaar zijn. Figuur 23 geeft een indruk van deze verdeling. De belangrijkste onderdelen zijn:

- de horizontale vakwerkliggers;
- de verticale verbandstaven;
- de cilindrische plaatsegmenten;
- de eindharconstructies.

Aangezien de fabricage van de verschillende onderdelen zal zijn begonnen, voordat de pijlers in hun uiteindelijke positie zijn geplaatst, zijn maatregelen nodig om de gevolgen van de plaatsingstoleranties enz. te compenseren. Deze maatregelen zijn:

- de horizontale vakwerkliggers hebben een overlengte van 720 mm,
- de verticale beplating die de cilindrische segmenten verbindt aan de eindharren, heeft een overlengte van 360 mm.

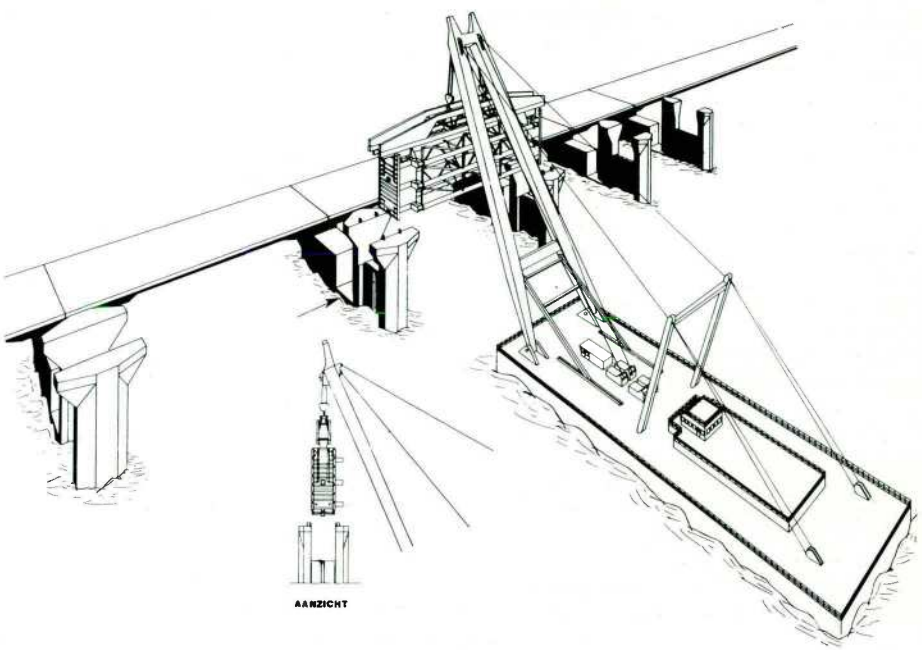


23
Overzicht schuifonderdelen

De assemblage van de schuiven zal geschieden in de volgorde, waarin ze worden geplaatst. De invloeden van de toleranties in het positioneren van de pijlers zullen verwerkt worden bij de assemblage. De montage van de schuiven zal worden uitgevoerd met behulp van de drijvende bok die ook wordt gebruikt voor het plaatsen van de brugdelen, de bovenbalken enz. van de kering *(fig. 24)*.

Teneinde de schuiven te monteren in de sponningen van de pijlers, waarin ze in een min of meer voorgespannen positie verkeren, worden trechtervormige hulpconstructies toegepast, die aan de bovenzijde op de pijlers worden geplaatst. De onderkant van de schuif wordt in deze trechters geplaatst, waarna deze tijdens het zakken van de schuif tussen de aanslagen van de pijler zal glijden.

24
Plaatsen schuif met drijvende bok



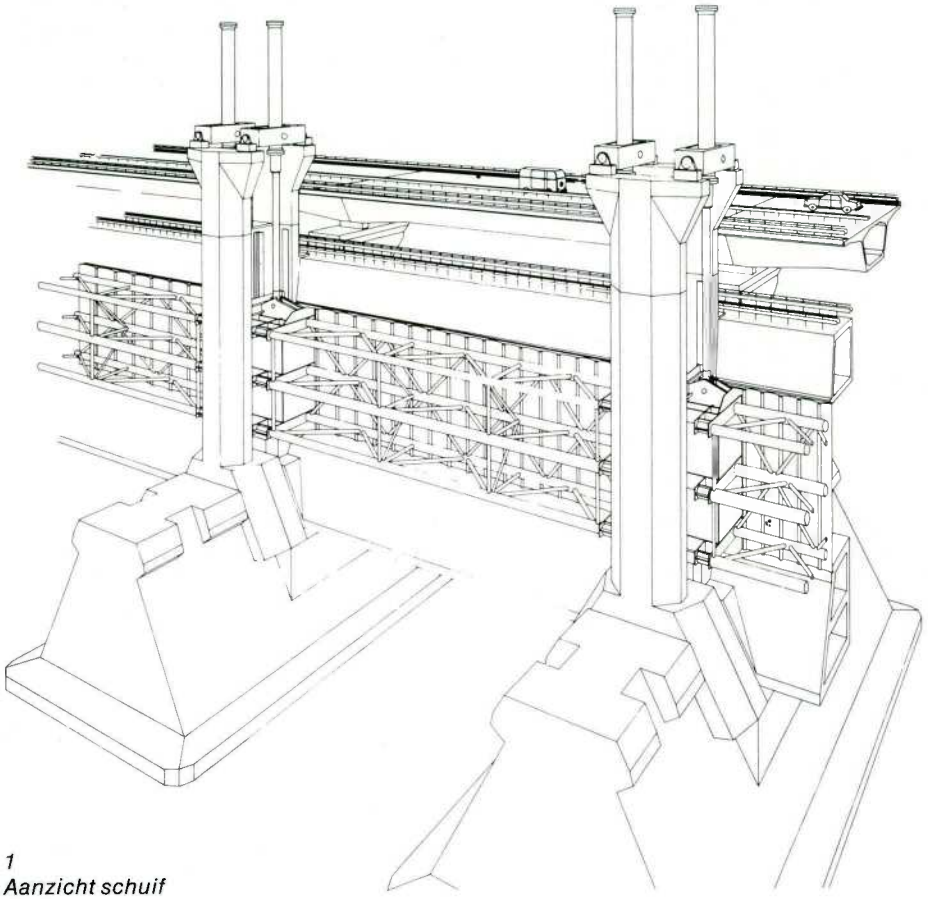
ir.F.J.Remery
Rijkswaterstaat, directie Bruggen

De bewegingswerken van de stormvloedkering

Bewegingswerken
Gezien de afmetingen van de schuiven is het nodig deze aan de twee uiteinden vast te houden. Er zijn daarom twee onafhankelijke bewegingswerken per schuif *(fig. 1)*.
De bewegingswerken hebben een viervoudige taak:
– de schuif sluiten;
– de schuif op de onderaanslag aangedrukt houden;
– de schuif openen;
– de schuif geheven houden.
Meest bepalend zijn de belastingen tijdens het bewegen van de schuif. Dan treden namelijk in hoofdzaak de volgende krachten op:
1. wrijvingskrachten van de schuif op haar geleidingen, hetzij door horizontale vervalen/of golfbelasting, hetzij door de voorspanning waarmee de schuif tussen haar geleidingen is opgesloten;
2. verticale golf- en stroombelasting;
3. het (schijnbaar) schuifgewicht.

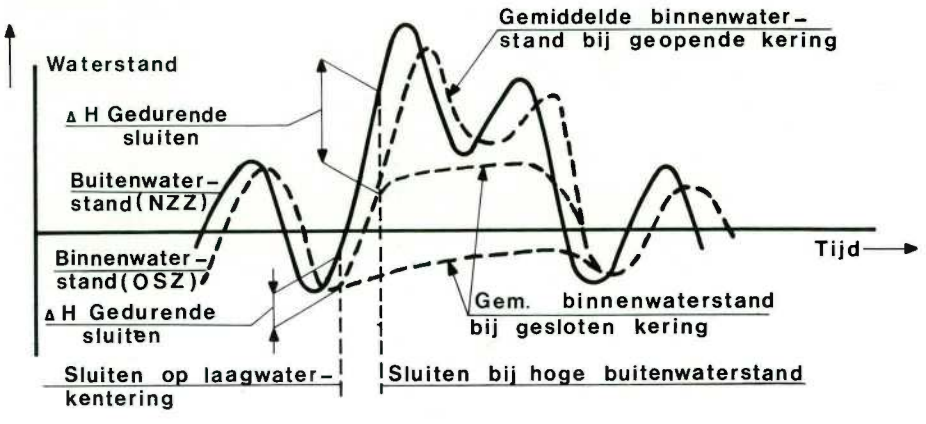
De randvoorwaarden voor het ontwerp van de bewegingswerken zijn afkomstig uit de Barcon I-studies* (stormvloedomstandigheden). Met name de eis dat de keuze van het tijdstip van sluiten geheel vrij moet zijn is hierbij bepalend, omdat verval- en golfbelasting op de schuif sterk afhankelijk zijn van dit tijdstip. Bij relatief late sluitingstijdstippen (sluiten op grenspeil of alarmpeilsluitingen) treden hoge belastingen op de bewegingswerken op. Deze belastingen zijn bepaald in het 'Hydraulisch onderzoek sluitingsmiddelen', waarover elders uitgebreid is gerapporteerd.

Als bewegingswerk is gekozen voor een hydraulisch bewegingssysteem. Hoewel dit systeem altijd als het vigerende ontwerp is gepresenteerd, werd uitgebreid aandacht besteed aan alternatieve typen bewegingswerken.

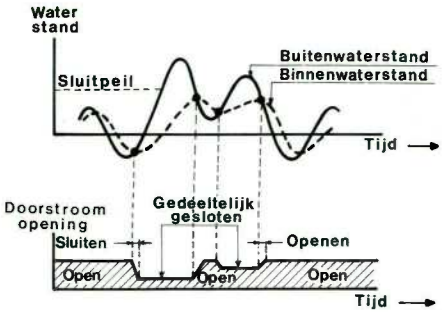


1
Aanzicht schuif

2
Vergelijking tussen 2 extreme sluitingsstrategieën



*
Barcon is de afkorting voor Barrier Control. In deze studie werden strategieën ontwikkeld voor het openen en sluiten van de kering en werden de effecten daarvan op het Oosterscheldebekken met betrekking tot veiligheid, ecologie, waterhuishouding, scheepvaart enz. bestudeerd.



3
Reductor-strategie

Het meest belovende van deze alternatieve ontwerpen werd zelfs geheel uitgewerkt en aangevraagd. Het betrof een mechanisch bewegingswerk waarbij de schuif werd bewogen door middel van twee tandheugels die elk door een aantal parallel aangedreven rondsels konden worden bewogen *(fig. 2)*. Dergelijke bewegingswerken worden wel toegepast voor het verstellen van de poten van boorplatforms.
De eisen die voor de stormvloedkering aan de levensduur moesten worden gesteld, lagen echter hoger dan in de offshore techniek gebruikelijk is en maakten een kwalitatief hoogwaardig machinewerk noodzakelijk.

Het hydraulische- en mechanische bewegingswerk werden tenslotte in een zorgvuldige evaluatie vergeleken, waarbij de volgende aspecten aan de orde kwamen:
- ontwerp-kwalificatie;
- betrouwbaarheid en mogelijkheden voor bewaking;
- levensduur en onderhoud;
- fabricage;
- kosten en planning;
- esthetica.

In wat in zekere zin een nek-aan-nek-race genoemd kan worden, werd uiteindelijk het hydraulische bewegingswerk gekozen. Doorslaggevende aspecten waren daarbij de mogelijkheden voor conditiebewaking, kosten en esthetica *(fig. 3)*. De waarderingen op de andere aspecten vertoonden geen grote onderlinge verschillen.

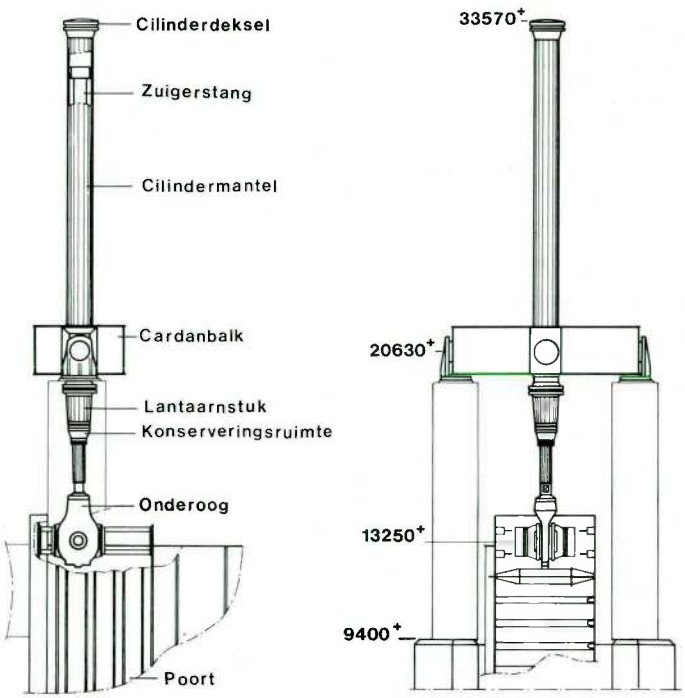
Beschrijving van het ontwerp
Zoals gezegd is elke schuif aan beide uiteinden voorzien van een bewegingswerk. Zo'n bewegingswerk bestaat in hoofdzaak uit de volgende onderdelen:
- een cardanisch op de pijler en scharnierend aan de schuif bevestigde dubbelwerkende hydraulische cilinder;
- een elektrisch aangedreven hydraulisch pompaggregaat, ondergebracht in de verkeerskoker;
- leidingwerk tussen pompaggregaat en hydraulische cilinder.

Omdat er – afhankelijk van de locatie in het sluitgat – 7 verschillende maten schuiven zijn, zijn er ook 7 verschillende maten bewegingswerken. Van elk type is een compleet ontwerp gemaakt. Aanvankelijk was dit niet de bedoeling. Het werd echter zinvol, toen bleek dat standaardisatie, met name van de cilinders en de cardanische ophangingen, niet economisch was. Als gevolg daarvan verschillen nu nagenoeg alle onderdelen waaruit cilinders en cardanbalken zijn opgebouwd, van afmeting. Overigens zijn de seriegrootten met aantallen van 14 tot 32 nog altijd groot voor een waterstaatswerk.
De maten van de cilinders worden met name bepaald door de grootte van de slag die de schuiven moeten maken. Bij de kleinste schuiven is dat 5,90 m, bij de grootste 11,90 m. Onder deze omstandigheden kan de onderrand van elk schuif zakken tot 20 cm onder de bovenkant van de dorpelbalk en kan ze geheven worden tot 20 cm boven de onderkant van de bovenbalk.
In geheven stand bevindt de onderrand van alle schuiven zich op NAP + 1,20 m. Voor onderhoudswerkzaamheden aan het onderste gedeelte van de schuiven is dit te laag. Daarom is de mogelijkheid ingebouwd alle schuiven nog eens 1,30 m extra te heffen.

Overigens heeft de ontwerpwijziging van plaatliggerschuif in vakwerkschuif waarover elders in dit nummer wordt gesproken, het ontwerp van het bewegingswerk niet onberoerd gelaten. Bij de plaatliggerschuif zat het bevestigingspunt van de zuigerstang onderin de schuif en was de cilinder aan zijn deksel opgehangen. Bij geheven schuif viel daardoor een groot gedeelte van de cilinder binnen de schuif. De plaatliggers waren daartoe van grote gaten voorzien. Hierdoor werd een geringe constructiehoogte van de kering verkregen *(fig. 4)*.

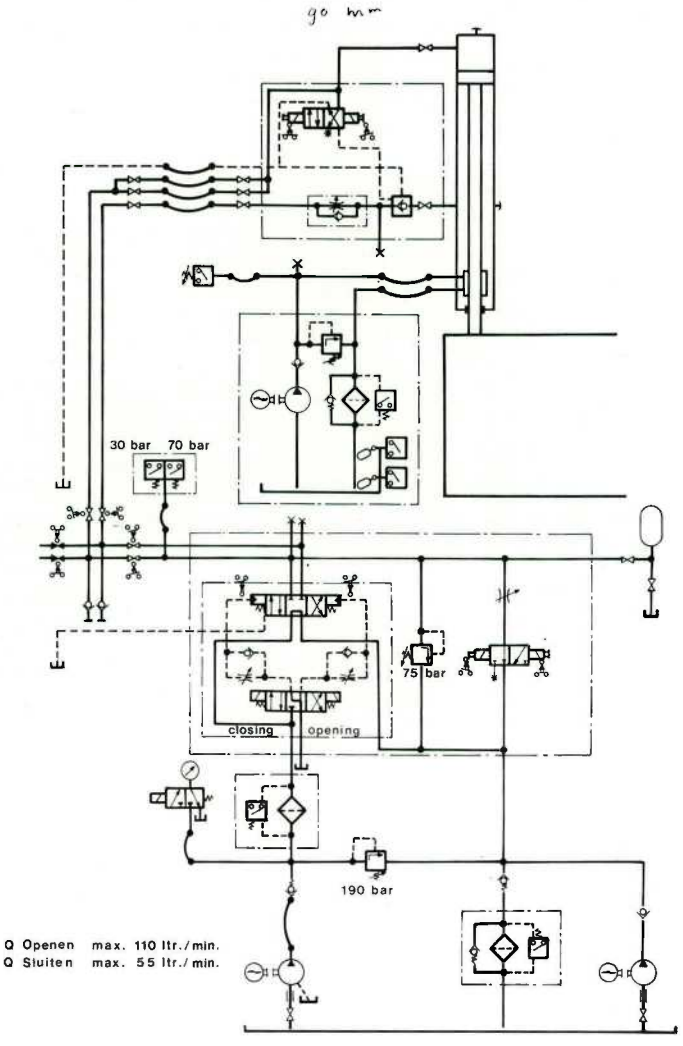
De vakwerkschuif heeft evenwel een zodanige eindkoker dat bevestiging van de zuigerstang onderin de eindkoker moeilijk te realiseren is. Daarom verhuisde het bevestigingspunt van een plaats onderin de schuif naar een lokatie bovenop de schuif. Aanpassing van de betonconstructies aan deze verhuizing zou een verhoging van de hamerstukken met 6 tot 12 m hebben betekend. Hiervan is afgezien en gekozen is voor een verplaatsing van het scharnierpunt van de cilinder van een lokatie bovenop de cilinder naar een plaats tamelijk onderaan de cilindermantel. Vandaar dat nu op de ontwerptekeningen de cilinders als schoorstenen boven de kering uitsteken *(fig. 5)*.

Eveneens noodzakelijk werd de introductie van de cardanbalk om scharnieren van de cilinder ten opzichte van de pijler in alle richtingen mogelijk te maken. De cardanbalk is een gelast stalen frame dat scharnierend aan de cilindermantel is bevestigd. Het overspant de schuifsponning en is met lagerstoelen scharnierend op de pijler bevestigd. De beide scharnierassen snijden elkaar loodrecht. Alle scharnierpunten zijn uitgerust met kogelgewrichtslagers vanwege de grote krachten, kleine hoekverdraaïingen onder belasting en omwille van de compacte bouw. Als gevolg van deze keuze is de lagerwrijving een niet te verwaarlozen factor in het ontwerp.



4
Bewegingswerk voor schuif h = 11900 mm

5
Hydraulisch schema voor het bewegingswerk



De hydraulische cilinder bestaat in hoofdzaak uit:
– een cilindermantel, van boven afgedicht met een deksel en van onder met een lantaarnstuk en een conserveringskamer;
– een zuigerstang met zuiger en een oog voor de scharnierende verbinding aan de schuif.

De zuiger wordt met een bus in de cilindermantel geleid en draagt een dubbele set olie-afdichtingen. De zuigerstang wordt met een bus in het lantaarnstuk geleid, dat tevens de stangafdichting bevat.
Voor het onderbrengen van de lagers van de scharnierpunten en het introduceren van de langskrachten in de cilinderwand is een verdikt gedeelte, de cardanring, in de cilindermantel opgenomen. De olie toe- en afvoer voor het bewegen geschiedt via het deksel en het lantaarnstuk.
Het oog wordt met voorspanning op de stang geschroefd. Het oog draagt een kogelgewrichtslager waardoor een in alle richtingen scharnierende beweging mogelijk wordt gemaakt. Overigens zijn de optredende hoekverdraaiïngen slechts klein, waardoor het mogelijk werd dit lager blijvend af te dichten door een rubberen band die door inwendige vervormingen alle te verwachten hoekverdraaiïngen kan volgen.
Voor de dimensionering van de zuigerstang zijn de uit te oefenen drukkrachten en optredende momenten ten gevolge van lagerwrijving en stootkrachten vanuit de schuif maatgevend; voor de dimensionering van de cilinderdiameter zijn dat – gegeven het drukniveau in het pompsysteem – de uit te oefenen trekkrachten bij openen, terwijl de wanddikte van de cilindermantel werd bepaald op basis van drukpieken die tijdens belastingomkering bij het sluiten kunnen optreden. Alle cilinders zijn gedimensioneerd op hetzelfde drukniveau: max. bedrijfsdruk 220 bar en beproevingsdruk 270 bar (1 bar = 10^5 N/m^2). Tabel 1 geeft enkele maten van de cilinders.

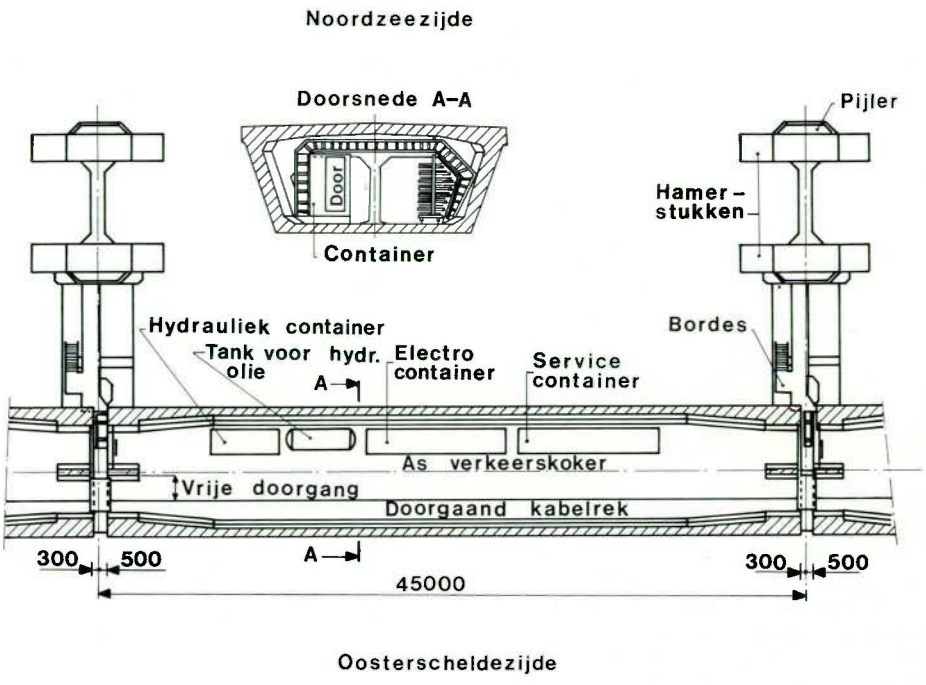
De maten in tabel 1 geven voldoende aan dat wij met zeer grote werktuigen te maken hebben. Toch is en blijft het een hydraulisch bewegingswerk, dat wil zeggen, een stukje precisietechniek. De ervaring heeft geleerd dat zo'n machinewerk alleen naar wens blijft functioneren wanneer er grote zorg aan wordt besteed, zowel bij het ontwerp en de bouw, als bij de latere bedrijfsvoering.
Eén zo'n onderwerp van aandacht betreft de oppervlaktebehandeling van de zuigerstang. De stang is gemaakt van smeedstaal en heeft een relatief zacht oppervlak. Tijdens de assemblage en het bedrijf kunnen er dan ook gemakkelijk krassen op komen die op den duur tot beschadiging van de afdichtingssets en daardoor tot lekkage kunnen leiden. Daarom wordt er meestal een harde laag op aangebracht veelal is dit chroom.

De laatste jaren zijn er incidenteel problemen opgetreden met betrekking tot de corrosieve aantasting van dergelijke chroomlagen, mogelijk als gevolg van de toenemende lucht- en waterverontreiniging. Daarom is in het kader van dit project veel aandacht besteed aan de verbetering van de corrosiebestendigheid van chroomlagen en zijn ook andere oppervlaktebedekkingen onderzocht. In de Oosterschelde en bij de Volkeraksluizen werden proefrekken geplaatst waarop in totaal enkele honderden proefstaven met allerlei oppervlaktebedekkingen in de praktijk werden beproefd. Deze buitenexposities hebben ongeveer 3 jaar geduurd.
Alleen de allerbeste conserveringslagen hebben het die periode uitgehouden de meeste vielen al na relatief korte tijd af. De meest-belovende soorten zijn bovendien onder verzwaarde laboratoriumomstandigheden op zoutsproeitesten beproefd. Deze methode werd ook gebruikt voor een vergelijkend onderzoek van diverse fabrikaten. Over het algemeen bleek er een goede correlatie te bestaan tussen de resultaten van

Tabel 1

	kleinste cilinder	grootste cilinder
slaglengte	5900 + 1300 mm	11 900 + 1300 mm
binnendiameter cilinder	635 mm	830 mm
minimum wanddikte	62½ mm	75 mm
zuigerstand diameter	390 mm	520 mm
totale lengte ingeschoven	14 675 mm	21 390 mm
totale lengte uitgeschoven	21 875 mm	34 590 mm

6
Indeling verkeerskoker



de buitenexposities en de laboratoriumbeproevingen. In de uiteindelijke uitvoering zullen de stangen worden voorzien van een laag elektrolytisch nikkel van 0,1 mm dikte voor de corrosiebescherming met daarbovenop een laag elektrolytisch aangebracht chroom van 0,05 mm dikte voor de loopeigenschappen.

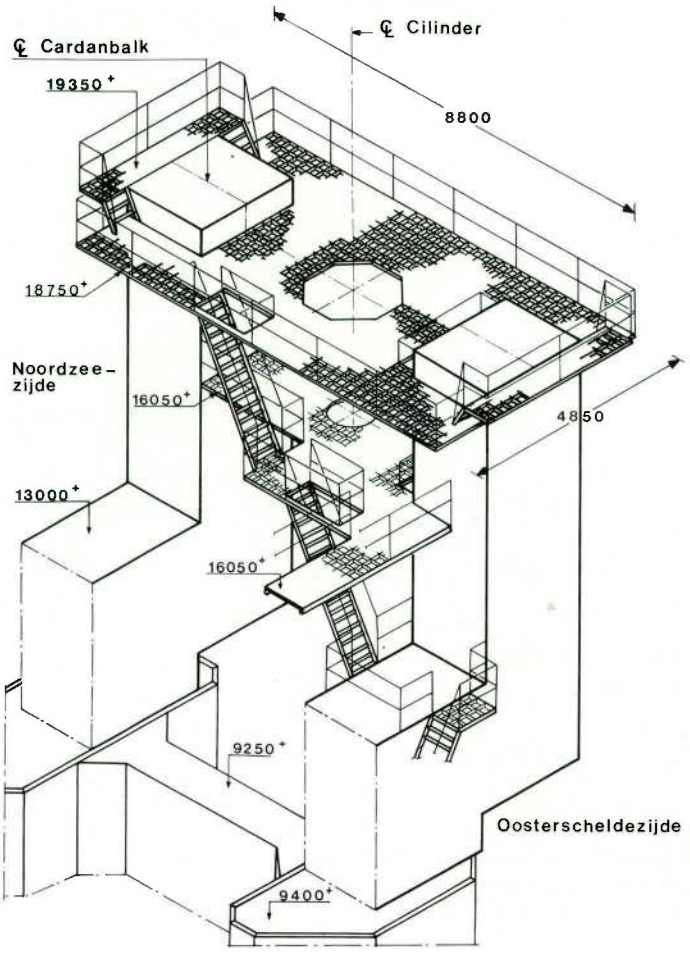
Nu zal een stang van ca. 17 meter lengte zich natuurlijk anders gedragen dan een proefstaafje van een paar decimeter. Bij het galvanische proces (de benodigde apparatuur moet nog gebouwd worden!) gaat er licht iets mis en ondanks voortreffelijke inspecties zullen er wellicht zwakke plekken of poriën in de oppervlaktelaag blijven bestaan.
Bovendien moet er rekening mee worden gehouden dat een aantal schuiven gedurende langere tijd geheel of gedeeltelijk gesloten zal kunnen zijn (gedurende de afbouw van de kering in het laatste jaar; tijdens onderhoud aan drempel of bodembescherming; en mogelijk in het kader van andere beheersstategieën). De stang is gedurende deze periode blootgesteld aan de sterk corrosieve omgeving en de chroomlaag is niet in staat blijvend weerstand te bieden aan penetratie van chloor-ionen. Om deze redenen werd het wenselijk geacht nog een extra corrosiebeschermingssysteem aan te brengen. Onder het lantaarnstuk is een conserveringskamer bevestigd, gevuld met conserveringsolie. Wanneer de schuif wordt gesloten en de stang dus naar buiten beweegt, passeert de stang deze kamer die aan de onderzijde van een pakking is voorzien, die er voor zorgt dat er een egale laag conserveringsolie op de stang wordt aangebracht. Deze laag heeft een zodanige consistentie dat ze door stroom en golven niet wordt afgespoeld doordat het oplosmiddel in het conserveringsmiddel gedeeltelijk verdampt. Wij vonden op proefstaven een bevredigende bescherming gedurende meer dan een maand.

Wordt de schuif weer geopend, dan passeert deze laag eerst een ruim afgestelde grof vuil- of ijsafstrijker. Fijn vuil, zout enz. komt echter mee in de conserveringskamer waarin de laag wordt opgelost en afgestreken alvorens de hoofdpakkingen van de hydrauliekruimte binnen te treden. Een rondpompsysteem met filters zuivert de conserveringsolie weer van de binnengebrachte verontreinigingen bij elke schuifbeweging. Incidenteel moet oplosmiddel worden toegevoegd, terwijl regelmatig rondpompen in het systeem nodig zal zijn om indikken te voorkomen.
Een vereenvoudigde versie van dit systeem is intussen aangebracht op de cilinders van de inlaatsluis in het Volkerak en werkt daar tot tevredenheid.

De werking van het bewegingswerk
De viervoudige taak van het bewegingswerk die in de inleiding is genoemd, wordt gerealiseerd met behulp van een hydraulische installatie die olie onder druk naar de cilinder kan toevoeren en drukloos naar een tank kan afvoeren *(fig. 6)*.
– Bij het sluiten van een schuif wordt olie met min of meer constante druk aan de dekselzijde van de cilinder toegevoerd, terwijl aan de stangzijde olie kan worden afgevoerd via een stroomregelventiel. Door de instelling van dit regelorgaan ligt de schuifsnelheid bij sluiten vast. Ze is voor alle schuiven bepaald op ca. 3 mm/sec. Doordat er een constante druk aan de dekselzijde is, zijn golven die op de schuif inwerken niet in staat de schuif tijdens het sluiten omhoog te drukken.
– In gesloten positie is de cilinder aan de stangzijde drukloos en zorgt een constante druk aan de dekselzijde ervoor dat de schuif op haar onderaanslag blijft gedrukt.
– Om te openen wordt de dekselzijde drukloos gemaakt en wordt aan de stangzijde olie onder druk toegevoerd. Er is geen drukregeling en de snelheid van de schuif wordt bepaald door het debiet van de pomp. Ook in deze richting bedraagt de snelheid bij benadering 3 mm/sec.
– In geheven toestand hangt de schuif op de oliekolom aan de stangzijde, die afgesloten is door een drukgestuurde terugslagklep die tussen de cilinder en het bovengenoemde stroomregelventiel is aangebracht. De sturing op de terugslagklep is nodig om olie bij het sluiten te kunnen afvoeren.

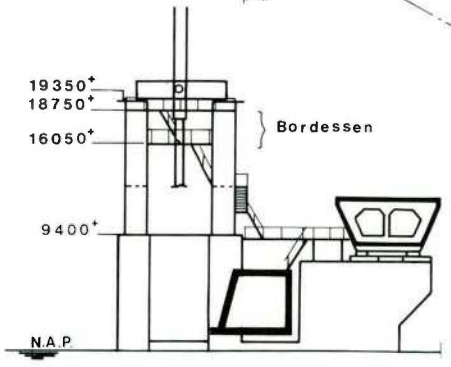
De hydraulische installatie van een cilinder bestaat in hoofdzaak uit een elektrisch gedreven pomp, kleppen, filters, schuiven, veiligheden en drukschakelaars. Samen met de bijbehorende elektrische componenten en schakelkasten zijn ze ondergebracht in containers in de verkeerskokers.
Voor de toepassing van containers is gekozen met het oog op bescherming van deze kwetsbare onderdelen zowel tijdens de bouw en het transport van de verkeerskokers als tijdens bedrijf na gereedkomen van de kering. Zonodig kan verwarming of luchtbehandeling in de containers plaatsvinden teneinde de gewenste bedrijfsomstandigheden voor de componenten te waarborgen. Daarnaast dempt de container een deel van het lawaai dat hydraulische pompen nu eenmaal maken.
In één container zijn de complete hydraulische installaties voor de twee cilinders op een pijler ondergebracht. In geval van storing van de hydraulische installatie van één van deze cilinders is het daardoor op relatief eenvoudige wijze mogelijk over te schakelen op de andere hydraulische installatie. Alle omschakelorganen bevinden zich in deze container. Deze optie betekent een belangrijke bijdrage aan de bedrijfszekerheid van het bewegingssysteem.
Naast de hydraulische container bevindt zich de tank met de bedrijfsolie voor het hydraulische systeem. Bovendien bevindt zich in elke verkeerskoker een container, gevuld met schakelkasten en apparatuur voor de besturing, bewaking en energievoorziening. Containers en olietanks zijn aan de Noordzeezijde van de verkeerskokers gesitueerd. De wand aan de Oosterscheldezijde wordt geheel ingenomen door een doorgaand kabelrek waarop de complete elektrische bekabeling, doorgaande HS-kabels voor PZEM en een aantal leidingen

7
Trappen en bordessen op pijler voor schuif
h = 11900 mm

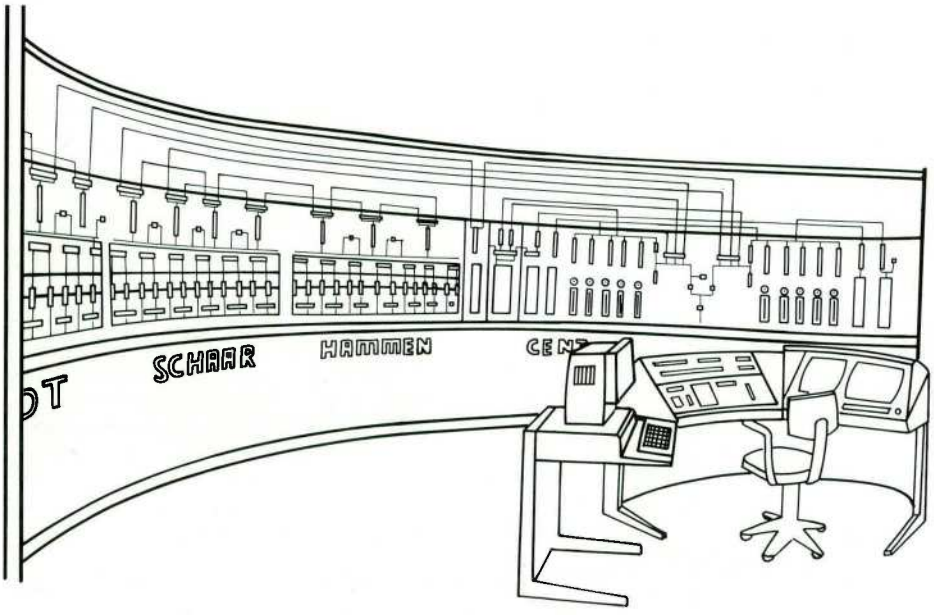


komen te liggen. Als men zich realiseert dat, verspreid over de kering, in de verkeerskokers ook nog containers zijn geplaatst voor werkplaatsen, conditiebewaking, milieumetingen en transformatoren, dan is het voorstelbaar dat de verkeerskoker intussen vol is geworden *(fig. 7)*.
Toch kon het principe gehandhaafd blijven dat over de hele lengte van een sluitgat een passage-mogelijkheid door de verkeerskoker beschikbaar is, zodat de meest storinggevoelige delen van de bewegingsinstallaties ook onder de slechtste weersomstandigheden bereikbaar zijn.

Het leidingwerk dat de hydraulische apparatuur in de containers moet verbinden met de hydraulische cilinders, is in de verkeerskokers op consoles bevestigd. Het verlaat de verkeerskokers aan de zijde van de vaste oplegging op de pijlers teneinde geen last te hebben van de verplaatsingen van de verkeerskoker ten opzichte van de pijler. In de verkeerskokers is het leidingwerk uitgevoerd in koolstofstaal, in de buitenlucht in roestvaststaal. De leidingen worden zoveel mogelijk gecombineerd met de bordessen en leuningen tussen verkeerskoker en hamerstuk. Op het hamerstuk vervolgen ze hun eigen weg. Waar de vaste leidingen overgaan naar de bewegende cilinder, wordt gebruik gemaakt van slangverbindingen. Deze zijn dubbel uitgevoerd op de plaatsen waar ze invloed kunnen hebben op de bedrijfszekerheid bij sluiten.



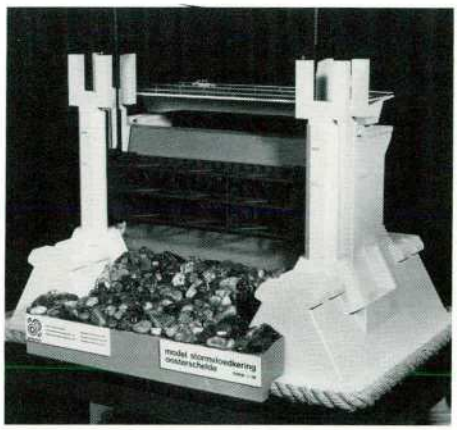
Voor de bereikbaarheid van de delen van het machinewerk en de elektrische installatie die zich op het hamerstuk bevinden, wordt een aantal bordessen voorzien. Deze bordessen worden onderling door trappen verbonden. Het ontwerp hiervan wordt zó opgezet dat ze zoveel mogelijk ook reeds tijdens de montage kunnen worden gebruikt *(fig. 8)*. Omdat ze het uiterlijk van de pijlerbovenbouw niet onaanzienlijk bepalen, wordt over de vormgeving overlegd met de architect.



8
Centrale bedieningsruimte

ir.G.Offringa
Dosbouw

Bouw van de betonnen pijlers; constructiemethoden en inzet van materieel

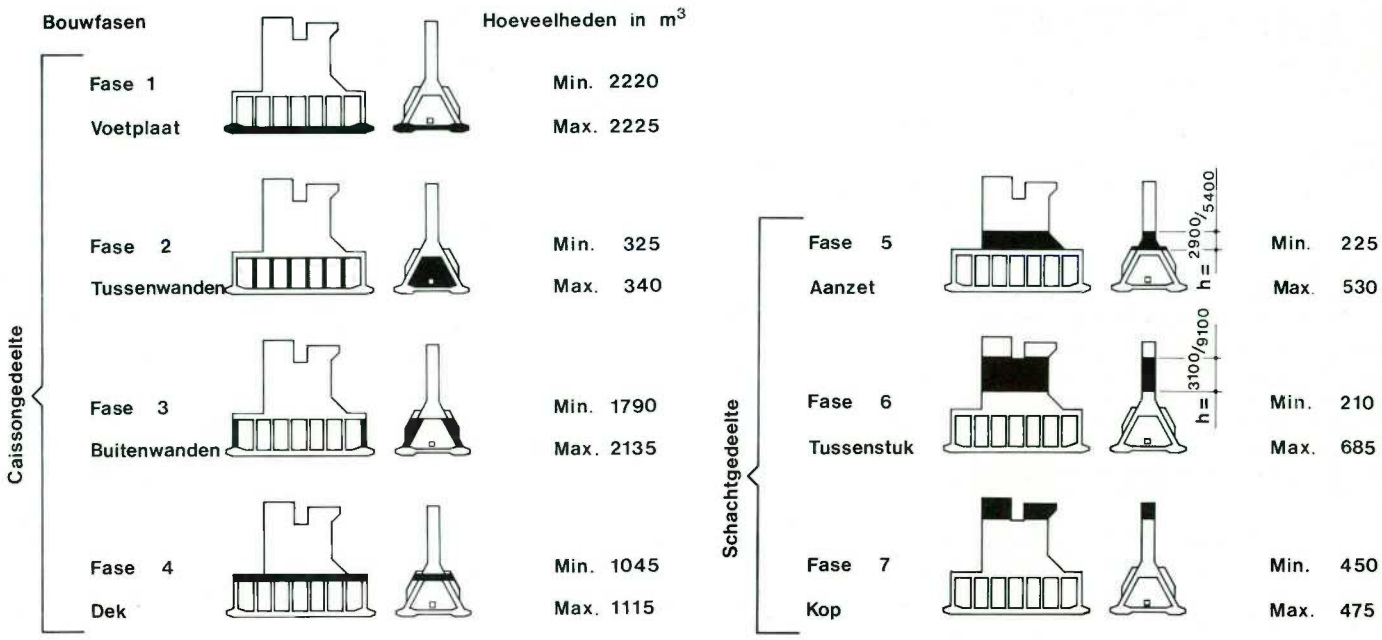


1
Model stormvloedkering
foto: Jack van Bodegom

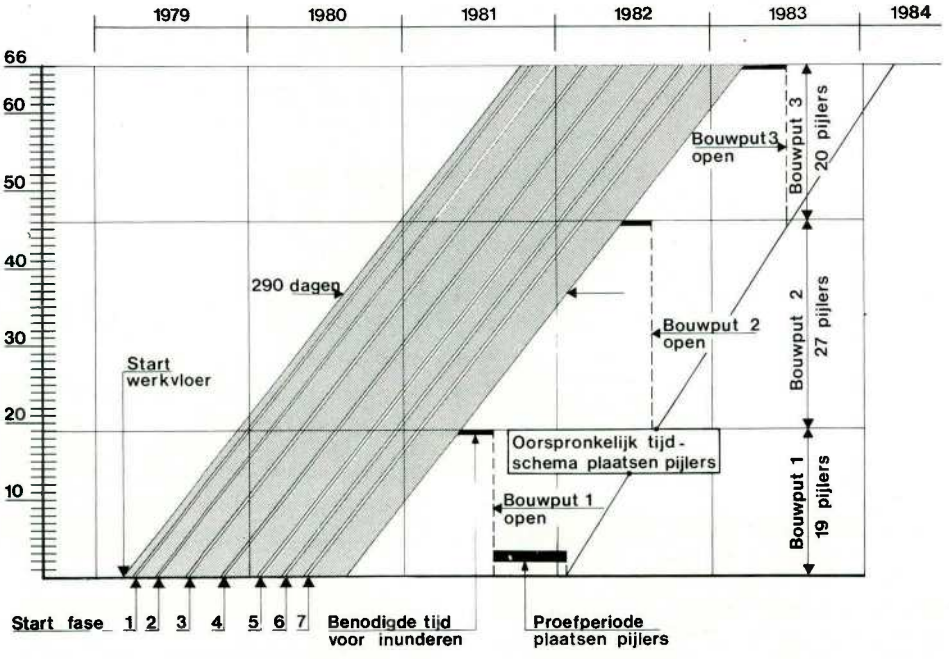
1. Inleiding

Met dit artikel wordt beoogd om de in de praktijk toegepaste bouwwijze van de voorgespannen betonpijlers toe te lichten. De pijlers *(foto 1)* zijn zeer grote, geprefabriceerde eenheden die in de drie stroomgeulen in de Oosterschelde worden geplaatst. Zij hebben tot taak het dragen van de bovenbouw, bestaande uit stalen schuiven en betonnen balken, terwijl zij vanzelfsprekend ook de bij een storm optredende krachten naar de fundering over moeten brengen.
De pijlers zijn in grote lijnen alle aan elkaar gelijk met afmetingen van 25 x 50 m aan de voet en een hoogte die, afhankelijk van de uiteindelijke plaats in de stroomgeulen, varieert tussen 30 en 40 m. Vanwege enkele verschillen zijn er vijf typen te onderscheiden en in feite zijn er als gevolg van verdere kleine verschillen slechts zeer weinig pijlers in alle opzichten identiek.
Het gemiddelde gewicht van een pijler is ongeveer 17 000 ton en er is ongeveer 7000 m^3 beton in verwerkt; voor alle 66 pijlers samen dus ca. 450 000 m^3.
Het onderstuk van de pijler is hol en wordt daarom het caissongedeelte genoemd. Het bovenstuk is massief, met twee verticale kokers die toegang geven tot het caissongedeelte. De vorm van de pijlers werd uiteindelijk nog tamelijk ingewikkeld en dit was van grote invloed op met name de bekisting en de voorspanning. Als meest gecompliceerde delen noemen we de aan weerszijden van de caisson uitstekende hijsnokken voor het ophijsen van de pijler, de uitsparingen voor de dorpelbalken en de sleuf in de pijlerschacht met de daarin uiterst precies aan te brengen glijstrippen voor de schuiven.
De bouw van elke pijler is gesplitst in 7 bouwfasen, zoals figuur 2 laat zien. De beschikbare bouwtijd werd bepaald door de aanvang van de pijlerbouw (maart 1979), het tijdstip van opening van de eerste en de laatste bouwput, en het aantal pijlers per bouwput. Door uitproberen werd een geschikt schema vastgesteld om deze tijdstippen te halen *(fig. 3)*. De bouwtijd per pijler werd bepaald op 290 dagen (± 1,5 jaar) met inbegrip van een periode voor het oplossen van aanloopproblemen.
De bouw van de pijlers werd over 4 bouwstromen verdeeld en met 7 bouwfasen betekent dit dat aan ongeveer 30 pijlers gelijktijdig werd gewerkt. De bouwplaats van de pijlers moet dan ook worden beschouwd als een zeer grote onoverdekte fabriek met een strikte en streng gehandhaafde organisatie.

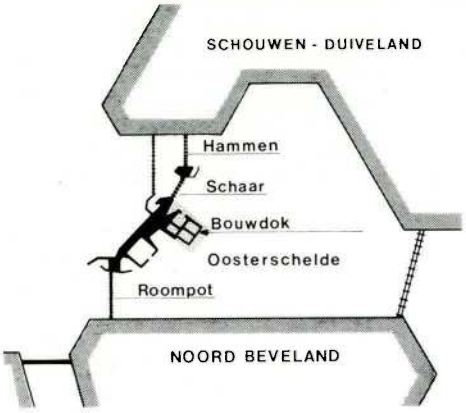
2
Bouwfasen gedurende prefabricage van een pijler

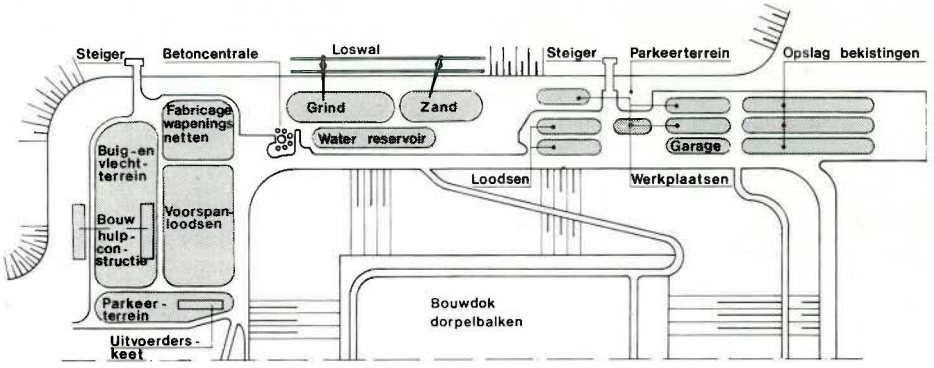


3
Tijdschema pijlerbouw



4
Centraal werkterrein en bouwdok Schaar

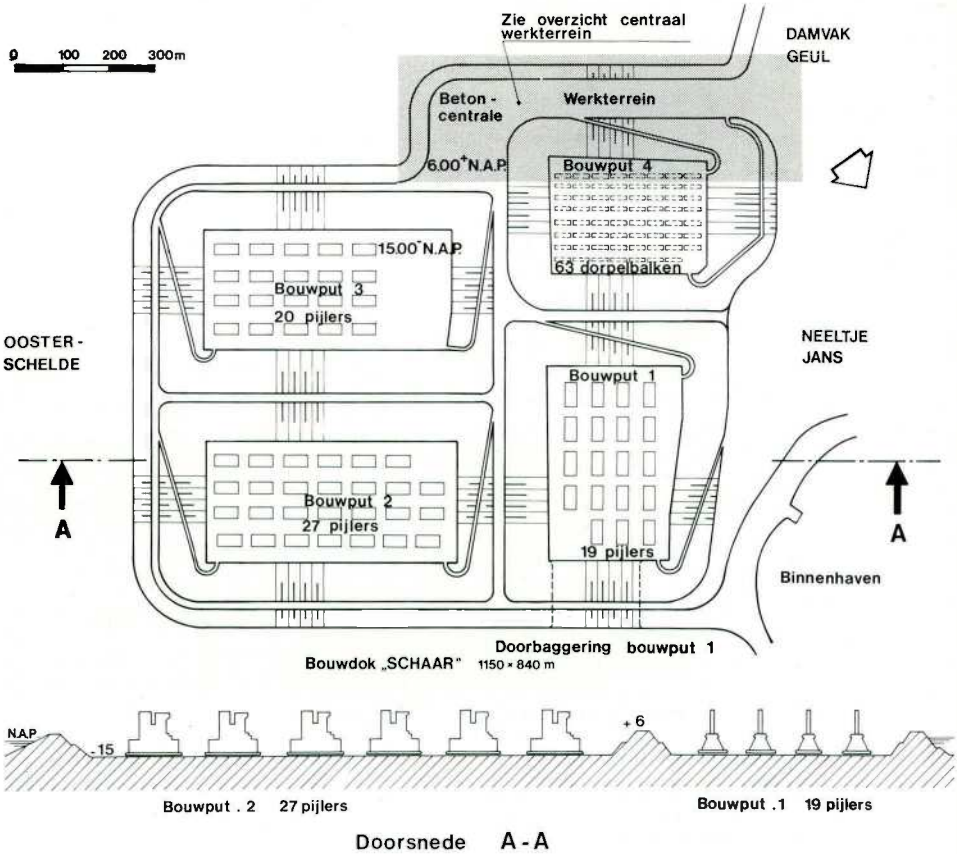




In de voorbereidingsperiode werd aanzienlijk veel tijd besteed aan het ontwikkelen van de bouwmethoden en het toe te passen materieel, geschikt voor deze fabriekmatige aanpak.

2. Centraal werkterrein *(fig. 4)*
De bouw wordt geraliseerd in bouwputten (bodem 15 m -NAP) waarvan er drie voor de pijlers worden gebruikt en de vierde voor de dorpelbalken. Alle vier bouwputten worden bediend vanuit een centraal werkterrein waar een betonfabriek is geïnstalleerd en waar bekistingsmateriaal, voorspanningskabels en zachtstaalwapening worden geprepareerd. Ook worden daar de hulpconstructies van profielstaal gemaakt voor het installeren van de vooraf aan te brengen kabelomhullingen, wapeningsnetten en allerlei soorten in te betonneren onderdelen. Een systeem van wegen is ontworpen en aangelegd tussen de bouwputten en het werkterrein, om de transportafstanden zo kort mogelijk te houden.

3. De voorspanning *(fig. 5)*
De pijlers zijn van voorgespannen beton, hoewel ook een betrekkelijk grote hoeveelheid zachtstaal wordt gebruikt; in beide gevallen ca. 40 kg/m^3 beton. Door het aantal pijlers (66) en de daarmee gemoeide hoeveelheid beton (450 000 m^3) is deze pijlerbouw een van de grootste voorgespannen betonnen bouwwerken die ooit is gerealiseerd.



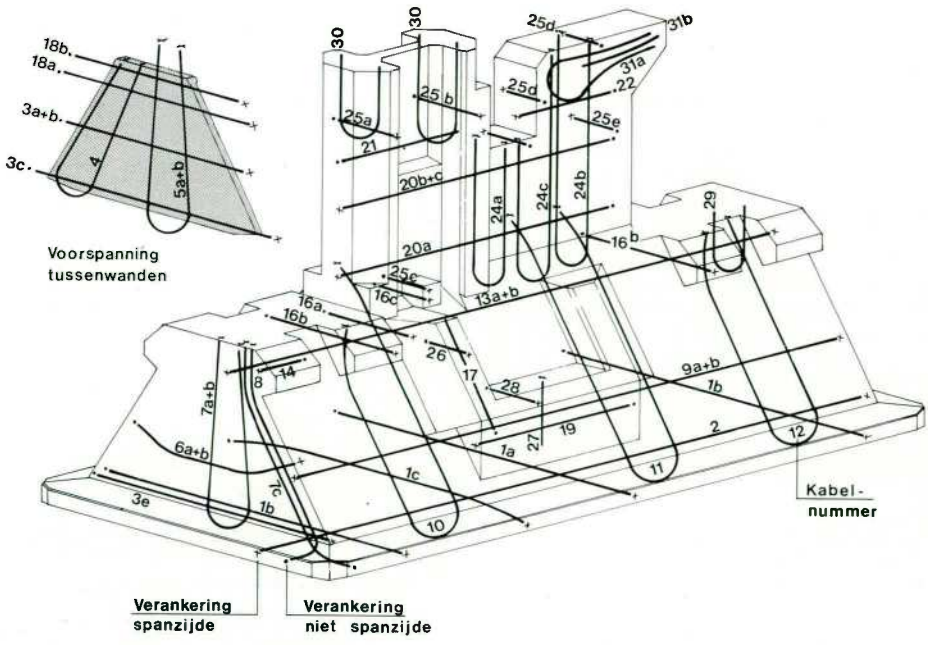
Doorsnede A - A

5
Voorspansystemen

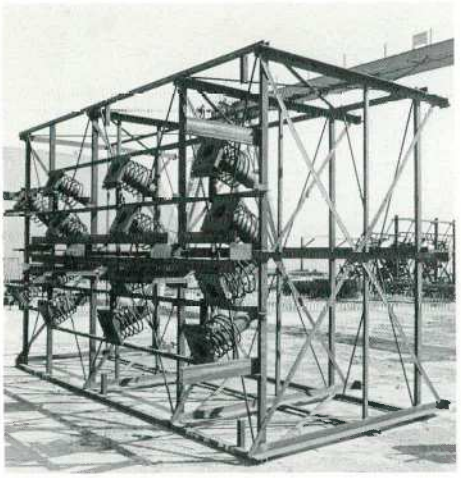
Zoals uit figuur 5 en de bijbehorende tabel valt af te lezen, bestaat de voorspanning uit diverse systemen die, na een uitgebreide studie, werden geselecteerd op basis van kosten en technische overwegingen. Uiteindelijk is gekozen voor:
– Dywidag staven ∅ 36 mm, breukspanning 124 ton (voor kabellengten tot 5 m);
– BBRV ankers met 50 draden van 7 mm, breukspanning 326 tf (voor kabellengten van 5 tot 10 m);
– Dywidag ankers met 8 x 15,7 mm strengen, breukspanning 218 tf;
– Dywidag ankers met 18 x 15,7 mm strengen, breukspanning 490 tf;
– Cona Multi ankers met 12 x 15,7 mm strengen, breukspanning 326 tf.
De Dywidag staven en ankers zijn geleverd door Dywidag; de BBRV kabels en Cona Multi ankers door Spanstaal. De kabelomhullingen zijn gemaakt uit gladde buis met een wanddikte van ca. 2 mm, waarmee een betere bescherming werd bereikt dan met de gebruikelijke geribbelde en dunnere kabelomhullingen.

Tijdens het werk werd veel ervaring opgedaan, waarvan onderstaand enkele voorbeelden:
– In verband met de nabijheid van de zee is een goede bescherming van het voorspanstaal tegen corrosie van zeer groot belang. De opslagduur moest tot een minimum worden beperkt en het luchtvochtgehalte in de opslagplaatsen moet onder controle gehouden worden. In het begin verstreek teveel tijd (12 maanden) tussen aankomst van het voorspanstaal en het injecteren van de omhullingen, maar dit kon tot minder dan de helft worden teruggebracht.
– De Dywidag staven worden met hun omhullingen geïnstalleerd vóór het storten. Het installeren van hulpconstructies, wapening enz. vereist laswerk ter plaatse, hetgeen gevaarlijk bleek voor deze staven en enkele bijna-ongelukken tijdens het voorspannen veroorzaakte. Uiterste zorg werd betracht om verdere moeilijkheden te voorkomen.

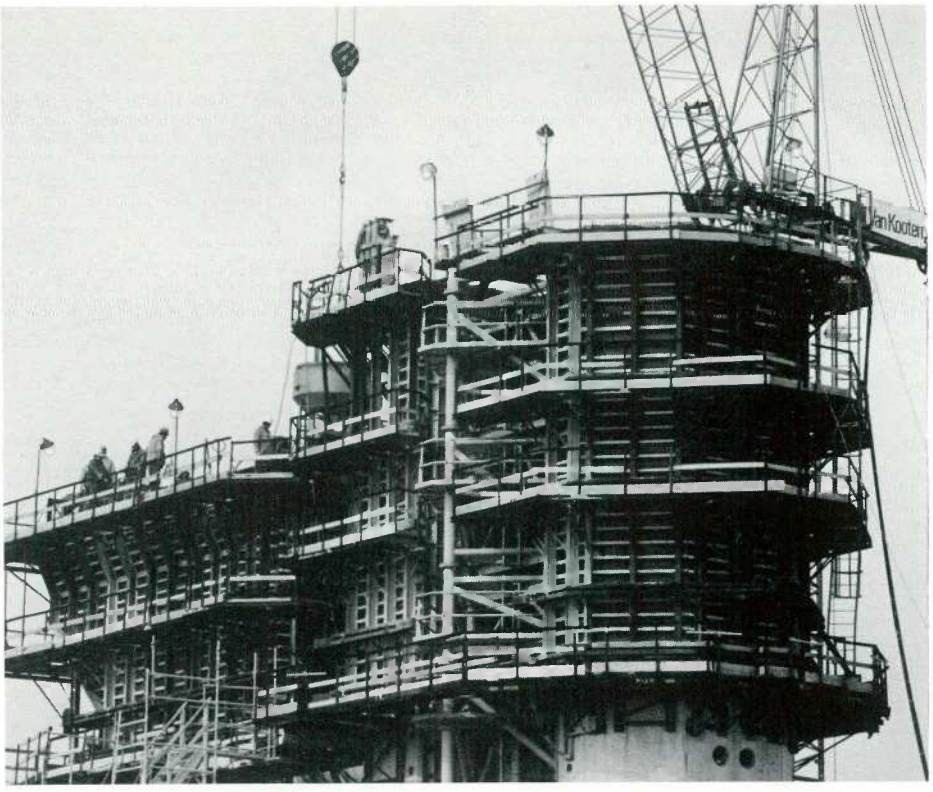
4. Inwendige hulpconstructies *(foto 6)*
Om de omhullingen voor de voorspankabels zo nauwkeurig mogelijk te kunnen aanbrengen, is op grote schaal gebruik gemaakt van hulpconstructies van profielstaal. Tijdens het uitwerken hiervan werden deze hulpconstructies steeds belangrijker omdat nog zo veel andere onderdelen vóór het storten moesten worden geïnstalleerd. Bovendien bespaart zo'n steunframe, dat op het werkterrein reeds wordt voorzien van de diverse in te betonneren onderdelen, veel werk op de bouwplaats van de pijlers.
Door het zorgvuldig vooraf uittekenen van alle hulpconstructies is men er van verzekerd dat elk onderdeel op de juiste plaats terecht komt en dat er voldoende ruimte omheen blijft, onder meer ten gerieve van lassers, vlechters en betonstorters.



KABEL NO.	SYSTEEM	AANTAL KABELS		DRADEN	STRENGEN	STAVEN	BREUK-KRACHT IN MN	LENGTE IN M
1a	DYWIDAG	26			18 × 15,7		4,90	24,860
1b	"	22			"		"	"
1c	"	6			8 × 15,7		2,18	24,800
2	"	40			"		4,90	49,860
3a	"	52				∅ 36	1,24	15,148
3b	"	28				"	"	12,800
3c	"	12				"	"	19,580
3e	"	4				"	"	19,360
4	"	12			8 × 15,7		2,18	24,800
5a	"	12			"		"	33,610
5b	"	12			"		"	33,210
6ab	"	32			"		"	13,270
6ab	"	10			9 × 15,7		2,45	"
7a	CONA MULTI	8			12 × 15,7		3,26	27,230
7b	"	16			"		"	33,320
7c	"	4			"		"	21,700
8	"	12			"		"	20,760
9a	DYWIDAG	12			18 × 15,7		4,90	44,860
9b	"	24			8 × 15,7		2,18	"
10	CONA MULTI	12			12 × 15,7		3,26	41,180
11	"	26			"		"	45,500
12	"	34			"		"	37,050
13a	DYWIDAG	10			18 × 15,7		4,90	44,860
13b	"	2			8 × 15,7		2,18	"
14	"	48				∅ 36	1,24	3,980
16a	BBRV.	39		50 ∅ 7			3,26	7,780
16b	"	50		"			"	9,070
16c	DYWIDAG	3				∅ 36	1,24	5,330
17	CONA MULTI	40			12 × 15,7		3,26	9,460
18a	DYWIDAG	8				∅ 36	1,24	15,250
18b	"	6			9 × 15,7		2,24	13,880
19	BBRV.	14 OF 17		50 ∅ 7			3,26	15,000
20a	CONA MULTI	8			12 × 15,7		"	22,360
20b	"	4,6 OF 8			"		"	"
20c	DYWIDAG	8 OF 10			18 × 15,7		4,90	"
21	BBRV.	6		50 ∅ 7			3,26	9,500
22	"	10		"			"	9,730
24a	CONA MULTI	4			12 × 15,7		"	19,850 bij 310 26,850 bij 710
24b	"	18			"		"	33,930 bij 310 41,930 bij 710
24c	"	8			"		"	26,040 bij 310 34,040 bij 710
25a	DYWIDAG	VAR. 16 - 23				∅ 36	1,24	5,33 1 × 3,89
25b	"	VAR. 30 - 35				"	"	" "
25c	"	0 OF 2				"	"	3,580
25d	"	18				"	"	4,130
25e	"	5				"	"	3,330
26	"	5 OF 6				"	"	3,480
27	"	16				"	"	5,880
28	"	16				"	"	3,09 OF 3,58
29								
30	LEGE KABEL-OMHULLINGEN							
31a								
31b								



6
Inwendige hulpconstructies fase 5
foto: Jack van Bodegom



7
Bekisting fase 7
foto: Waterstaat

Tenslotte, maar niet minder belangrijk, kunnen de steunframes omdat ze zo nauwkeurig zijn gemaakt, dienen voor het plaatsen van de buitenbekisting. Per m^3 beton is zo ongeveer 15 kg profielstaal gebruikt voor de steunframes.

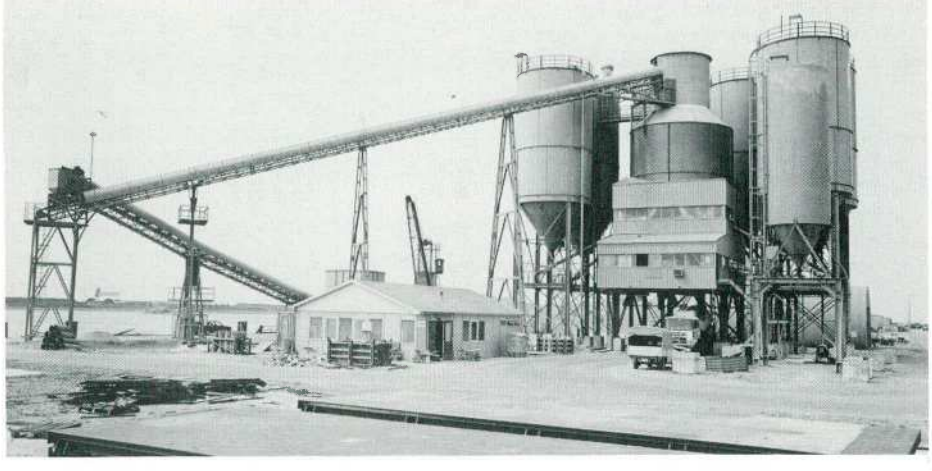
5. Bekisting *(foto 7)*
Het selecteren van het type bekisting en het ontwerpen ervan was een omvangrijke taak, gezien de vele bouwstadia, elk met zijn eigen bijzonderheden. Om het werk bij de pijlers zèlf te reduceren en snelle installatie mogelijk te maken, bestaat de bekisting uit grote panelen. In het algemeen zijn deze panelen gemaakt van betontriplex op houten baddings in een frame van constructiestaal. Voor de relatief dunne tussenwanden van de caissons zijn stalen bekistingen gebruikt.
Proeven zijn uitgevoerd ten aanzien van de hydrostatische druk van het beton tijdens het storten van hoge wanden. Het bleek dat de tussenwandbekistingen moesten worden ontworpen voor een hydrostatische druk van 13 tf per m^2, terwijl in vele gevallen 4 tf per m^2 toereikend is. Metingen tijdens het storten toonden aan dat deze ontwerpwaarden juist waren en niet overschat. De bekistingen zijn stevig genoeg om in het algemeen 30 keer te worden gebruikt.

6. Betonstorten
Storten van het beton is natuurlijk een omvangrijke bezigheid. De voetplaat alleen al, met zijn oppervlakte van 25 x 50 m en zijn dikte van 2 m, vergt meer dan 2000 m^3 beton, te storten in één doorgaande operatie die meer dan 30 uur in beslag neemt.

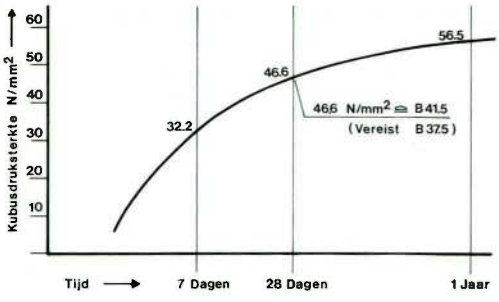
De op het centrale werkterrein gebouwde betonfabriek heeft een capaciteit van 200 m^3 per uur, wat voldoende is om het storten op twee of meer plaatsen tegelijk mogelijk te maken *(foto 8)*. In normale omstandigheden vindt slechts één stort tegelijk plaats om een evenwichtig gebruik te maken van de stortploegen. Het storten was zodanig georganiseerd dat in een normale werkweek van 5 dagen een dag- en een nachtploeg voortdurend aan het werk konden blijven.
Zand, grind en cement worden per schip aangevoerd naar het opslagterrein dat een materiaalvoorraad heeft die voldoende is voor 3 weken produktie. Het mengen van de betonspecie gebeurt volledig automatisch en daarvoor is maar weinig personeel nodig. Voor het aanmaken van de betonspecie wordt leidingwater gebruikt dat via een pijpleiding vanaf het vaste land wordt aangevoerd. Het water wordt opgeslagen in een groot bassin om in geval van storing eventuele tekorten te kunnen opvangen.

Het beton wordt naar de bouwputten vervoerd in truckmixers met een inhoud van 9 m^3, de grootste trommels die beschikbaar waren.

Het storten vindt plaats met kubels aan de torenkranen of met een betonpomp. Aan de eerstgenoemde methode, die minder kwetsbaar is en minder eisen stelt aan de verwerkbaarheid van het betonmengsel, wordt in het algemeen de voorkeur gegeven, maar op minder toegankelijke plaatsen en voor een flexibele inzet van de beschikbare capaciteit heeft de betonpomp goede diensten bewezen.
Door een goed gekozen samenstelling uit twee soorten zand, grind, water en toevoegingen kan het beton op beide manieren worden verwerkt; al wordt de hoeveelheid water iets verhoogd als van tevoren bekend is dat de pomp zal worden gebruikt. De stortcapaciteit varieert tussen 40 en 50 m^3 per uur per pomp of kraan.



8
Betoncentrale
foto: Waterstaat



9
Samenstelling en kwaliteit van beton

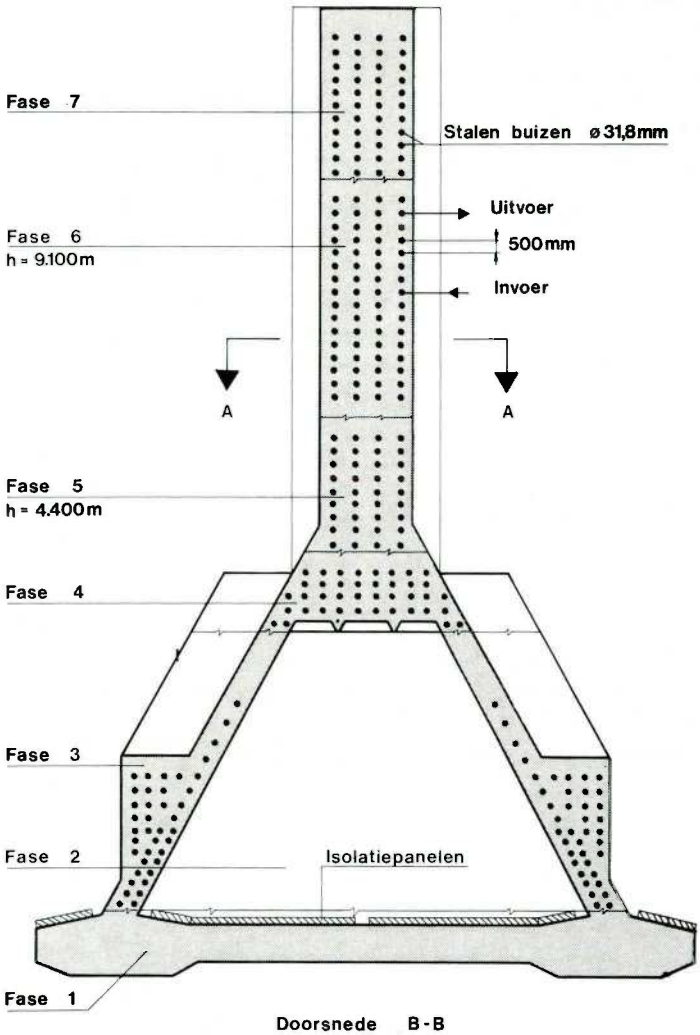
10
Koeling van beton tijdens verharding

7. Betonkwaliteit *(fig. 9)*
Voor dit zeewaterbestendige beton wordt gebruik gemaakt van hoogovencement. De vereiste sterkte wordt bereikt door toepassing van 350 kg cement per m^3 beton, met een water-cementfactor van 0,45. De vereiste betonkwaliteit is B 37,5. Deze statistische waarde betekent een gemiddelde kubusdruksterkte van ongeveer 40 N/mm^2. De sterkte wordt in het laboratorium gemeten door het drukken van betonkubussen in verschillende stadia van de verharding. In het algemeen was de bereikte gemiddelde sterkte hoger dan 40 N/mm^2 en de afwijking minder dan is aangenomen in de Nederlandse voorschriften.
Op het werk zijn proeven uitgevoerd met de lok-test, waarmee de plaatselijke sterkte van het beton kan worden bepaald door meting van de kracht die nodig is om een bepaald type bout uit het beton te trekken. De uitslagen van de lok-test en van het drukken van kubussen kwamen goed met elkaar overeen. Proeven met de schiethamer waren onbevredigend.

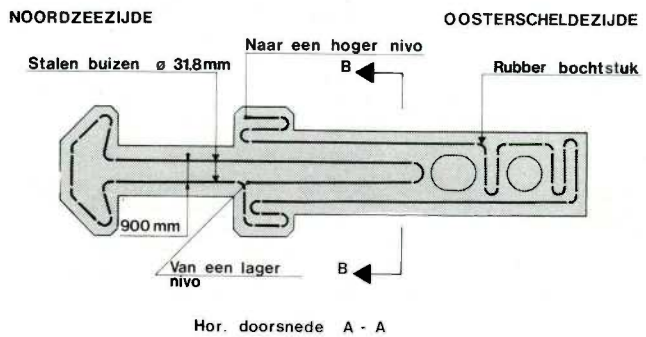
8. Verdichten van het beton
Verdichting werd hoofdzakelijk gedaan met trilnaalden. Uitwendige trilapparaten werden alleen gebruikt op de stalen bekisting van de tussenwanden van de caissons. Het gebruik van torpedo's, horizontale trilnaalden die worden opgetrokken naarmate het beton stijgt, werd verworpen omdat gevreesd werd voor mogelijke schade aan de kabelomhullingen. De trilnaalden moesten met de hand worden bediend. Door de hoge storten in de wanden moest het betrokken personeel binnen in de bekisting werken en naar boven klimmen naarmate het stort vorderde *(fig. 12)*. Bij de bepaling van de dikte van de wanden moest dit mede in aanmerking worden genomen. Het aanwezig zijn van inwendige steunframes was voor deze mensen zeker nuttig.

9. Behandeling van het beton tijdens verharden; het nabehandelen
Eenmaal gestort, moet men het beton laten verharden. De behandelingswijze van beton gedurende deze periode is afhankelijk van het betreffende deel van de pijler. Om scheuren in de massieve voetplaat te vermijden, worden de bekistingen daarvan pas na een zekere tijd verwijderd en wordt de oppervlakte afgedekt met isolatiepanelen. Bovendien werd een curing compound aangebracht om waterverlies door verdamping te voorkomen.
Het beton van de buitenwanden en de volgende bouwfasen wordt gekoeld met water dat door ingestorte leidingen wordt gepompt. In totaal is per pijler ongeveer 10 km leiding aangebracht *(fig. 10)*. De temperatuurontwikkeling wordt gevolgd met termokoppels. In het algemeen heeft dit koelsysteem goed voldaan, al bleek de berekeningsmethode niet bijzonder nauwkeurig en moest deze worden herzien. In de enkele gevallen waarin het koelsysteem niet werkte, doordat bijvoorbeeld de leidingen door beton waren geblokkeerd, waren scheuren onvermijdelijk. Het vermijden van scheuren werd ook bereikt door enkele voorspankabels al in een vroeg stadium op spanning te brengen, zelfs vóór verwijdering van de bekisting.

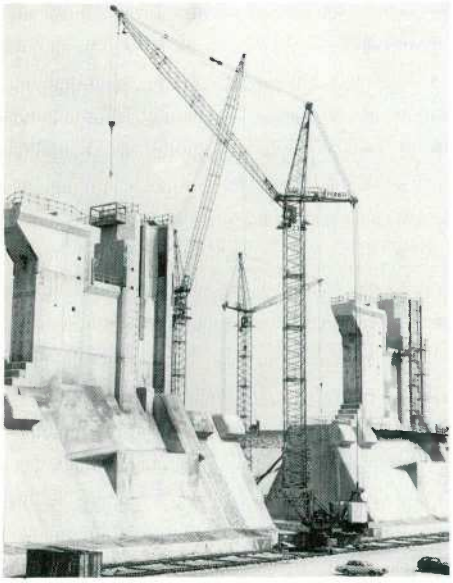
10. Zomer- en wintervoorzieningen
De jaargetijden zijn vanzelfsprekend van invloed op het mengen, storten en afwerken van het beton. Het water bijvoorbeeld, kan vóór toevoeging worden gekoeld of opgewarmd tussen 10 en 22 °C. Bij koud weer kan zand en grind door stoom worden verwarmd. In de winter worden hulpstoffen gebruikt die een minder vertragend effect hebben. Tevens wordt dan koelwater gemengd met antivries, evenals de injectiemortel. Als koud weer wordt verwacht, wordt vers gestort beton afgedekt. In het algemeen wordt het storten gestaakt bij temperaturen onder



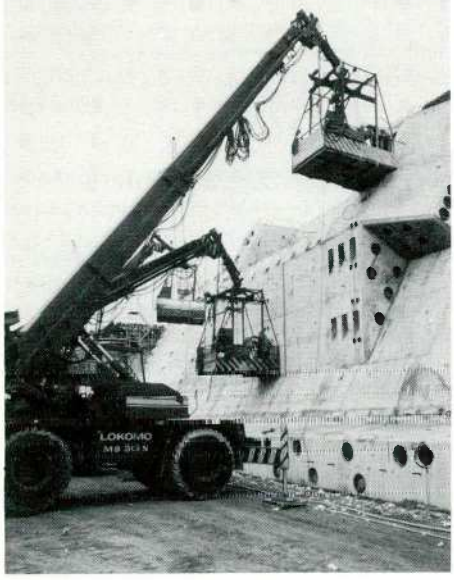
Doorsnede B-B



Hor. doorsnede A - A



11
Kraaninzet: Peiner kraan TM 180
foto: Waterstaat



12
Locomokraan ten behoeve van voorspanwerkzaamheden
foto: Waterstaat

13
Steigers
foto: Waterstaat

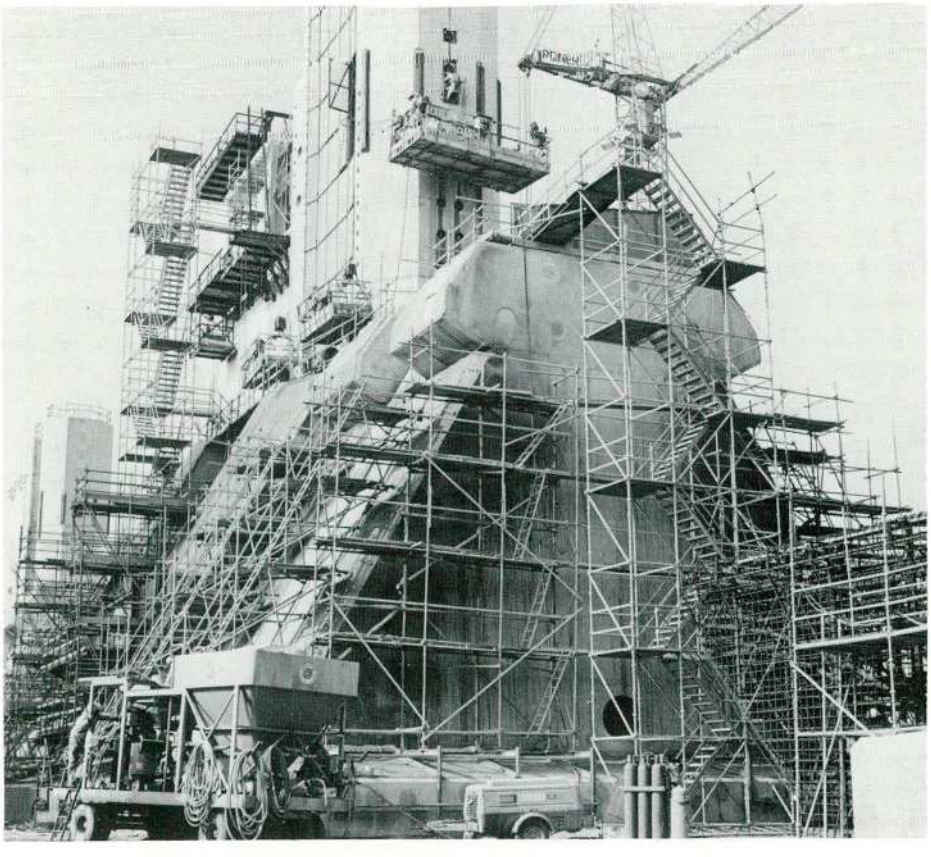
0 °C of bij een ongunstige weersverwachting. Het lag niet in de bedoeling het storten gedurende vorstperioden voort te zetten.

11. Gebruik van kranen
Na uitgebreide studies werd besloten om naast elke pijler een kraan op rails te plaatsen. Als het nodig is kunnen dan twee kranen te zamen bij één pijler worden ingezet. Hoewel de verschillende partners in de bouwcombinatie kranen beschikbaar hadden, werd de verscheidenheid in type; capaciteit en staat van onderhoud als een nadeel ervaren. Het in gebruik hebben van 30 van deze kranen zou vragen om problemen geweest zijn. Daarom werden, na selectie van de meest geschikte kranen, uitnodigingen gezonden aan kraanfabrikanten of hun vertegenwoordigers. Dit resulteerde in een lease-contract voor 30 Peiner kranen type TN 180 *(foto 11)*. Hetzelfde bedrijf verkreeg ook het onderhoudscontract, terwijl tevens een contract werd afgesloten voor het verplaatsen van de kranen van bouwput naar bouwput. Hiertoe werd door de kraanleverancier een speciale installatie op rupsbanden ontworpen waarmee de kranen, binnen enkele uren en zonder ze af te breken, verplaatst konden worden.
Uiteraard worden ook andere kranen gebruikt, bijv. kleinere kranen bovenop de caissons en Locomo kranen die aan het uiteinde van de giek voorzien zijn van kooien (super-hoogwerkers) voor voorspanningswerkzaamheden *(foto 12)*.

12. Steigers *(foto 13)*
De keuze van de steigers was eveneens het resultaat van voorstudies. Een groot aantal plaatsen moet in verschillende fasen worden bereikt zonder steeds een kraan bij de hand te hebben. Ook de caissons en de schacht moesten toegankelijk zijn. In verband met de hoogte van de pijlers is uiteraard gedacht aan liften, maar dit bleek te gecompliceerd en te kostbaar en besloten werd tot gebruik van trappen en steigermaterieel.

13. Organisatie van de bouw
Het onderwerp van dit artikel 'constructiemethoden en materieel' in aanmerking nemend, dient ook te worden gewezen op een behoorlijke, streng gehandhaafde en gemotiveerde organisatie als een zeer belangrijk hulpmiddel zonder welk kwaliteit, tijd en kosten niet onder controle kunnen worden gehouden. Dit wordt verder behandeld in het hierna volgende artikel.

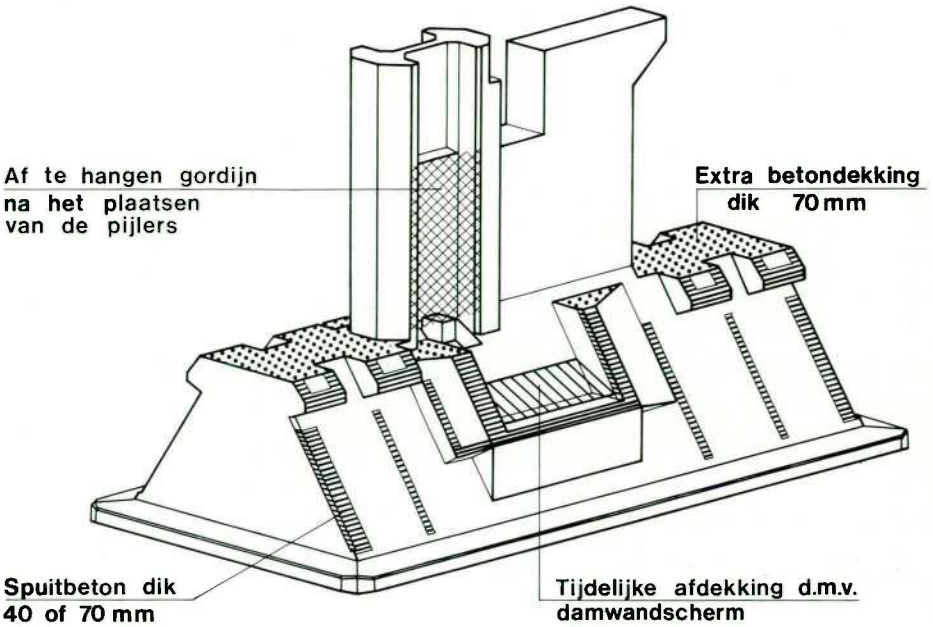
14. Kwaliteitscontrole
Omdat de kwaliteit boven alles belangrijk was, werd kwaliteitscontrole bij dit gecompliceerde en onder een zeer strak tijdschema uit te voeren werk als een apart onderdeel van de constructie beschouwd. In verband daarmee werd besloten tot instelling van een afdeling kwaliteitsbewaking waarin zowel opdrachtgever als aannemer zouden samenwerken met slechts één doel: kwaliteit!
Hoewel het duidelijk was dat er op zeker moment tegenstellingen in belangen zouden voorkomen tussen de uitvoerende afdeling en de kwaliteitsbewaking, beseften beide partijen toch voldoende elkaars verantwoordelijkheden en doelstellingen, om steeds voor beiden aanvaardbare oplossingen te vinden.



14
Bescherming tegen vallende stenen

15
Bescherming van de pijler met spuitbeton
foto: Johan Berrevoets, Zierikzee





15. Speciale voorzieningen
In en aan de pijler zijn enkele speciale voorzieningen aangebracht die de bouw hebben beïnvloed en tevens van een zeker belang zijn voor offshore-constructies. Deze voorzieningen zijn:
a. *Bescherming tegen vallende stenen*
Uitgebreide proeven leerden dat de pijlers gemakkelijk kunnen beschadigen bij het vanaf het wateroppervlak storten van de grotere stenen voor de onderwaterdrempel. Dit probleem werd opgelost door te besluiten dat de stenen van meer dan 3 ton niet zouden worden gestort, maar geplaatst. Om het storten van middelzware stenen mogelijk te maken, zijn de pijlers op de meest kwetsbare plaatsen beschermd door de betondekking te verhogen of een aanvullende laag spuitbeton aan te brengen *(fig. 14)*. Verder is een tijdelijke afdekking van damwandstaal aangebracht in de sponning waar later de betonnen onderdorpelbalken zullen worden geplaatst *(foto 15)*. In een later stadium zal een speciaal scherm worden gehangen in de sleuven voor de stalen schuiven, ter bescherming van de glijstrippen.

16
Grindzak om pijlervoet

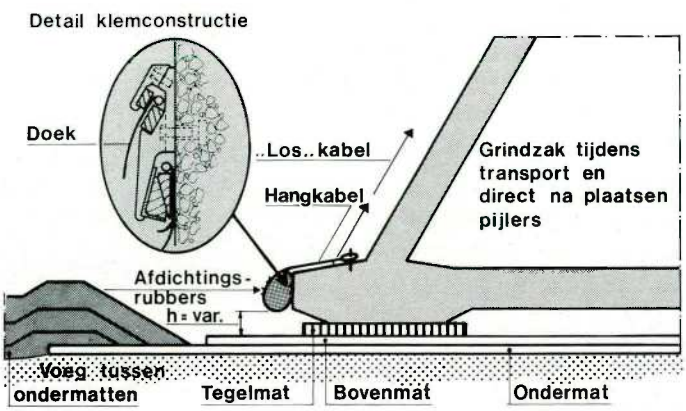
b. Afdichting na plaatsing van de pijlers
Zodra de pijler is geplaatst dient de holle ruimte tussen de onderkant van de pijlervoetplaat en de fundatie te worden afgesloten van de Oosterschelde, teneinde mosselaangroei en afzetting van fijne deeltjes of zand te voorkomen. In een later stadium moet deze ruimte volledig opgevuld worden met grout.
Een aantal alternatieven moest worden bestudeerd en er zijn proeven genomen voordat voor de uiteindelijke oplossing werd gekozen: een afsluitende zak (grindworst), soepel genoeg om openingen van variabele wijdte af te sluiten *(fig. 16)*. De worst kan gemakkelijk los worden gehaakt nadat de pijler is geplaatst en is verder voldoende stevig om krachten tijdens plaatsing, transport en grouten te doorstaan.

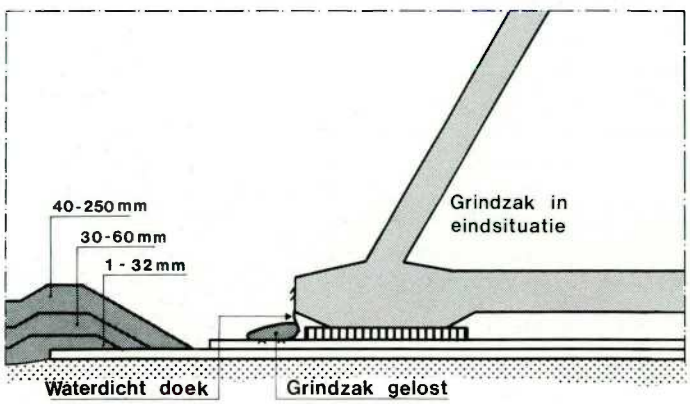
c. *Ondergrouten na plaatsing*
Om een volledige aansluiting met de fundatie te verkrijgen zal de ruimte tussen pijlervoet en fundatiemat met grout moeten worden opgevuld. Bij de bouw van de pijlers is het groutsysteem reeds aangebracht in de betonnen voetplaat en het onderste gedeelte van de buitenwanden van de caisson, zoals figuur 17 laat zien.

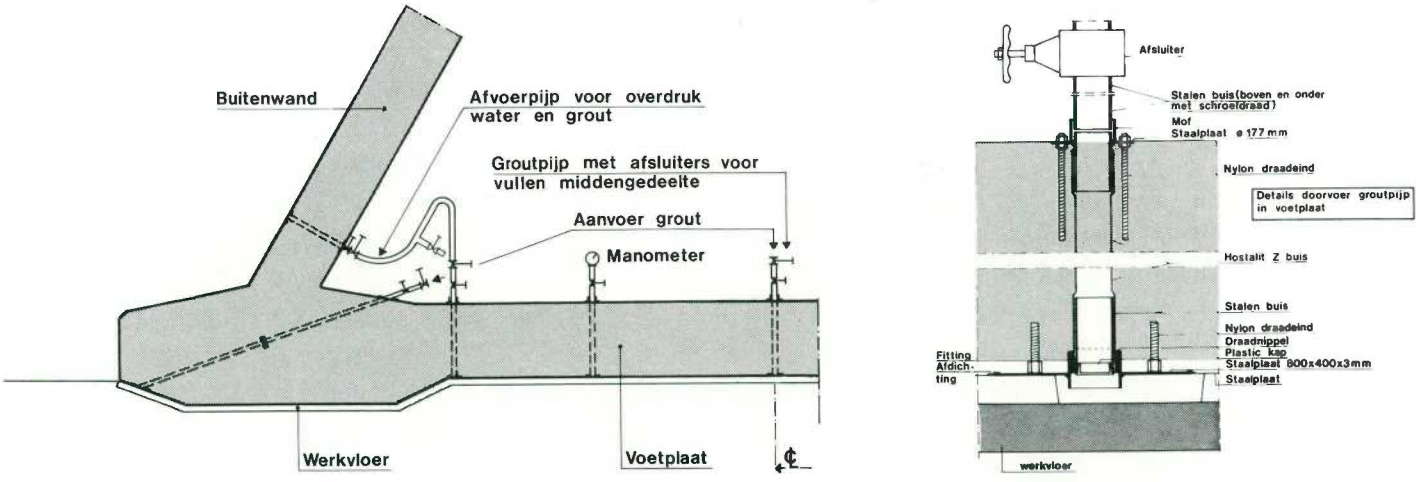
Een van de belangrijkste problemen hierbij was dat de aansluiting tussen groutpijpen en beton een aanzienlijke hydrostatische overdruk moet kunnen weerstaan omdat het grouten zal plaatsvinden vanuit de caissons onder atmosferische druk, terwijl 30 m onder water wordt gewerkt!

d. *Ballasten van de pijlers met zand*
De uiteindelijke stabiliteit van de pijlers zal worden verhoogd door de caissons te vullen met zand. Dit zal worden gedaan door het laten circuleren van een zand-/watermengsel, waarbij het zand in de caisson bezinkt terwijl het water wordt uitgepompt *(fig. 18)*. Proeven hebben aangetoond dat het voor een goede verdeling over de verschillende compartimenten nodig is de tussenwanden van een aantal kleinere openingen te voorzien. Met deze 'op afstand bedienbare' vulmethode zal de caisson, voor ongeveer 90% kunnen worden gevuld.

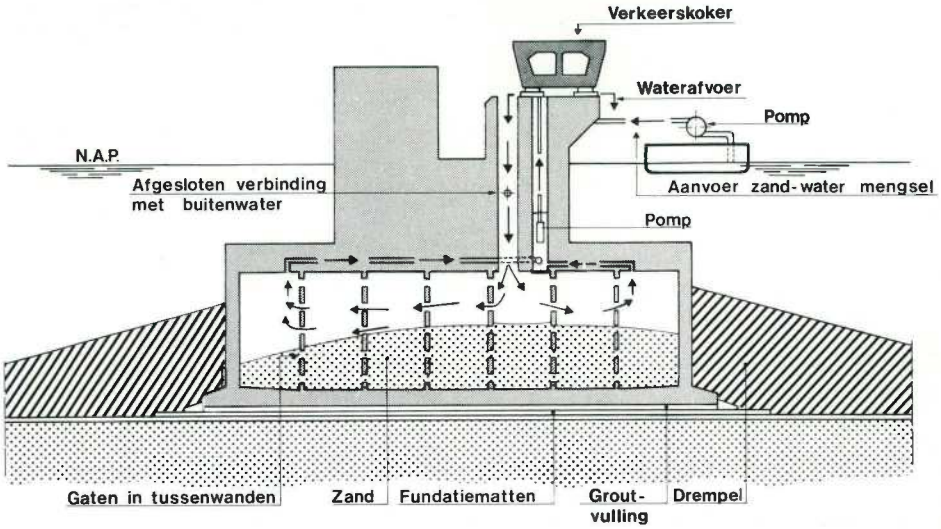
16. Slotopmerking
Het zal duidelijk zijn dat uiterste zorg is besteed om, binnen de korte tijd die voor de bouw beschikbaar was, pijlers van hoge kwaliteit op te leveren. Deze kwaliteit moet niet alleen de levensduur van de stormvloedkering verzekeren, maar evenzeer de







17
Details groutsysteem



18
Werkwijze aanbrengen zandballast

19
Overzicht pijlerbouw
foto: Aerocamera

20
Eerste bouwdok geïnundeerd
foto: Dosbouw

veiligheid van de arbeiders bij het ondergrouten op 20 à 30 m beneden de zeespiegel.

Hoewel er nog geen pijlers zijn geplaatst, werd hun waterdichtheid aangetoond bij het onder water zetten van de bouwput *(foto 20)*. Proeven met het hefschip Ostrea toonden aan dat het ophijsen van pijlers met hun grindworst en het transporteren ervan, geen moeilijkheden op zal leveren.
Het vertrouwen kan daarom uitgesproken worden dat de geprefabriceerde pijlers veilig op hun definitieve bestemming zullen komen en dat zij, door plaatsing in één snelle operatie, het riskante werken op de plaats van de stormvloedkering zèlf enorm verminderd zullen hebben.





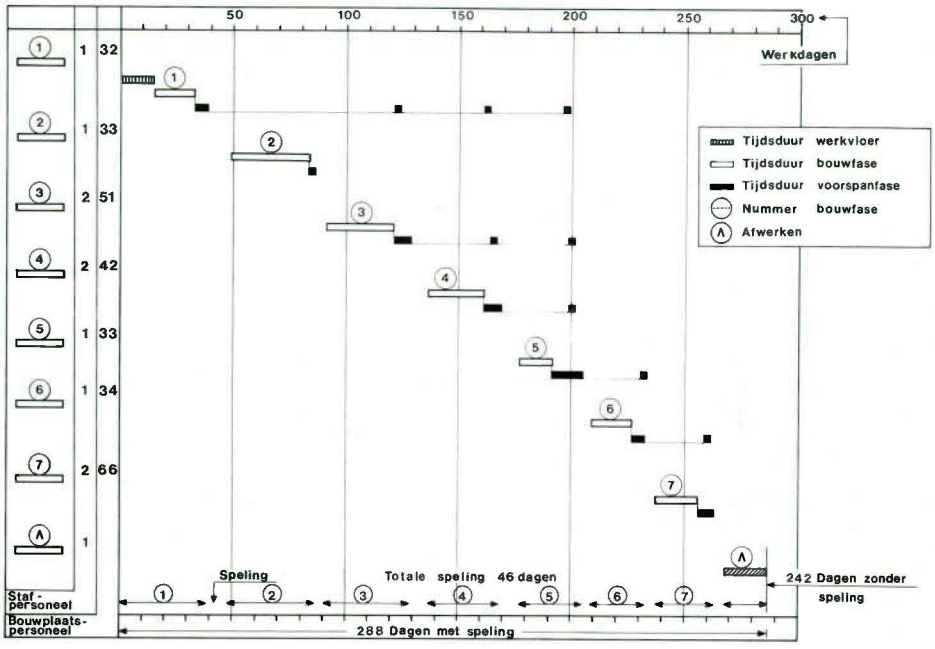
ir.J.F.Brants
Dosbouw

Arbeidsomstandigheden bij de bouw van de stormvloedkering

Inleiding
Arbeidsomstandigheden zijn nauw verweven met het soort van werk dat uitgevoerd moet worden. Kenmerken zijn onder meer:
- groot- of kleinschalig;
- een al of niet scherp tijdschema (normale 40-urige werkweek met enkele overuren, dubbele ploeg van 2 x 8 uur, een 24-urige werkdag);
- repetitie effect (groot, klein of geheel geen repetitie).

De bouw van de 66 voorgespannen betonnen pijlers behoort tot een grootschalig project met een groot repetitie-effect dat in een normale 40-urige werkweek gebouwd kan worden. De planning van de bouw van een pijler en het daarbij behorende overall tijdschema van de 66 pijlers bepalen de opbouw van de organisatie (staf en ploegen).

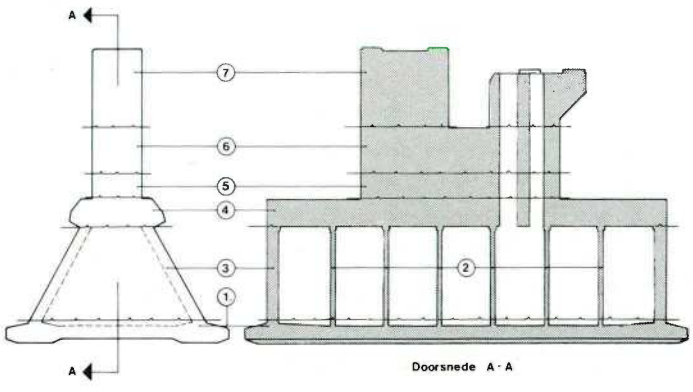
Tijdschema en arbeidsinzet
Bouwfasen
Elke pijler is verdeeld in 7 bouwfasen met een eindfase voor bijkomende werken *(fig. 1)*. De eerste studies van het tijdschema voor de bouw van de 66 pijlers in de drie droogdokken, gekoppeld aan het tijdschema van het uit te voeren natte werk voordat met het plaatsen van de pijlers begonnen kon worden, gaf aan dat voor elke pijler een maximale bouwtijd van 288 werkbare dagen beschikbaar was met een interval van 8 dagen per pijler. Dit betekent dat elke 8 dagen met de bouw van een nieuwe pijler begonnen moet worden.

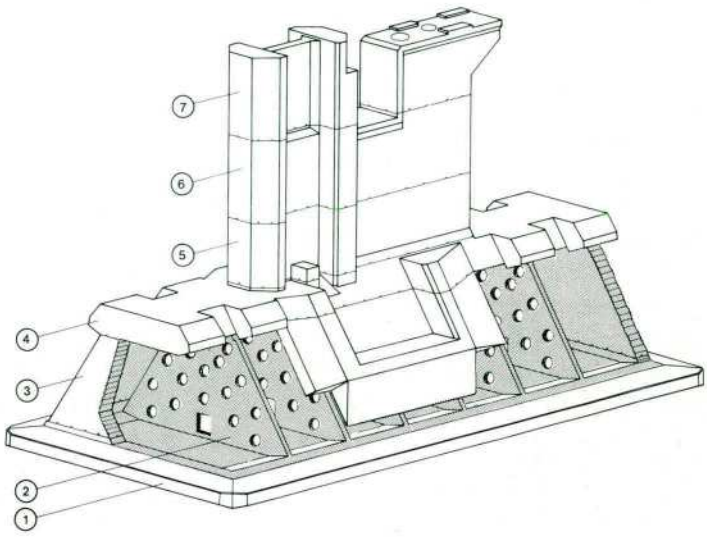


Figuur 2 geeft de opbouw aan van het tijdschema van een pijler waarin duidelijk een onderscheid wordt gemaakt tussen bouw- en voorspanfasen. Bij elke bouwfase is de grootte van de ploegen en de daarbij behorende staf aangegeven.

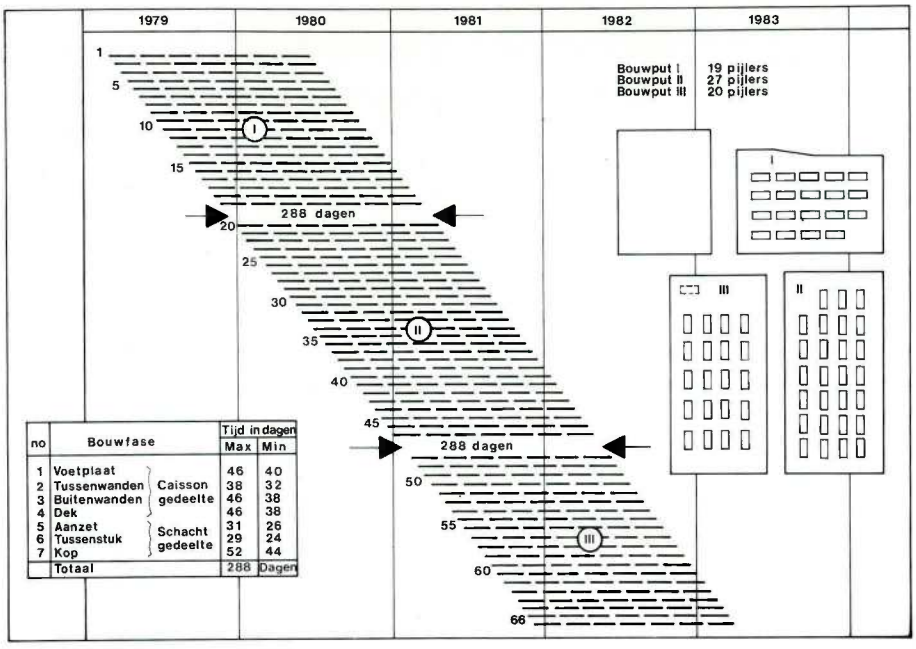
2
Tijdschema bouwfasen

1
Bouwfasen pijler





3
Tijdschema voor de bouw van 66 pijlers

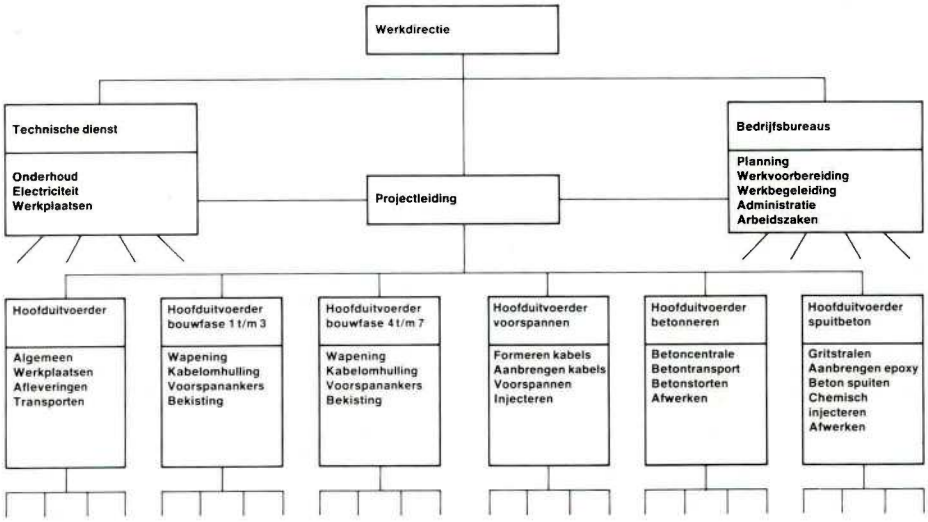


no	Bouwfase		Tijd in dagen Max	Min
1	Voetplaat	Caisson gedeelte	46	40
2	Tussenwanden		38	32
3	Buitenwanden		46	38
4	Dek		46	38
5	Aanzet	Schacht gedeelte	31	26
6	Tussenstuk		29	24
7	Kop		52	44
	Totaal		288	Dagen

Besloten werd vanwege het grote repetitie-effect het lopende band systeem in te voeren. Dat betekent dat een ploeg met de daarbij behorende staf steeds aan dezelfde bouwfase blijft werken en dus van pijler naar pijler gaat. Om onregelmatigheden in het lopende band systeem te vermijden, is een zekere tijdspeling tussen elke bouwfase noodzakelijk.
Deze onregelmatigheden kunnen worden veroorzaakt door:

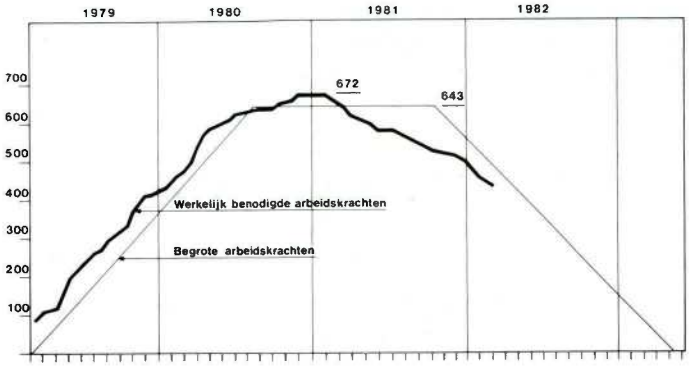
- storingen of vertragingen bij het verplaatsen van materieel;
- harde wind, wat alleen vertraging bij de torenkraan kan opleveren;
- onvoorziene reparaties van betonconstructies;
- het uitstellen van betonstorten en/of injectiewerkzaamheden in verband met te lage temperatuur;
- een langere wachttijd voor de zgn. krimpvoorspanning als gevolg van te lage temperatuur enz.

Figuur 3 geeft aan dat de eerder genoemde 288 werkbare dagen voor de bouw van één pijler, gedurende de gehele bouwtijd van de 66 pijlers is aangehouden en de winst in de bouwtijd door het repetitie-effect gebruikt is om de hierboven genoemde onregelmatigheden op te kunnen vangen. Na enige tijd werd een pijler in 242 werkbare dagen gebouwd. Vanzelfsprekend werden materieel, staf en ploegen hierop aangepast.
Figuur 4 geeft de organisatie-opbouw aan die bij dit soort lopende band werk de meest effectieve bleek te zijn. De begrote en de werkelijk benodigde werkkrachten zijn af te lezen in figuur 5. Bij het begin werden meer arbeidskrachten ingezet dan begroot, terwijl daarentegen het repetitie-effect langer doorwerkte dan verwacht. In een lopende band systeem moet worden vermeden dat elke nieuw op te starten activiteit (bouwfase) de lopende activiteiten (bouwfasen) niet ernstig beïnvloedt of verstoort.



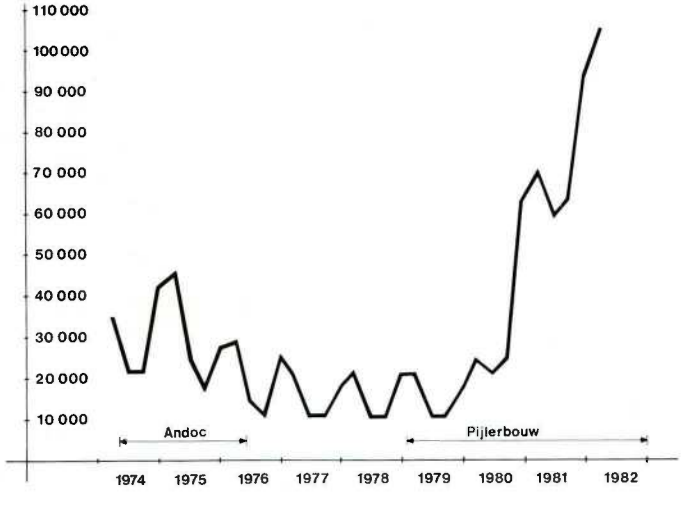
4
Organisatie uitvoering

5
Grafiek van begrote en werkelijk benodigde arbeidskrachten

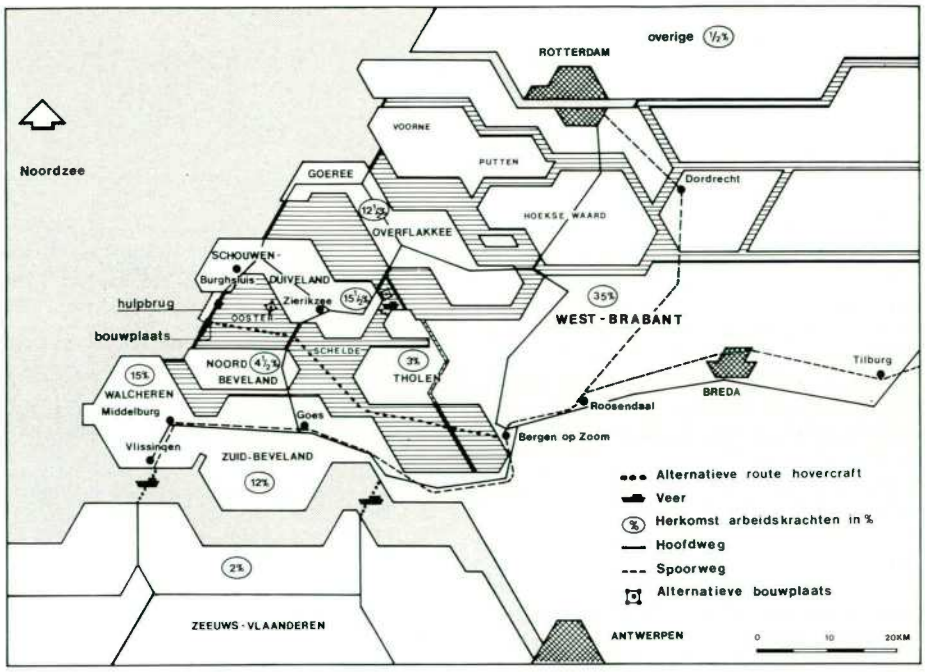


Werving van arbeidskrachten
Het aantrekken van arbeidskrachten begon in een tijd (eind 1978/begin 1979) dat het werkloosheidscijfer in de bouwnijverheid het laagst was sinds jaren *(fig. 6)*. Met de ervaringen van de laatste jaren, opgedaan

6
Werkloosheidscijfers in de bouwnijverheid tussen 1974 en 1981



7
Informatie over het deltagebied

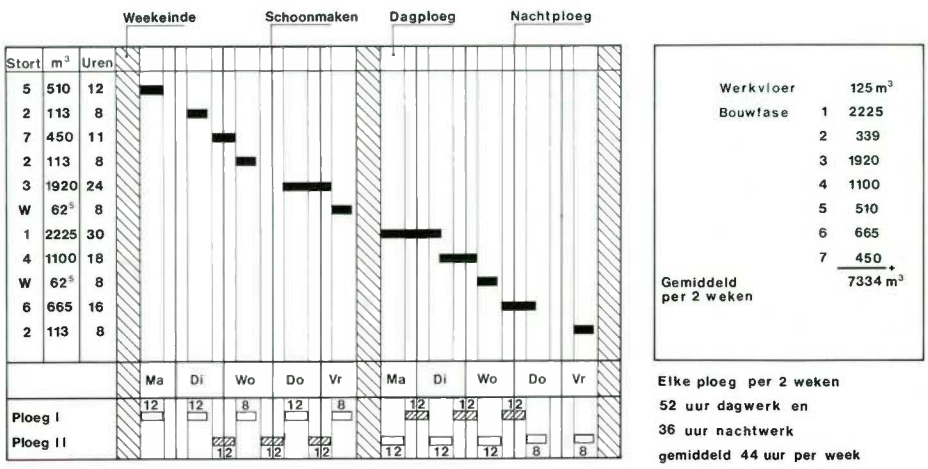


tijdens de bouw van andere offshore constructies die altijd min of meer in afgelegen gebieden werden gebouwd, werden studies gemaakt waarvandaan de werkkrachten verkregen konden worden.
Het bouwterrein voor de 66 pijlers is gelegen op een kunstmatig aangelegd eiland in de mond van de Oosterschelde en is dus slechts te bereiken per boot of over een aan te leggen 3 km lange hulpbrug. Studies voor andere bouwterreinen die in een buurt liggen waar meer arbeidskrachten verkregen zouden kunnen worden, mislukten aangezien het transport van de geprefabriceerde pijlers onoverkomelijke bezwaren met zich meebracht.

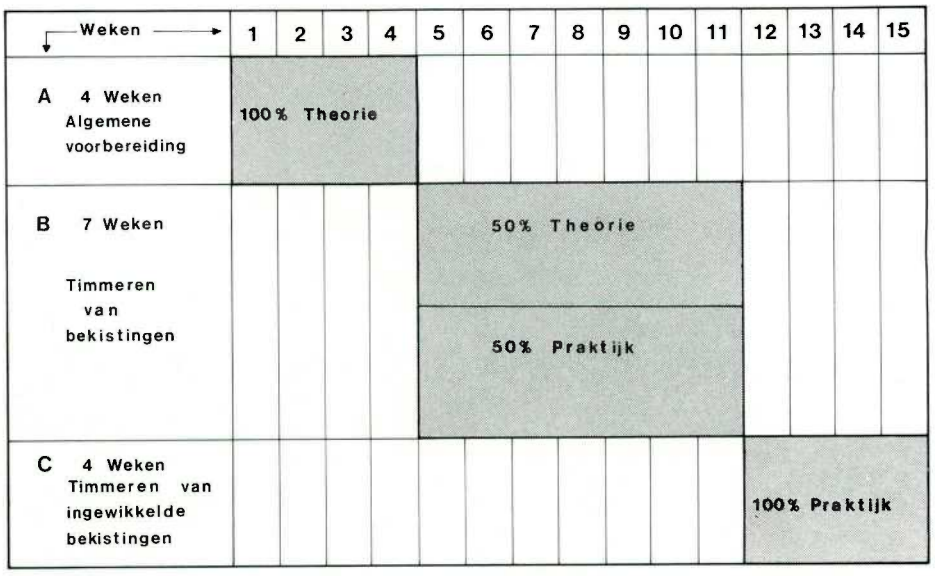
Om verstoringen van het arbeidspotentieel in de provincie Zeeland te voorkomen, werd in overleg met de regionale autoriteiten, aannemers en vakbonden besloten geen mensen aan te trekken uit de directe omgeving van het bouwterrein.
Studies werden gemaakt om arbeidskrachten uit zuid- of west Brabant te vervoeren met bussen, hoovercrafts of andere snelboten en zelfs werd nog de mogelijkheid nagegaan voor transport door de lucht *(fig. 7)*. Helaas ontbreken spoorwegverbindingen in de naaste omtrek.
In het algemeen zijn werknemers in de bouwnijverheid echter gewend dagelijks lange afstanden af te leggen en particuliere auto's van de werknemers worden (gedeeltelijk) gefinancierd door de werkgever in de vorm van reiskostenvergoeding. De reistijd wordt eveneens als reisuren door de werkgever vergoed. Daarom werd gezocht naar de mogelijkheid om werknemers groepsgewijs zich te laten verplaatsen met eigen auto's. Om de reistijd zo kort mogelijk te houden bleek de aanleg van de 3 km lange hulpbrug de meest economische oplossing te zijn. De langste reistijd bedroeg ± 2 x 1½ uur; wat nog acceptabel is volgens de bouw CAO die bepaalt dat de werknemers niet langer dan 11½ uur van huis mogen zijn.

Ploegendienst
Voor het storten van het beton van de bouwfasen I, II, III en IV, waarvoor gezien de hoeveelheid in een meer-ploegendienst moest worden gewerkt, blijft het probleem van te lang van huis te zijn (2 x 12 uur dienst). In het algemeen is de Hollandse werknemer in de bouw niet geneigd van huis te blijven en in werkkampen te overnachten. Voor de ploegendienst van de betonstortploeg werd in samenwerking met arbeidsinspectie en vakverenigingen een oplossing gevonden door de dagploeg in één week 2 x 8 en 3 x 12 uur te laten werken, terwijl de nachtploeg kon volstaan met 3 x 12 uur. Door het omwisselen van dag- en nachtploeg in een 2-wekelijkse cyclus kwam men niet boven een gemiddelde arbeidsweek van 40 uur.
Figuur 8 laat zien hoe het betonstorten van de 7 bouwfasen gedurende een 2-wekelijkse cyclus was georganiseerd. Daaruit blijkt duidelijk dat elke week een ononderbroken stort van 3 dagen plaatsvond. Deze oplossing voldeed uiteindelijk ook aan de actie om overuren te beperken gezien de steeds toenemende werkloosheidscijfers in de bouwnijverheid. De werknemers die onder de bagger CAO vallen en belast zijn met de uitvoering van zgn. natte werkzaamheden (te weten baggeractiviteiten, leggen filtermatten, plaatsen pijlers, plaatsen breuksteen voor de drempel enz.), zijn daarentegen gewend in ploegendiensten van 2 x 12 uur te werken. Het verblijf in werkkampen wordt door hen dan ook normaal geaccepteerd. Voor deze werknemers is in de nabijheid van het werk een kamp opgericht waar 250 mensen een onderdak kunnen vinden. Het complex bestaat uit:
a. een gebouw voor algemene doeleinden, zoals een gezamenlijke eetzaal met keuken en zalen voor ontspanning, waaronder TV, leestafels, biljart, tafeltennis enz.;
b. vijf aparte gebouwen met elk 50 eenpersoonskamers.
Het voordeel van deze afzonderlijke gebouwen is dat dag- en nachtploegen gescheiden kunnen worden, zodat de rust gegarandeerd wordt. Elke kamer heeft een eigen douche en toilet, terwijl een groep van 16 kamers nog de beschikking heeft over een eigen zitkamer.

8
Tweewekelijks stortschema



9
Opleidingsschema herscholingscursus



Opleiding

Naast de campagne voor de werving van werknemers in de bouwnijverheid uit de diverse gebieden rond het deltagebied, werd – gezien de reeds eerder genoemde lage werkloosheidscijfers ten tijde van de start van de betonwerkzaamheden – in samenwerking met het ministerie van Sociale Zaken een opleidingsschool voor het project gesticht.
Studies werden gemaakt hoe, waar, voor wie en voor hoeveel leerlingen de school moest worden opgezet.
Aanbevolen werd de school zo dicht mogelijk bij het project te installeren om de leerlingen aan de werkomstandigheden te wennen en een geregeld bezoek aan het werk te kunnen organiseren om de leerlingen in de praktijk te laten zien wat zij op de trainingsschool hadden geleerd. Het doel en de leerstof werden gebaseerd op reeds eerder opgerichte herscholingsinstituten in gebieden met aflopende industrieën (textiel en schoenenindustrie).

Elke cursus bestond uit *(fig. 9)*:
A. 4 weken hoofdzakelijk theorie:
lezen van tekeningen;
houtbewerking met machines;
materiaal en materieel theorie;
timmeren.

B. 7 weken half praktijk en half theorie:
timmeren van bekistingen;
werken met houtbewerkingsmachines;
onderhoud van machines;
betontheorie;
lezen van tekeningen.
C. 4 weken hoofdzakelijk praktijk:
timmeren van ingewikkelde bekistingen;
aanvullende theorie.

Na de eerste cursus bleek dat op een grootschalig project als de stormvloedkering, de leerlingen teleurgesteld waren dat zij niet in praktijk konden brengen wat zij op school hadden geleerd. Het was nu eenmaal zo, dat alle bekistingen min of meer door bekistingfabrieken in den lande waren gemaakt, zodat slechts weinig timmerwerk beschikbaar was. Genoemd kunnen worden reparaties aan bekistingen, diverse sparingen aanbrengen (de meeste sparingen werden echter door het grote repetitie-effect in staal of rubber uitgevoerd).

Aangezien ook de meeste onderdelen zoals supporten, wapening, voorspanankers, voorspankabelomhulling enz. geprefabriceerd op het werkterrein werden aangevoerd, werden de leerlingen in de latere cursussen hiermee meer vertrouwd gemaakt. In totaal volgden 87 leerlingen de cursussen, waarvan 75 met goed gevolg. Vijf leerlingen wilden reeds naar de bouwplaats voordat de cursus beëindigd was. Na twee jaar was nog 50% van de leerlingen op de bouwplaats aanwezig, terwijl van de andere 50% ongeveer 75% elders in de bouwnijverheid werkzaam was. Door de steeds toenemende werkloosheid werd de cursus in feite na 2 jaar overbodig.

Sociale wetgeving

A. wet op de ondernemingsraden (WOR);
B. arbeidsomstandighedenwet (Arbo wet).
Het doel van de WOR is het stellen van regels voor de belangenbehartiging van de werknemers (medezeggenschap) in het belang van het goed functioneren van een onderneming. Een OR is verplicht zodra een onderneming meer dan 100 werknemers in dienst heeft.

Het aantal leden van een OR is als volgt:
7 gekozen leden bij 100-200 werknemers;
9 gekozen leden bij 200-400 werknemers;
15 gekozen leden bij 1000-2000 werknemers.

Kandidaatstelling kan worden geregeld door:
a. vakorganisaties waarbij kiesgerechtigde werknemers in de betrokken onderneming zijn aangesloten;
b. een aantal kiesgerechtigde werknemers die geen lid zijn van een vakorganisatie of lid zijn van een vakorganisatie die geen kandidatenlijst heeft ingediend.

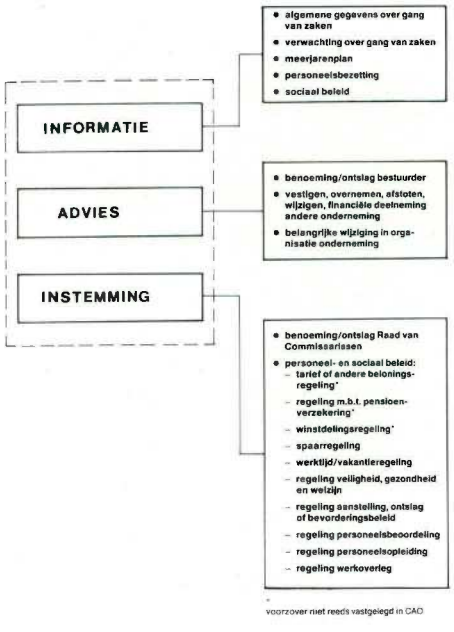
De OR heeft tenminste zes keer per jaar een *overleg*vergadering met de ondernemer.
Voor de eerste keer sinds de WOR in werking was getreden, werd de (tijdelijke) combinatie, die de uitvoering verzorgt van de stormvloedkering, verplicht tot het installeren van een OR. De belangrijkste rechten en plichten van een OR zijn aangegeven in figuur 10. De met * aangegeven onderwerpen zijn min of meer niet van toepassing op een OR van een tijdelijke combinatie.

Een overzicht van de hiërarchische communicatie in een onderneming of tijdelijke combinatie, de aanvullende communicatie en de communicatie van de OR met alle takken van de onderneming is aangegeven in figuur 11.

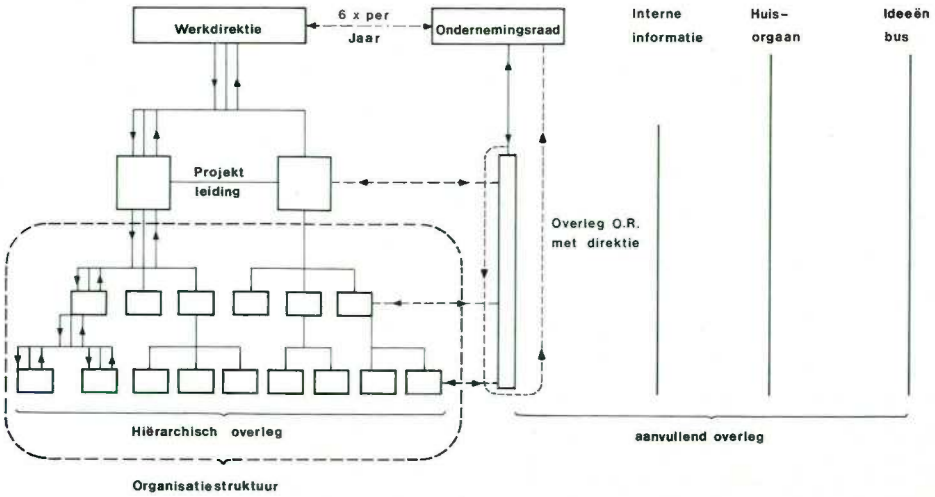
De nieuwe arbeidsomstandigheden wet (Arbo wet) die in 1980 werd afgekondigd, vervangt de oude veiligheidswet van 1934. De wet zal gefaseerd (8 à 10 jaar) in werking treden. Het doel van de wet is het bevorderen van menswaardige arbeid door vaststellen van bepalingen voor een beleid met betrekking tot:
a. veiligheid;
b. gezondheid;
c. welzijn.

Eisen worden gesteld aan:
- produktie en werkmethoden;
- schade aan de gezondheid zoveel mogelijk te beperken;

10
Rechten en verplichtingen ondernemingsraad



11
Communicatielijnen in een onderneming



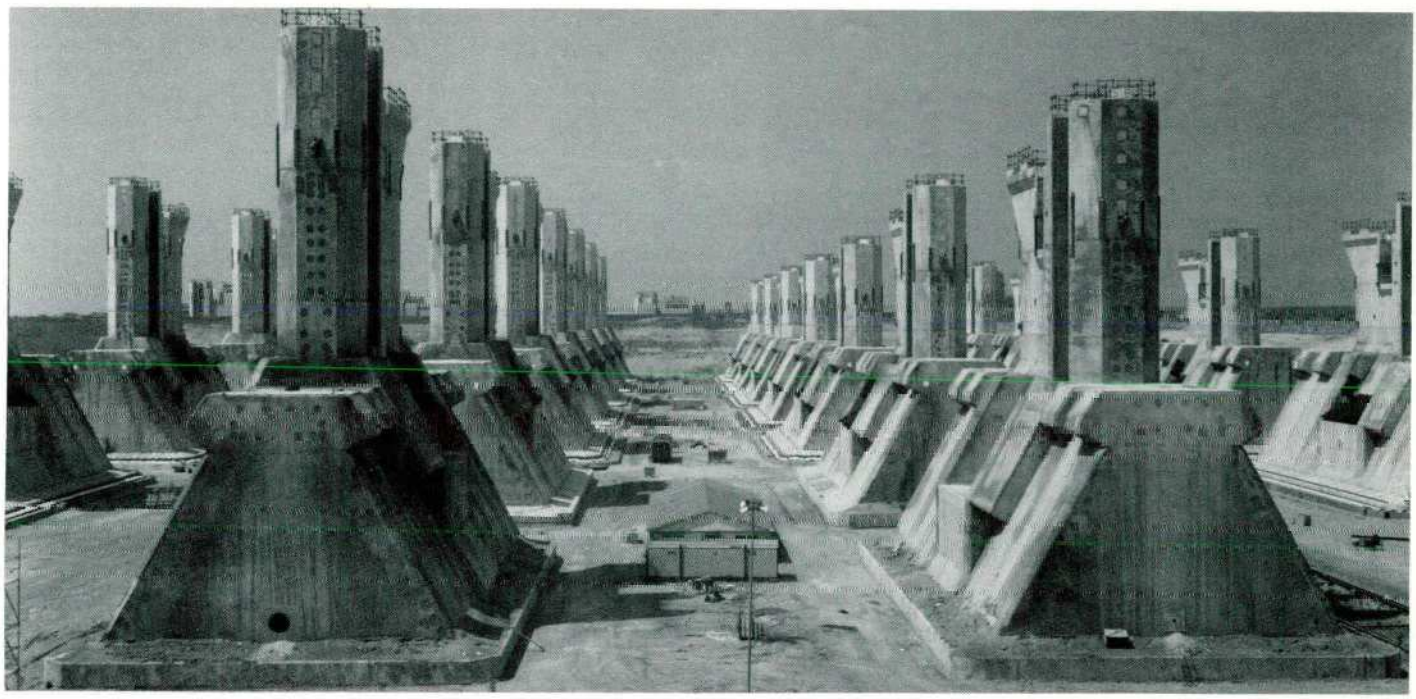
- minst gevaarlijke werktuigen, machines, stoffen enz.;
- gevaren zoveel mogelijk bij de bron voorkomen;
- inrichting arbeidsplaatsen en werkmethoden zoveel mogelijk aan de werknemer aanpassen;
- bij samenstelling en toewijzing taken aan werknemer rekening houden met persoonlijke eigenschappen – leeftijd, ervaring, lichamelijke en geestelijke gezondheid;
- arbeid mag geen nadelige invloed hebben op lichamelijke en geestelijke gezondheid;
- zoveel mogelijk vermijden van kortcyclische monotone werkzaamheden en werkzaamheden in volledig machine-gebonden tempo;
- arbeid moet bijdragen tot zelfontplooiing en vermeerdering van vakkennis.

Een en ander kan worden bereikt door:
- werknemer het eigen werk naar eigen inzicht en vakbekwaamheid te laten verrichten;
- contact onderhouden met collega's;
- informatie over doel, resultaat en eisen die aan zijn werk worden gesteld.

De OR of een door de OR ingestelde Arbo commissie heeft tot taak zich te beraden omtrent de zorg voor veiligheid, gezondheid en welzijn en pleegt daarom overleg met en adviseert aan de werkgever.
De OR heeft recht op:
- inlichtingen door: de werkgever, arbeidsinspectie en deskundige diensten;
- gelegenheid om met ambtenaren van de arbeidsinspectie te spreken;
- gelegenheid om ambtenaren van de arbeidsinspectie te vergezellen gedurende inspectiebezoeken.

Ondernemingen kunnen verplicht worden tot het aantrekken van deskundigheid op het gebied van veiligheid, gezondheid en welzijn. Een of meer werkgevers kunnen gezamenlijk aan deze verplichting voldoen door een erkende dienst in te stellen. Deze erkende diensten adviseren en assisteren de werkgevers, werknemers en OR.
De combinatie voor de uitvoering van de stormvloedkering (Dosbouw) heeft gemeend reeds nu in de geest van de Arbo wet te moeten werken, door het aanstellen van:
- een veiligheidsinspecteur;
- een veiligheidscommissie om de veiligheidsinspecteur te adviseren;
- een eerste hulp verpleger met kliniek en ambulance;
- wekelijks spreekuur van een bedrijfsarts voor werknemers die klachten hebben die zijn ontstaan door werkomstandigheden;
- eerste hulpcursussen voor werknemers (op iedere 25 werknemers een gediplomeerde EHBO-er).

Om fraude van de sociale verplichtingen te voorkomen van (onder)aannemers, moet iedere werknemer op het werkterrein zich kunnen legitimeren. In overleg met arbeidsinspectie en vakverenigingen verstrekt de hoofdaannemer legitimatiekaarten waarop alle gegevens vermeld staan van de betreffende (onder)aannemer.
Een 24 uurs wacht bij de ingang van de hulpbrug kan controle uitvoeren.



ir.Tj.Visser
Rijkswaterstaat, Deltadienst

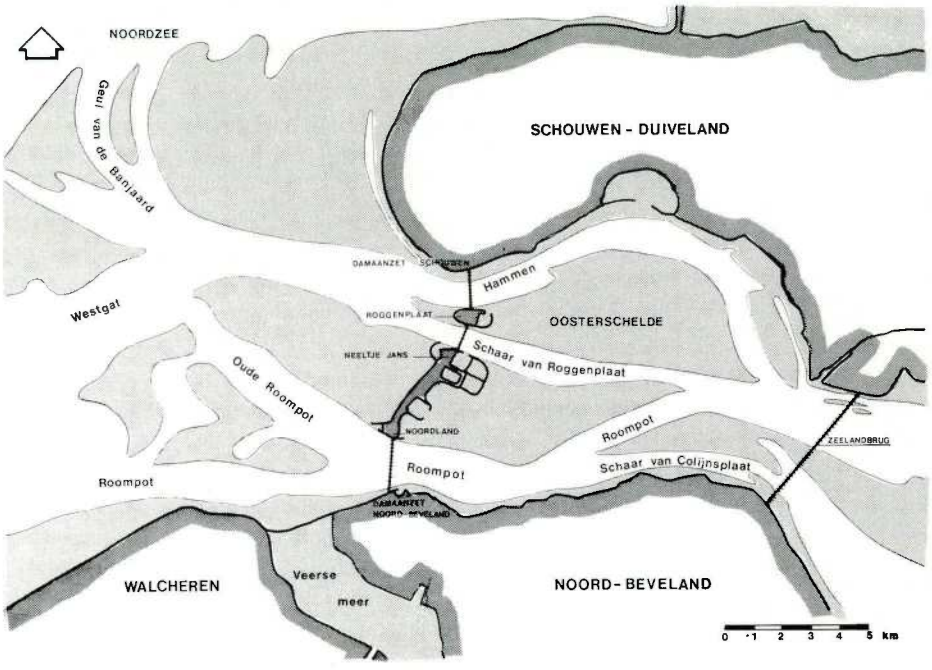
Assemblage van de onderdelen

Inleiding
De wens dat de bestaande geulen in de Oosterschelde niet gewijzigd mochten worden, leidde tot het plan om de stormvloedkering te prefabriceren. De onderdelen waaruit de stormvloedkering is samengesteld zijn zeer groot in omvang. De filtermatten hebben het oppervlak van een voetbalveld, de pijlers hebben de massa van een vrachtschip, de boven- en dorpelbalken hebben het formaat en de afmetingen van brugdelen. Deze onderdelen moeten onder water op tij in een onbeschutte omgeving geplaatst worden.
De onderdelen van de bovenbouw zoals de opzetstukken, de bovenbalken, de bruggen, de schuiven en de hydraulische cilinders zijn ook zwaar maar zij kunnen boven water geplaatst worden.

De vier onderwerpen van dit artikel zijn:
1. planning en assemblage;
2. besluitvorming in het ontwerp en de uitvoering;
3. hydro- en meteo-informatiesysteem;
4. een handleiding voor toekomstig gebruik.

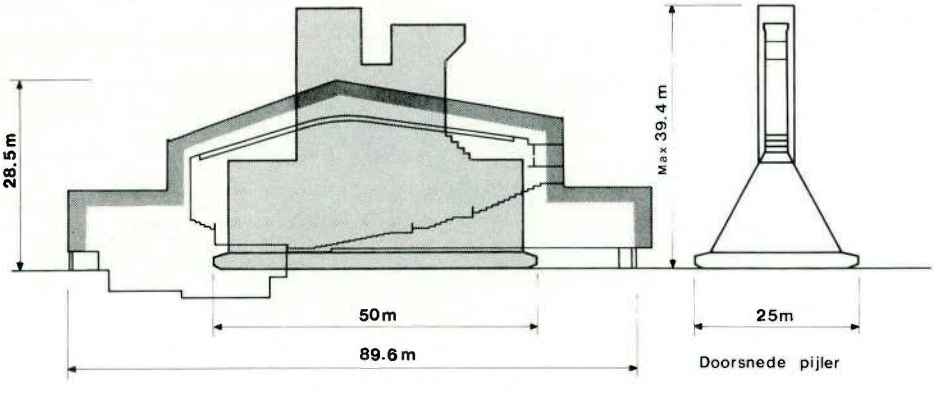
Planning van de assemblage
De onderdelen die samen uiteindelijk de kering vormen zijn in volgorde van plaatsing:
1. de filtermat en de tussenliggende naden;
2. de bovenmat;
3. de tegelmat;
4. de pijlers;
5. de breukstenen drempel;
6. de opzetstukken;
7. de schuiven;
8. de onderdorpelbalk;
9. de bovendorpelbalk;
10. de drempeltoplaag.

De werktuigen die gebouwd zijn om de geprefabriceerde onderdelen te plaatsen zijn groot in vergelijking tot de breedte van de drie sluitgaten waarin zij moeten werken. De volgorde van de uitvoering is van noord naar zuid, van de smalste naar de breedste geul, dus van de Hammen via de Schaar naar de Roompot. In een vrij vroeg stadium werd het duidelijk dat de beperkingen, opgelegd door de werkruimte die de schepen nodig hebben, de werkwijze van assembleren zou beheersen.
Het mattenlegponton Cardium bijvoorbeeld



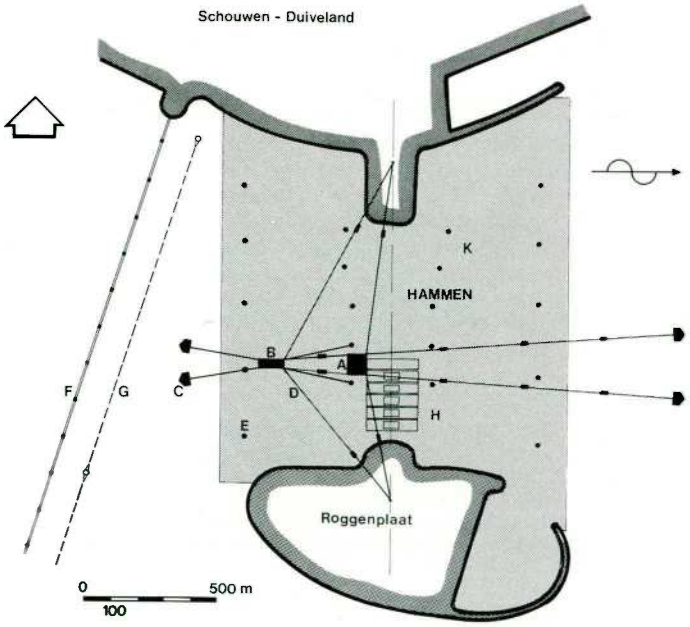
1
Monding Oosterschelde

met zijn ankerdraden, kan niet dichter bij het voorafgaande diepteverdichtingsvaartuig Mytilus komen dan 1050 m en het hefschip Ostrea kan de Cardium niet dichter volgen dan op 1050 m afstand. Deze beperkingen zijn het gevolg van de wens kruisende ankerdraden zoveel mogelijk te voorkomen *(fig. 3)*.
Een andere beslissende factor voor de planning van de samenbouw is de stroomsnelheid *(fig. 4)* en de daardoor optredende uit-



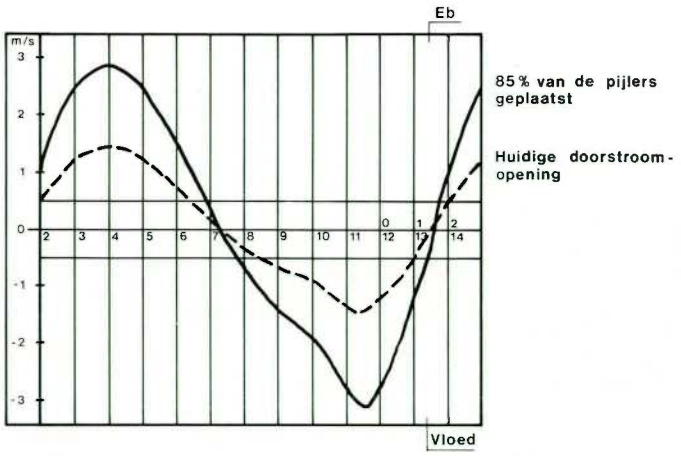
2
Verhouding pijler ten opzichte van concertgebouw de Doelen in Rotterdam

Verhouding pijler en congrescentrum „de DOELEN„



A = CARDIUM
B = JAN HEYMANS
C = ANKERS
D = ANKERKABELS MET BOEGBAKKEN
E = ANKERPALEN
F = HULPBRUG
G = FENDERKABEL
H = FUNDERINGSMATTEN
K = BODEMBESCHERMING

3
Ankerpatroon



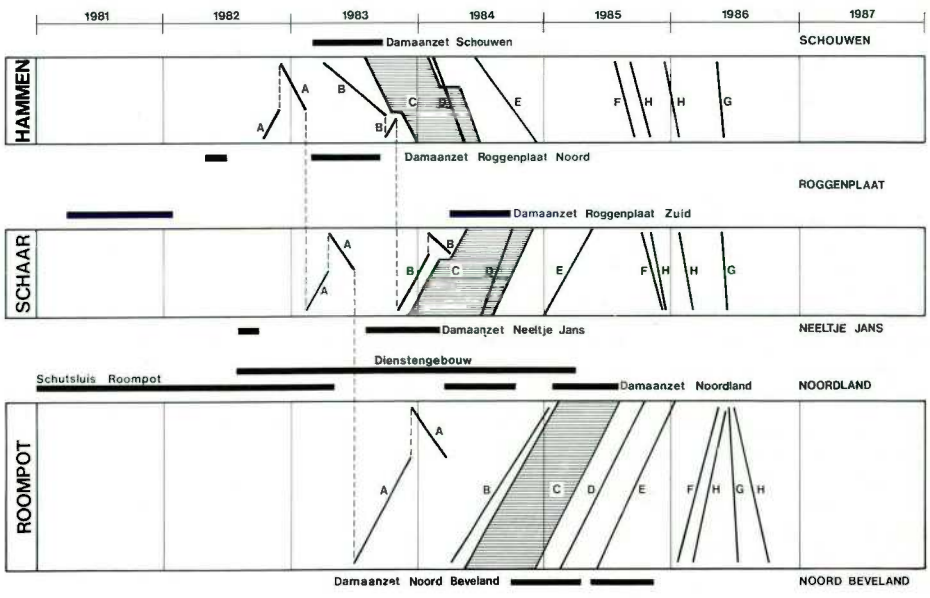
4
Stroomsnelheden in de Roompot

schuring in de nauwer wordende sluitgaten. Daardoor kunnen niet alle damaanzetten voorafgaand aan het plaatsen van de filtermatten worden gebouwd. Het werd duidelijk dat de beste manier om de planning van de samenbouw op papier te zetten zou zijn in de vorm van een tijdwegdiagram, net zoals spoorweg- en luchtvaartmaatschappijen dit plegen te doen. Talrijke varianten zijn uitgewerkt totdat uiteindelijk Plan 600 het definitieve schema werd *(fig. 5)*.
Dit ontwerp is gebaseerd op voortgangssnelheden van elke deelhandeling. De snelheden zijn ingeschat op basis van een analyse van alle handelingen in een cyclus onder weersomstandigheden die een statistisch verantwoorde hoeveelheid onwerkbaar weer inhouden. De consequenties van het afwijken van het schema zijn zeer complex en omdat zij zich zeker zullen voordoen, is er een poging gedaan om het tijdwegdiagram te automatiseren met behulp van een computer, teneinde snel tot een vaststelling van de gevolgen van wijzigingen in de operaties te komen.

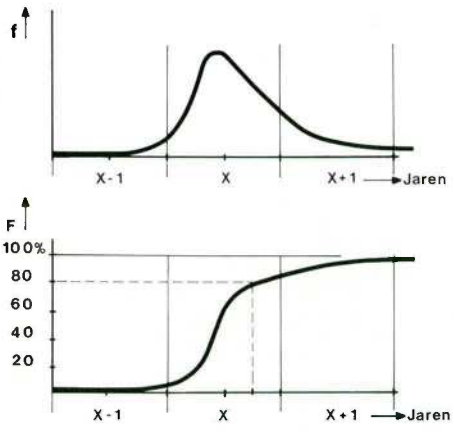
Het geautomatiseerde tijdwegdiagram stelt het projectmanagement in staat van tevoren verschillende voortgangssnelheden in het bouwplan te introduceren. Op deze manier kan het plan op gevoeligheid worden getest en de voorspelling van de einddatum van het project kan van een waarschijnlijkheid voorzien worden. Zo kan de probabilistische benadering die gebruikt is bij het ontwerp, nu ook aangewend worden voor het inschatten van de bouwtijd *(fig. 6)*.

Besluitvorming in ontwerp en uitvoering
De bouw van de stormvloedkering gebeurt volgens een raamcontract dat is opgemaakt met een consortium van waterbouwkundige aannemers. Dit contract stelt de spelregels vast volgens welke de prijzen tot stand komen voor ontwerpwerkzaamheden en voor de uitvoering.
Dit betekent dat dezelfde groep ingenieurs die betrokken is bij het ontwerp ook later in de uitvoering werkt. Dit was noodzakelijk omdat het ontwerp nog uitgewerkt moest worden terwijl de uitvoering al was begon-

5
Tijd-wegdiagram

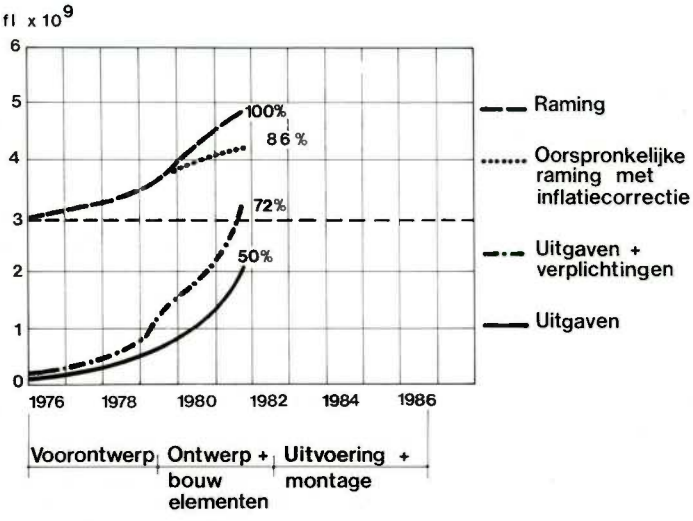


A = CARDIUM
B = OSTREA
C = DREMPEL
D = VERKEERSKOKER + HAMERSTUKKEN
E = SCHUIVEN
F = DORPELBALKEN
G = BOVENBALKEN
H = DREMPEL TOPLAAG

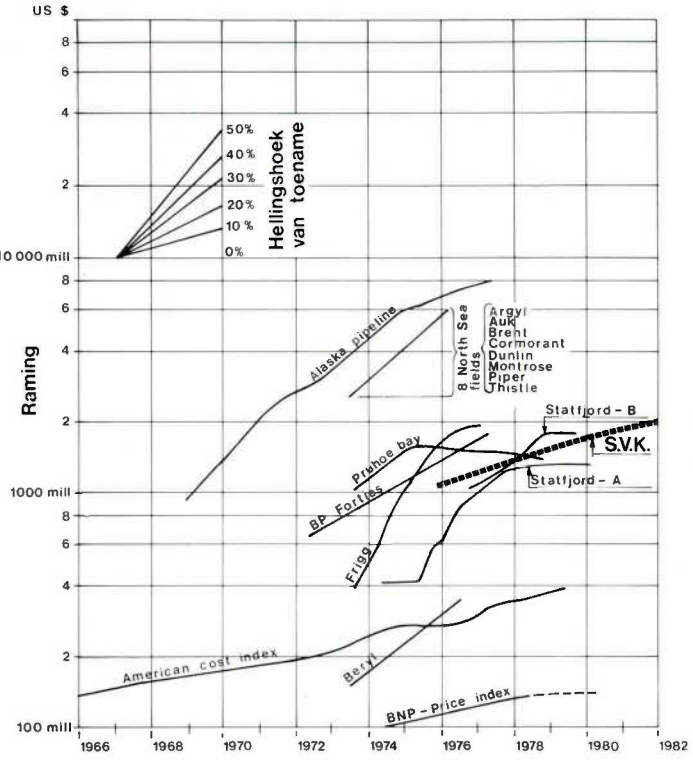


6
Kansverdeling bouwtijd

nen. Aanvankelijk gold dit voor de gesloten dam, maar later ook voor de stormvloedkering.
Een tweede contract is gesloten met een combinatie van constructiebedrijven voor de fabricage en de plaatsing van de stalen schuiven en de electro-mechanische uitrusting. Dit contract bestaat uit een aantal deelcontracten met een vastgestelde aannemingssom en met een indexatieclausule.
Het ontwerpproces van de waterbouwkundige werken vindt plaats in gemengde groepen, bestaande uit ingenieurs van de aannemer en opdrachtgever. Deze afdelingen rapporteren aan de ontwerpstaf die de hoofdlijnen uitzet en de ontwerpen beoordeelt op consistentie en op kosten-consequenties.
Besluiten worden op alle niveaus van de ontwerporganisatie met eenstemmigheid genomen. Deze manier van besluitvorming kost veel tijd maar het heeft het enorme voordeel dat het ontwerp door alle deelnemers wordt gedragen. Algehele acceptatie van het ontwerp draagt veel bij tot de motivatie van de ontwerpmanagers die na het ontwerp belast worden met de uitvoering van hun eigen ontwerpen. Gedurende de uitvoering echter worden de rollen van opdrachtgever en aannemer anders.
De aannemer heeft een vaste aannemingssom voor een gedeelte van het uit te voeren werk en het personeel, belast met de uitvoering, wil tot een profijtelijke voortgang van de bouw komen.
De ontwerpers worden opzichters en als zodanig mogen zij zich niet mengen in de be-

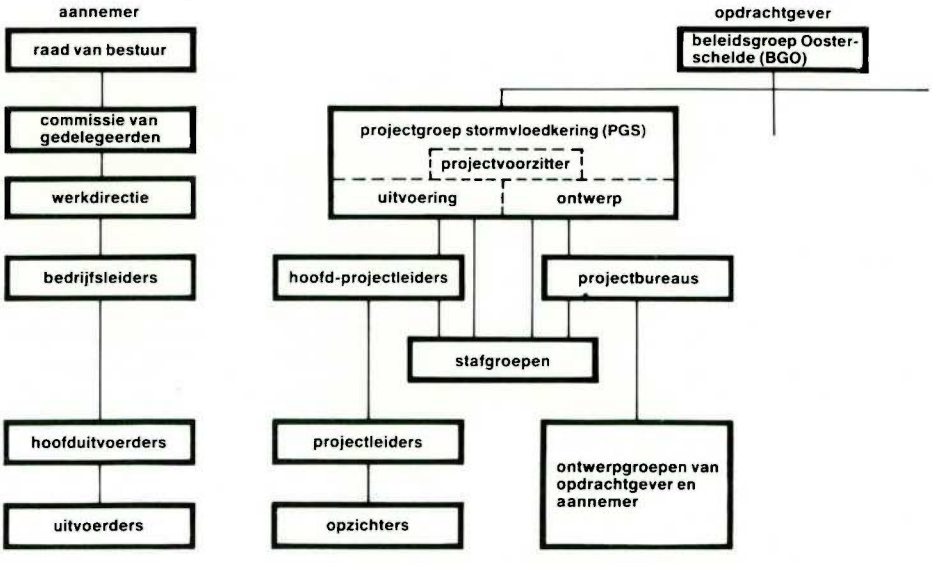


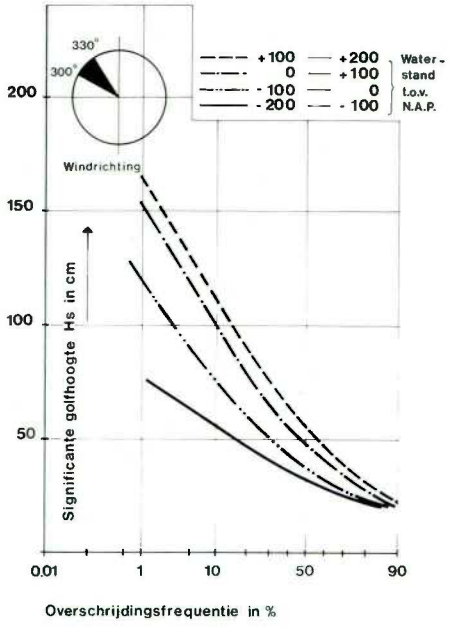
7
Raming en kosten



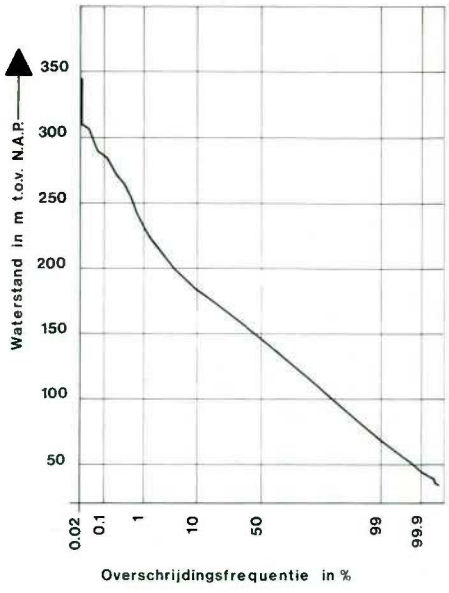
8
Raming en kosten van enkele grote projecten

9
Organisatieschema project stormvloedkering

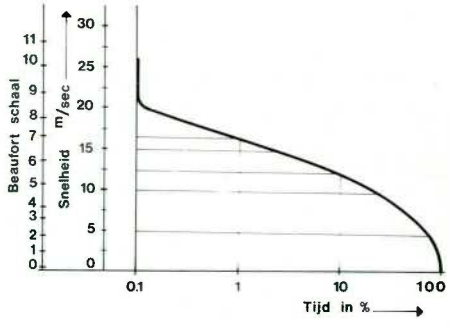




10a
Golffrequentie



10b
Getijfrequentie



10c
Windfrequentie

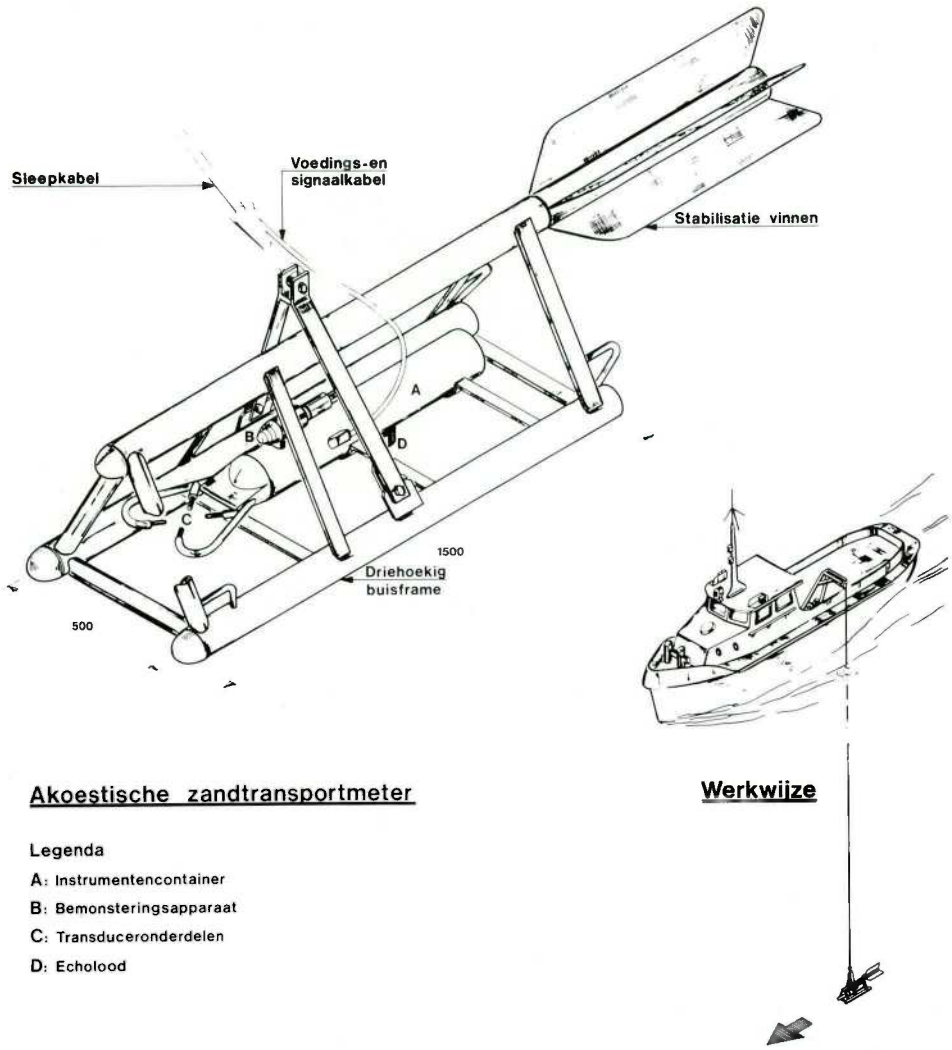
drijfsvoering van de aannemers. Zij moeten zodanig op elk besluitvormingsniveau geïnformeerd zijn, dat zij in staat zijn de aard van de besluiten van de aannemer te beoordelen op kwaliteit, tijd en kostenaspecten. Dit vergt een verandering van de organisatie van de opdrachtgever omdat de voortgang van de uitvoering zo snel verloopt, dat snelle beslissingen genomen moeten worden. Het gezag van één beslisser komt in plaats van groepsbeslissingen tijdens de ontwerpfase.
Bovengenoemd proces van veranderingen van de organisatie is een activiteit die continu plaatsvindt omdat verschillende onderdelen eerder overgaan van ontwerp naar uitvoering dan andere onderdelen. Gedurende de laatste jaren zijn de organisaties van opdrachtgever en aannemer allebei geleidelijk veranderd van een ontwerpgeoriënteerde naar een uitvoeringsgeoriënteerde organisatie.
Bij de opdrachtgever, Rijkswaterstaat, zijn de deelprojecten gegroepeerd in 5 bureaus. De manager van elk projectbureau is tevens belast met het toezicht op de prefabricage van de bijbehorende onderdelen. De 5 projectbureaus zijn van gelijkwaardige betekenis. De indeling is als volgt:
grondverbetering en damaanzetten;
filtermatten en drempel;
plaatsen van pijlers en bouw van bijzonder materieel;
plaatsen van bruggen, opzetstukken en dorpelbalken;
plaatsen van schuiven en mechanische constructies.

Elk projectbureau heeft 3 besluitvormingsniveaus. Besluiten kunnen autonoom door iedere projectbureau-manager genomen worden zolang het effect van zijn beslissingen geen invloed heeft op andere bureaus. Dit is niet vaak het geval, zodat uitwisseling van gegevens veelal plaatsvindt onder coördinatie van het projectmanagementteam. De besluiten worden genomen aan de hand van kwaliteitsnormen, opgenomen in deelbestekken en aan de hand van tolerantienormen, afgeleid uit een algemene tolerantie-leidraad.

De vijf projectbureaus bestaan elk uit ongeveer 30 medewerkers. Zij worden bijgestaan door een even groot aantal stafmedewerkers die de projectbureaus van informatie of ondersteuning voorzien.
Voorbeelden van deze ondersteuningsactiviteiten zijn:
- maatvoering en onderwaterinspectie;
- risico-analyse en toleranties;
- onderzoek en waterloopkunde;
- architectuur en landschappelijke inpassingen;
- administratie en secretariaat;
- kostprijs en nacalculatie.

Hydro- en meteo-informatiesysteem
De stormvloedkering is geprojecteerd op een zeer onvriendelijke kust. Kenmerkend is de veranderlijkheid van de zandbanken. Stormen wekken onregelmatige golven op en vervormen getijdekrommen tot gevaarlijke waarden. Soms reduceert mist de wereld tot een paar vierkante meter. Het tijdsbestek om de onderdelen te plaatsen rond de laagwaterkentering is minder dan twee uur.
Er zijn maar 10 'werkvensters' in een werkweek van 126 uur. Veel van deze periodes zijn onwerkbaar door slecht weer. De overblijvende 'vensters' zijn kostbaar en zullen nauwkeurig voorspeld moeten worden voor een optimaal gebruik. Daarom is er een uniek systeem ontworpen dat het 'Hydro Meteo Centrum' heet en dat niet alleen het weer voorspelt in de regio maar tevens in-

11
Akoestische zandtransportmeter



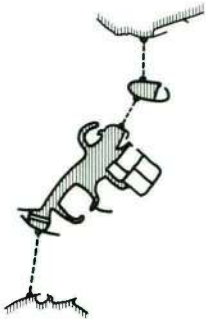
formatie verschaft over verwachte getijdebewegingen en stroomsnelheden. Pogingen zijn ondernomen om ook zandtransport veroorzaakt door de getijde- en golfbeweging te voorspellen.
De voorspellingen worden op regelmatige tijden beschikbaar gesteld aan de aannemer en opdrachtgever om te komen tot een accurate planning van de uitvoering in de sluitgaten. Indien van tevoren kenbaar gemaakt, bestaat de mogelijkheid om voor speciale gelegenheden een extra voorspelling te verkrijgen. De Hydro Meteo informatie is dag en nacht verkrijgbaar bij de berichtenkamer op het werk waaraan de meteorologen, hydrografen en hydrologen hun gegevens leveren.
Het personeel op de werktuigen en schepen krijgt de informatie door middel van bulletins, radiouitzendingen en telefoonverbindingen.

Een handleiding voor toekomstig gebruik
Bij het gereedkomen van de stormvloedkering komt deze onder beheer van de directie Zeeland van Rijkswaterstaat. Bij de overdracht wordt een complete set revisiedocumenten overgelegd. Deze ontwerpnota beschrijft het ontwerp zoals het is uitgevoerd. De informatie in deze nota moet zo begrijpelijk zijn dat de beheerder in staat is elk detail van de constructie terug te vinden.
Daarom is het noodzakelijk om tijdens het ontwerp en de uitvoering het archief up to date te houden. De tijdspanne van 10 jaar van het voorontwerp tot de totstandkoming van het project is te lang om dit na beëindiging van het werk te doen, al was het alleen al omdat tussentijds personeelswisselingen plaatsvinden. Tevens is het noodzakelijk om een handleiding te hebben voor toekomstig onderhoud gebaseerd op waarnemingen en ervaringen opgedaan tijdens de uitvoering. Om die reden is een aantal ingenieurs binnen de projectorganisatie bezig een onderhoudshandleiding op te stellen.

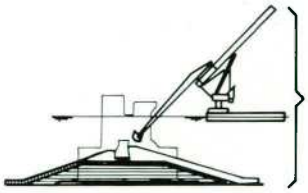
Een beslissing om de kering te sluiten heeft een enorm effect op het milieu in het Oosterscheldegebied. Het gevolg kan zijn dat verschillende belangen met elkaar in conflict komen.
Sluiting bij laagwaterkentering heeft bijvoorbeeld een negatief effect op het leefmilieu op de platen die langer dan één tij droogvallen. De verdediging van de dijken rond de Oosterschelde ondervindt een nadelig effect wanneer de sluiting plaatsvindt gedurende de hoogwaterkentering.
Er wordt gestudeerd op verschillende strategieën voor het openen en sluiten, afhankelijk van mogelijke calamiteiten zoals stormvloeden of verontreinigingen. Het resultaat van deze studie zal zijn dat de beheerder van de kering de beschikking krijgt over computerprogramma's voor verschillende soorten sluitingen die gebruikt kunnen worden vanuit het dienstengebouw.
Noodvoorzieningen om elke schuif ter plekke te kunnen bedienen worden ingebouwd in de brugliggers. De bedieningsstrategieën worden vooraf besproken met alle belanghebbende partijen in het gebied zoals de vissers, de ecologen en de polderbesturen die verantwoordelijk zijn voor de dijken.

Meerwaarde
De besproken onderwerpen vormen een deel van de dagelijkse besognes van de projectleiding. Het multifunctionele doel van de kering vergroot het ervaringsgebied van de bouwers tot meer dan de techniek. Het is onze overtuiging dat dit soort ervaring een waarde heeft die niet uitgedrukt kan worden in geld maar wel rendabel kan zijn wanneer deze wereldwijd worden ingezet.
Een andere, meer directe bron van inkomsten is de verkoop van de speciale vaartuigen en fabrieken die gefinancierd zijn door de opdrachtgever. Reeds nu is er een wereldwijde campagne gestart, nog voordat de schepen aan het werk zijn, om met de bijzondere capaciteiten en mogelijkheden van het materieel te adverteren.
De ervaring om ongebruikelijke zaken met ongebruikelijk materieel aan te pakken is in de bij de bouw betrokken bedrijven beschikbaar om ook andersoortige problemen in andere werelddelen te helpen oplossen.

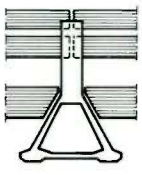
12
Ontwerpnota



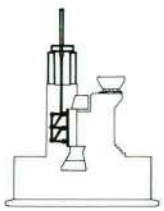
Deel 1
Algemeen
- Inleiding
- Geschiedenis van het ontwerp
- Relatie met andere projecten
- Beschrijving van het ontwerp
- Randvoorwaarden
- Geologie
- Morfologie
- Natuurrandvoorwaarden
- Ecologie
- Landschap
- Ontwerpcriteria
- Risico-analyse
- Toekomstig gebruik en onderhoud



Deel 2
Natte werken
- Hulpwerken
- Grondverbetering en verdichting
- Funderingsmatten
- Drempel
- Bodembescherming
- Meten en peilen



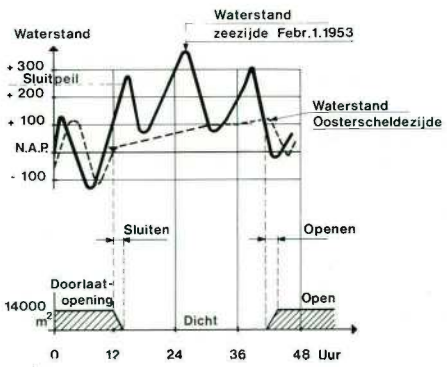
Deel 3
Betonwerken
- Schutsluis
- Pijlers
- Dorpelbalken
- Brug
- Landhoofden
- Dienstgebouw

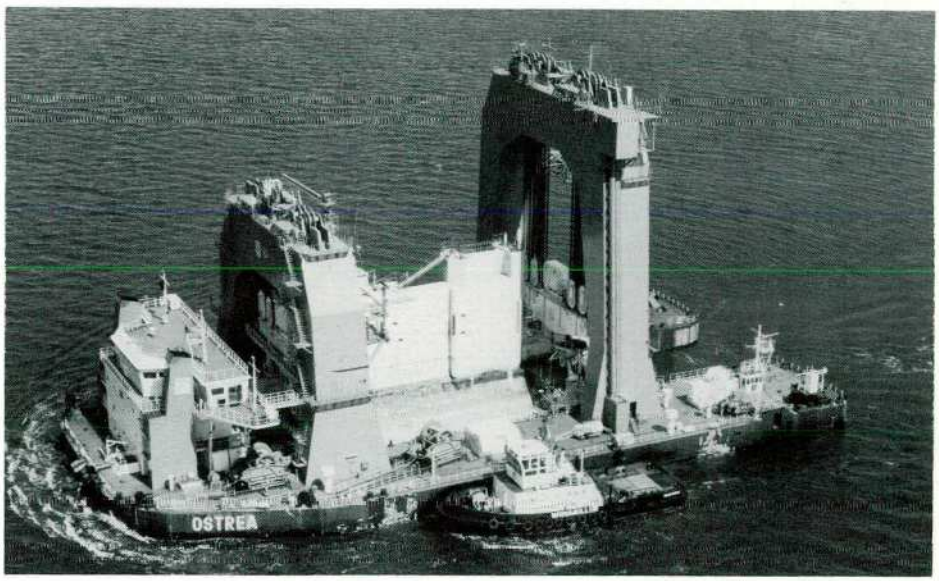


Deel 4
Afsluitmiddelen
- Sluisdeuren
- Schuiven
- Bewegingswerken
- Elektrische installaties
- Onderhoud en beheer

- I Konditiebewaking
- II Vrijheid van beheer
- III Informatieverschaffing aan belanghebbenden

13
Voorbeeld van een sluitingsstrategie





Ostrea op proefvaart met een pijler
foto: Aerocamera

ir.R. de Leeuw
Dosbouw

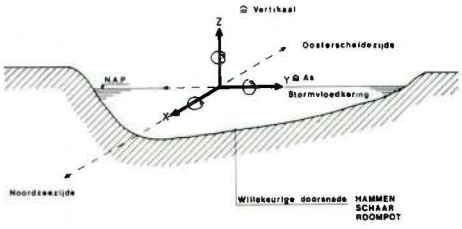
Transport en plaatsing van de 18 000 tons pijlers

1. Inleiding

Het bouwen van de stormvloedkering in de Oosterschelde betekent dat veel problemen die samenhangen met de omgevingsconditie, opgelost moeten worden. Al heersen in deze zeearm geen offshore condities, de golfomstandigheden zijn er niet minder zwaar om. Tijdens de operaties kunnen golfhoogten optreden tot een significante hoogte van 1 meter, maar onder bijzondere omstandigheden kunnen voor materieel en de in uitvoering zijnde constructie golfhoogten voorkomen tot 2,5 meter. Een tweede belangrijke omgevingsconditie is de getijdestroom. In de huidige situatie bedraagt de maximale stroomsnelheid die zich één maal per jaar voordoet, ca. 2,5 m/sec. Bij het vorderen van de bouw zal deze snelheid door verkleining van het doorstroomprofiel, toenemen tot maximaal ca. 6 m/sec.
De optredende zandtransporten vormen de derde belangrijke natuurrandvoorwaarde. Deze transporten worden veroorzaakt door de al genoemde getijdestroom die het zand van de bodem meevoert bij het toenemen van de stroomsnelheid en het afzet bij het afnemen ervan. De totale hoeveelheid zand die de as van de kering passeert, ligt tussen de $25 \cdot 10^6$ en $50 \cdot 10^6$ m^3 per jaar.
Rekening houdend met deze natuurrandvoorwaarden is gekozen voor een ontwerp en een daarbij behorende uitvoeringsmethode die zoveel mogelijk uitgaat van geprefabriceerde elementen. Door deze opzet worden de riskante werkzaamheden in de drie sluitgaten geconcentreerd in een aantal plaatsingsoperaties van beperkte duur, waarvoor gunstige omgevingscondities kunnen worden gekozen.
De grootste elementen zijn de 66 geprefabriceerde betonnen pijlers die geplaatst worden op een tevoren aangebrachte (overigens ook geprefabriceerde) fundering. De pijlers *(fig. 2)* vormen zelf weer de fundering voor de andere betonelementen zoals de verkeersbrug, de dorpelbalk en de bovenbalk, alsmede voor de stalen schuiven.

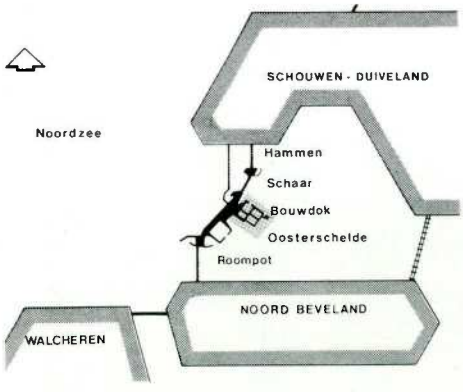
2. Historie

Naast allerlei algemene kwaliteitsaspecten

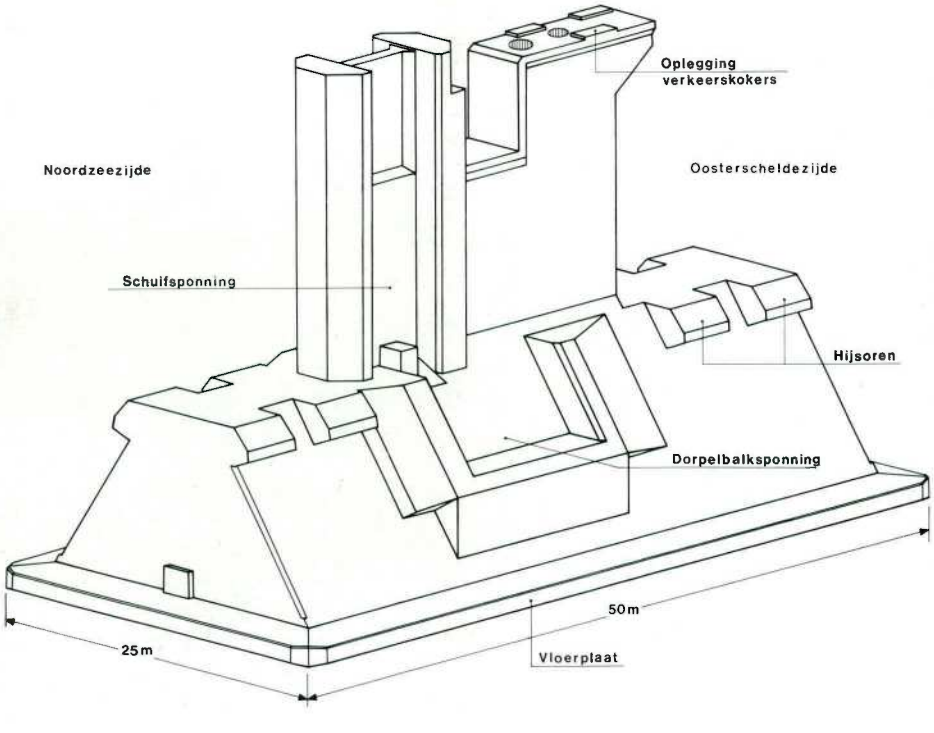


3
Assenstelsel in sluitgaten

is een belangrijk probleem bij het samenstellen van een geprefabriceerde constructie, het passingsprobleem. Bij de stormvloedkering spreekt dit aspect in sterke mate mee.
Voor de goede passing van de verkeerskokers, de dorpelbalken en de bovenbalken maar vooral van de beweegbare stalen schuiven zijn zowel de toleranties van de translaties in x, y en z als de rotaties φ_x, φ_y, en φ_z van de pijlerposities van uiterst belang. Oorspronkelijk was vanwege dit tole-

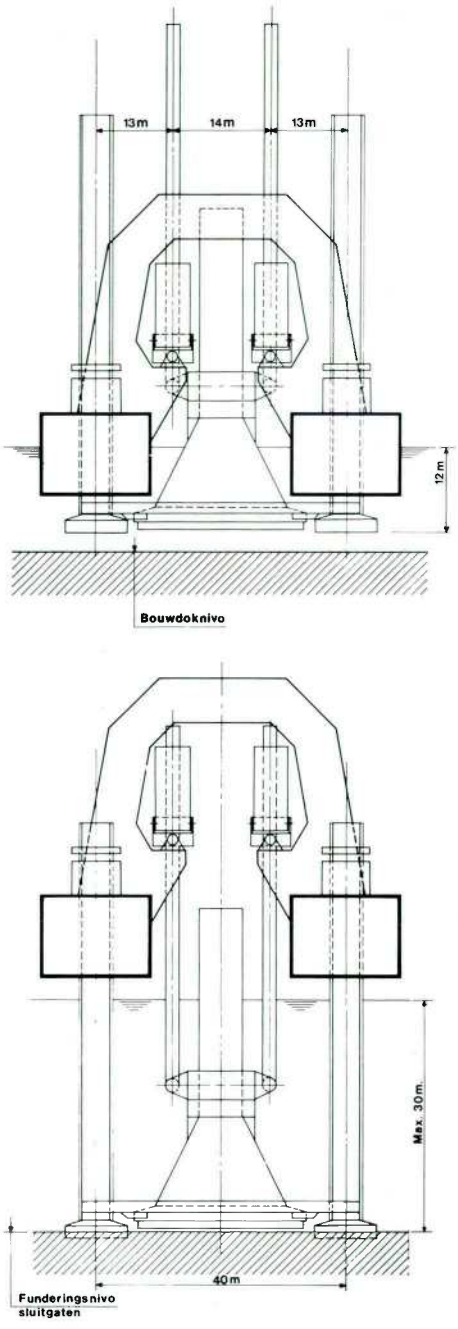


1
Oosterschelde met de sluitgaten Hammen, Schaar en Roompot



2
Pijler

4
Hefschip met poten



rantieprobleem gekozen voor een hefschip met poten *(fig. 4)* waarmee de pijler met grote nauwkeurigheid tot vlak boven het van tevoren met toleranties van + of – 25 cm gevlakte funderingsbed zou worden gesteld. In deze stand, vlak boven het funderingsbed, zou de ruimte tussen fundering en pijler ondergrout worden. Bij deze oplossing werden alle zes vrijheidsgraden van de pijler binnen nauwkeurige grenzen gehouden.
Om een aantal redenen moest deze oplossing, die wat betreft het in de hand hebben van de tolerantieproblematiek ideaal was, worden verlaten. De belangrijkste problemen waren:
– de kwetsbaarheid van de ondergroutoperatie;
– de duur van de cyclus in het sluitgat, zeker rekening houdend met storingen en daardoor de kans op extreme en niet te weerstane overlevingscondities voor het materieel.

Gekozen is toen voor een oplossing die voorziet in een met grote nauwkeurigheid aangebracht funderingsbed waarop de pijler direct kan worden neergezet. Bij een dergelijke oplossing worden de vrijheidsgraden in z en φ_x en φ_y opgelegd door het funderingsbed.
De pijlerplaatsingsoperatie krijgt nu nog slechts eisen opgelegd ten aanzien van de tolerantie in x- en y-richting en φ_z. De oplossing van dit probleem werd ook hierna gezocht in een hefschip met poten, dat op het funderingsbed zou worden geplaatst en dat de mogelijkheid zou bieden om met behulp van een stelframe tussen deze poten, de pijler met grote nauwkeurigheid in zowel x-, y- als φ_z– richting te plaatsen.

Ook bij deze oplossing deden zich echter grote ontwerpproblemen voor die hoofdzakelijk te maken hadden met:
– beschadiging van het funderingsbed door de poten;
– belastingen op de poten tijdens overlevingscondities.

Inmiddels waren echter, zowel in het model als achter het bureau, verschillende mogelijkheden bestudeerd en verder geëvalueerd. Op basis van dit modelonderzoek en de verrichte studie is uiteindelijk gekozen voor een oplossing met een hefschip zonder poten, verankerd in een acht draden meersysteem, waarmee de pijlers geplaatst zullen worden binnen toleranties van 30 cm in x- en y-richting en een maximale rotatie in φ_z-richting van 7 mm/m'.

Te zamen met de toleranties van het funderingsbed in z-richting van + of – 15 cm en in φ_x-richting van 8 mm/m' en in φ_y-richting van 4,5 mm/m' wordt met deze plaatsingstoleranties een goede oplossing bereikt voor het passingsprobleem van de overige elementen.
Deze toleranties gaan echter uit van deformaties in de eindfase die alleen worden veroorzaakt door deformatie van de ondergrond. Dit betekent dat voorkomen moet worden dat zich in het funderingsbed en tussen het funderingsbed en de geplaatste pijler zand afzet dat in de eindfase kan verdwijnen en dus aanleiding kan zijn tot extra deformatie.
Een en ander houdt in dat het funderingsbed vlak voor het plaatsen van de pijler, in dezelfde kenteringsperiode, moet worden opgeschoond. Samen met de eis dat de verankering van het hefschip snel tot stand moet worden gebracht, leidde dit tot de introductie van een afmeer- en opschoonponton die voorzien is van een circa 28,50 m brede dustpanzuigmond.

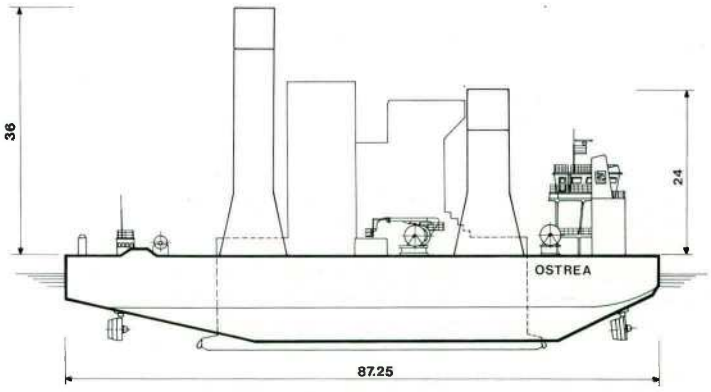
Uiteindelijk is dus gekozen voor een oplossing met een hefschip (de Ostrea) dat de pijler ophaalt in het bouwdok en transporteert naar het sluitgat. Daar aangekomen wordt afgemeerd aan een afmeer- en opschoonponton (de Macoma). De in een acht draden meersysteem verankerde combinatie wordt vlak voor de kentering over het funderingsbed verhaald terwijl de Macoma het funderingsbed opschoont, en op de kentering wordt de pijler binnen de vereiste toleranties geplaatst.

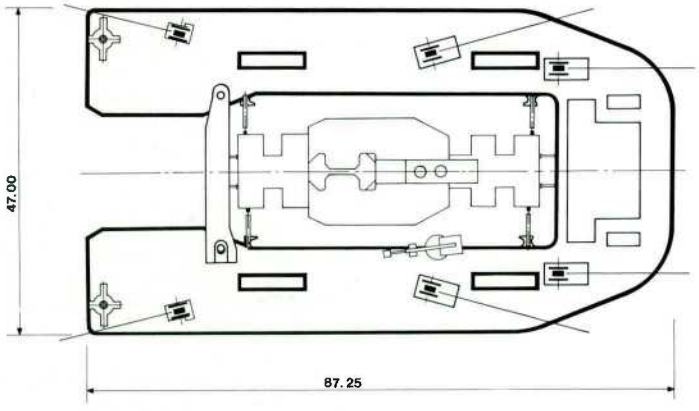
3. Beknopte beschrijving van het materieel

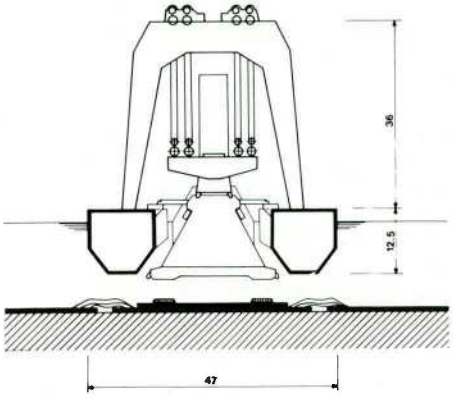
3.1. *Ostrea(fig. 5)*
Afmetingen en vermogen
De Ostrea is een U-vormig schip dat dankzij deze U-vorm om de pijlers kan varen. De belangrijkste afmetingen zijn:
lengte 87,25 m
breedte 47,00 m
holte 12,50 m
beunbreedte 22/16 m
beunlengte 69,75 m
diepgang circa 10 m
hoogte boven water (geladen) 47,00 m
totaal geïnstalleerd vermogen 6845 kW (9300 pk)
Na koppeling van de pijler met de Ostrea wordt het beun om sterkte-technische redenen afgesloten met een sluitbalk met afmetingen 3,50 x 1,80 m.

Hijsvoorzieningen
Om de pijler te kunnen hijsen is voorzien in een tweetal portalen met een hoogte van resp. 36 m en 24 m boven dekniveau, met daarin hijsvoorzieningen in de vorm van takelsystemen met 28 maal ingeschoren draden ∅ 8 mm. Elk portaal herbergt vier takels waaraan een zware hijsbalk is bevestigd. Elke takel bestaat uit twee blokken, waardoor een 28 maal ingeschoren draad ∅ 64 mm loopt.
Aan elke hijsbalk bevinden zich twee klauwconstructies die de pijler bij de erop aangebrachte nokken kan optillen. De 315 kW lieren staan benedendeks opgesteld en zijn van het type continulieren, dat wil zeggen apart een treklier en een opspoellier.

Pijlerbuffers
Tijdens het transport wordt de positie van de pijler ten opzichte van het schip verzekerd door tien buffers, vier in langsrichting, vier in dwarsrichting op dekniveau en twee in dwarsrichting in het lege portaal. De buffers bestaan uit zware hydraulische cilinders met een nominale werkdruk van 220 bar.







5
Hefschip Ostrea

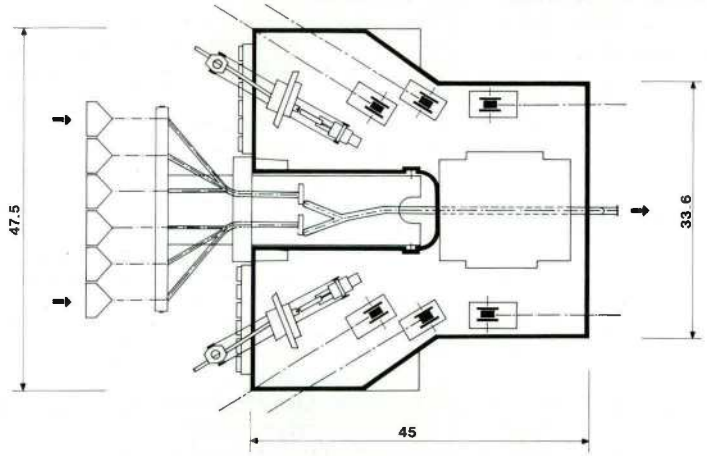
6
Afmeer- en opschoonponton

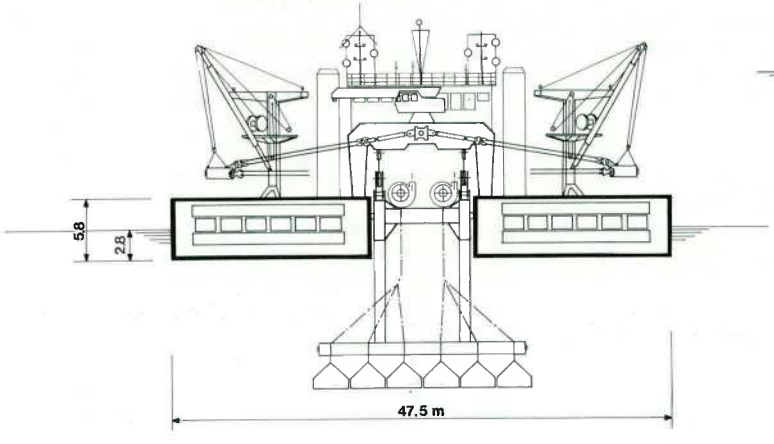
Verankering
Ten behoeve van de verankering in een sluitgat is de Ostrea uitgerust met vier 800 kN ankerlieren, elk met een houdkracht van 1400 kN. Daarnaast zijn in beide uiteinden van het U-vormige schip zware koppelpennen aangebracht voor de koppeling met de Macoma. Deze pennen kunnen een belasting van 8000 kN overbrengen.
Voor hulpverankeringen in het bouwdok en hulp bij het tot stand komen van de koppeling met de Macoma is voorzien in twee hulplieren van 300 kN, met een houdkracht van 750 kN.

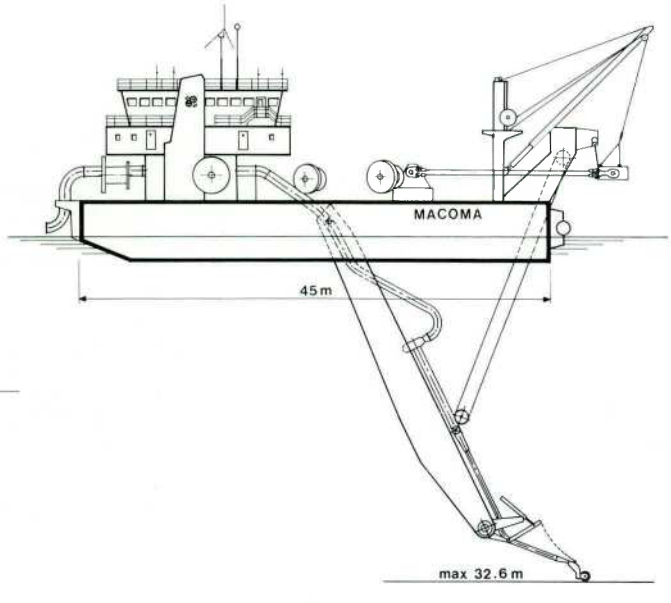
Voortstuwing
Gekozen is voor gedeeltelijk eigen voortstuwing in verband met de manoeuvreerbaarheid in het bouwdok en tijdens de verankering in het sluitgat. Op de vier hoekpunten van het schip zijn Schottel-roerpropellors aangebracht met een eigen vermogen van elk 1335 kW (1800 PK). Additioneel voortstuwingsvermogen tijdens transport wordt geleverd door sleepboten.

Bediening
De bediening geschiedt centraal vanuit een bedieningshuis waar aparte bedieningslessenaars voor ankeren, pijler heffen, varen en een algemene lessenaar staan opgesteld.
Het geautomatiseerde meet- en plaatsbepalingssysteem en de daarbij behorende presentatie, registratie en automatisering wordt meer in detail beschreven in het artikel van ir.R.Jellema

3.2. *Macoma (fig. 6)*
Afmetingen en vermogen
De vormgeving van de Macoma is zodanig dat de breedte verloopt. De belangrijkste afmetingen zijn:
lengte casco 45 m
lengte voor o.a. 67,10 m
breedte 33,6/47,5 m
holte 5,8 m
diepgang 2,25 m
vrijboord 3,55 m
totaal geïnstalleerd vermogen 5050 kW (6860 PK)







Verankering
De verankering geschiedt door middel van 8 lieren. Vier hiervan zijn 1000 kN lieren, twee 900 kN en twee 600 kN. Ten behoeve van de koppeling met de Ostrea is voorzien in de hiervoor reeds genoemde 8000 kN koppelconstructie.
Aan boord van de Macoma bevinden zich daartoe de vier horizontaal opgestelde hydraulische cilinders, twee in langsrichting en twee in dwarsrichting. Elke cilinder brengt via twee staaldraden de benodigde trekkracht over op een stalen ring, die over de penconstructie op de Ostrea is aangebracht.

Baggerinstallatie
De Macoma heeft een baggerladder met daaraan zes op rollen afgesteunde dustpankoppen die in staat zijn de funderingsmat op te schonen. De koppen zijn elk 4,70 m breed en totaal is de breedte inclusief tussenruimten 28,50 m. Per drie koppen is een onderwaterpomp geïnstalleerd met een elektromotorvermogen van 800 kW en een nominaal mengseldebiet van 2,3 m^3/sec.
Om het materiaal (de aanzanding) in suspensie te brengen is een jet-installatie op de koppen voorzien van drie rijen jets, totaal circa 0,04 m^3/sec/m'. Additioneel kan tijdens het jetten nog luchttoevoer in de jets plaatsvinden tot nominaal circa 2 m^3/sec met een druk van 4 bar. De vormgeving en dimensionering van de koppen is zeer uitgebreid met een model schaal 1:4 onderzocht.

Bediening
Ook bij de Macoma is een centrale bedieningsruimte aanwezig, in dit geval met aparte bedieningslessenaars voor baggeren en verhalen en een algemene lessenaar. Ook ten aanzien van het hier aanwezige meet- en plaatsbepalingssysteem wordt verwezen naar het artikel van ir.R.Jellema.

4. Werkmethode

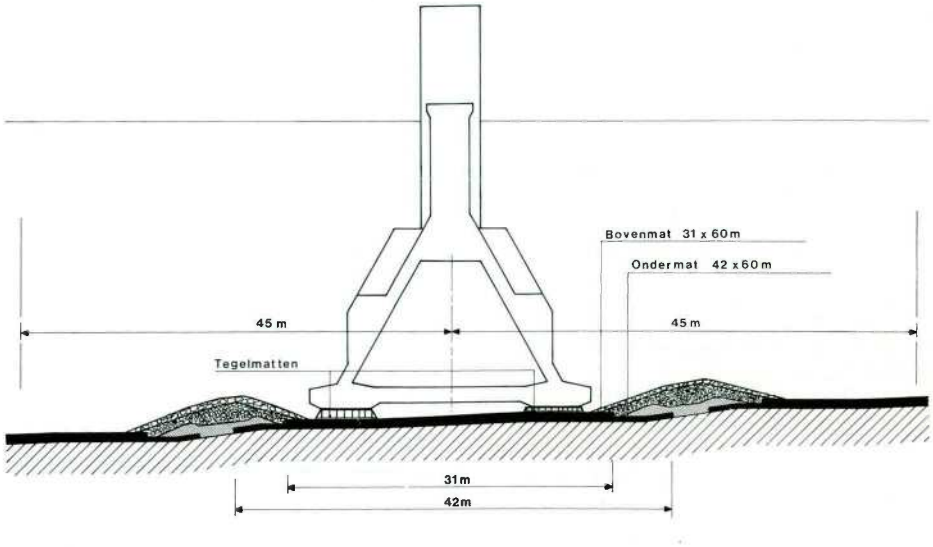
4.1. *De verankering*
De verankering van de verschillende werkschepen kan niet geschieden met conventionele ankers omdat door planning-technische redenen de benodigde, zeer uitgebreide bodembescherming reeds is aangebracht. Om toch te kunnen verankeren zijn binnen dit gebied ankerpalen aangebracht. Deze ankerpalen zijn buispalen ∅ 1,40 m, die 10 à 15 m in de grond zijn geheid en circa 1,50 m boven de bodem uitsteken. Op de top van de ankerpaal is een draaibare kopconstructie gemonteerd waaraan via een as en een grote sluiting een voorloper van ∅ 84 mm is bevestigd. De palen kunnen een werkbelasting van 200 tf hebben. De bezwijkbelasting ligt boven de 300tf.
Wanneer de ankerpaal niet wordt gebruikt is de voorloper verboeid met een neuringdraad. Als een werkschip op een dergelijke ankerpaal moet verankeren wordt met behulp van de neuringdraad het begin van de voorloper boven water gehaald en gekoppeld aan de ankerdraad van het desbetreffende schip.

4.2. *Voorbereidingen in de as van het sluitgat*
Het funderingsbed bestaat uit geprefabriceerde filtermatten die met speciaal hiertoe ontwikkeld materieel worden aangebracht.
Het zijn twee matten waarvan de eerste afmetingen heeft van 42 x 200 m en gevuld is met drie filterlagen: zand 0,3 - 2,5 mm, kif 2 - 8 mm en grind 8 - 40 mm.
De tweede mat, met afmetingen van 31 x 60 m is gevuld met grind 8 - 40 mm en doet dienst als bescherming van de eerste filtermat ter plaatse van de pijler.

De horizontale ruimte tussen de matten, die ontstaat omdat de pijlers en dus ook de filtermatten hart-op-hart 45 m worden geplaatst, wordt gevuld met loskorrelig filtermateriaal. Na het aanbrengen van deze matten wordt een zeer nauwkeurige uitpeiling van het funderingsbed gemaakt. Op basis van deze peiling worden twee gecontramalde 'tegelmatten' gemaakt, bestaande uit met staaldraad aan elkaar verbonden betonnen tegels. Deze tegelmatten moeten op de filtermatten worden aangebracht om een zeer vlak bed te verkrijgen *(fig. 7)*. Het aanbrengen zal gebeuren met de reeds jaren ten behoeve van het aanbrengen van bodembescherming in gebruik zijnde ponton DOS I. De tegelmatten worden gefabriceerd op een loswal en opgerold op een rol. Vervolgens wordt deze rol versleept en ingevaren in de DOS I.
Alvorens echter de tegelmatten kunnen worden aangebracht *(fig. 8)* moet, om hiervoor reeds genoemde deformatie- en dus tolerantieredenen, de funderingsmat worden opgeschoond.
Dit opschonen gebeurt door de Macoma, die daartoe wordt verankerd in het sluitgat, minstens vier pijlerlokaties vóór op de laatst geplaatste pijler. De verankering vindt gedeeltelijk plaats op ankerpalen en gedeeltelijk – afhankelijk van de lokatie – op palen op de wal of op reeds geplaatste pijlers *(fig. 9)*.
De grote bulk van de aanzanding die, afhankelijk van de lokatie, kan bestaan uit een pakket zand van vele meters, wordt van tevoren door de Macoma opgezogen en met een 300 m lange drijvende leiding stroomafwaarts afgevoerd. Nadat dit 'grof opschonen' is voltooid, kan de DOS I op de laagwaterkentering gekoppeld worden aan de Macoma, waarna tijdens de volgende hoogwaterkentering de rol wordt ingevaren.
Weer zes uur later op de volgende laagwaterkentering wordt de combinatie eerst zeewaarts verhaald, waarbij de Macoma het fundatiebed voor de laatste maal opschoont en daarna landinwaarts waarbij de tegelmatten worden afgerold. Na afloop van deze operatie wordt beslist of een volgende tegelmat zal worden gelegd of dat een pijler zal worden geplaatst.
Deze beslissing is onder meer afhankelijk van de voortgang, de lokatie, de weersconditie, de aanzanding, het verankeringspatroon en nog veel andere zaken.

4.3. *De bouwdokactiviteiten van de Ostrea*
Nadat een pijler is geplaatst en de Ostrea terugkeert in het bouwdok, moet worden beslist of het schip wordt afgemeerd tegen de speciaal aangelegde parkeersteiger of rond een pijler, danwel dat de volgende pijler wordt opgepakt. Deze beslissing is weer afhankelijk van de voortgang, de weerscondities, de condities in het sluitgat en het tijdstip van de week.
Uitgangspunt is namelijk een drieploegendienst met een zesdaagse werkweek wat, gezien de duur van een plaatsingsoperatie, inhoudt dat na donderdag 19.00 uur niet

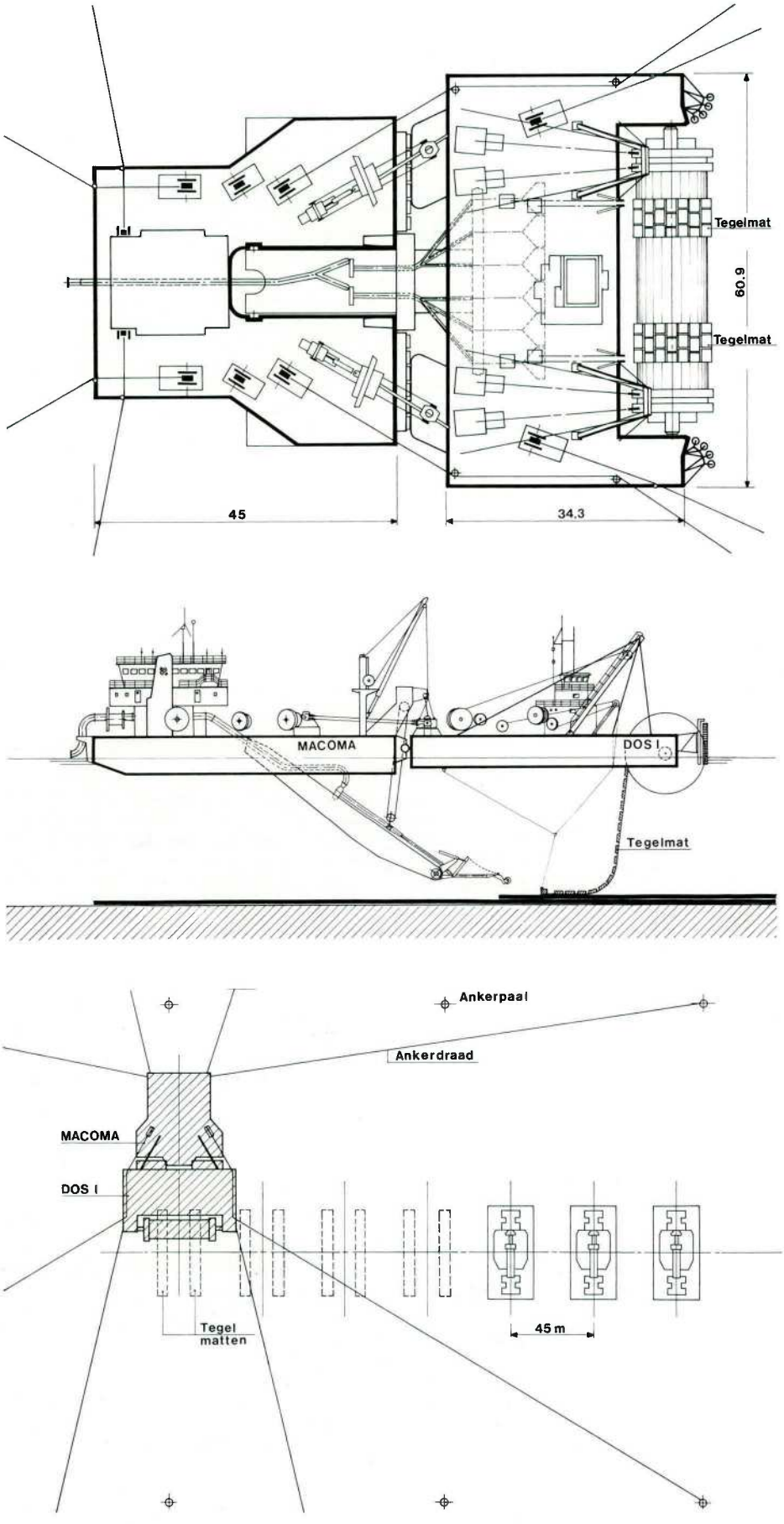
7
Plaats funderings- en tegelmatten



8
Afzinken tegelmatten met de DOS I en Macoma

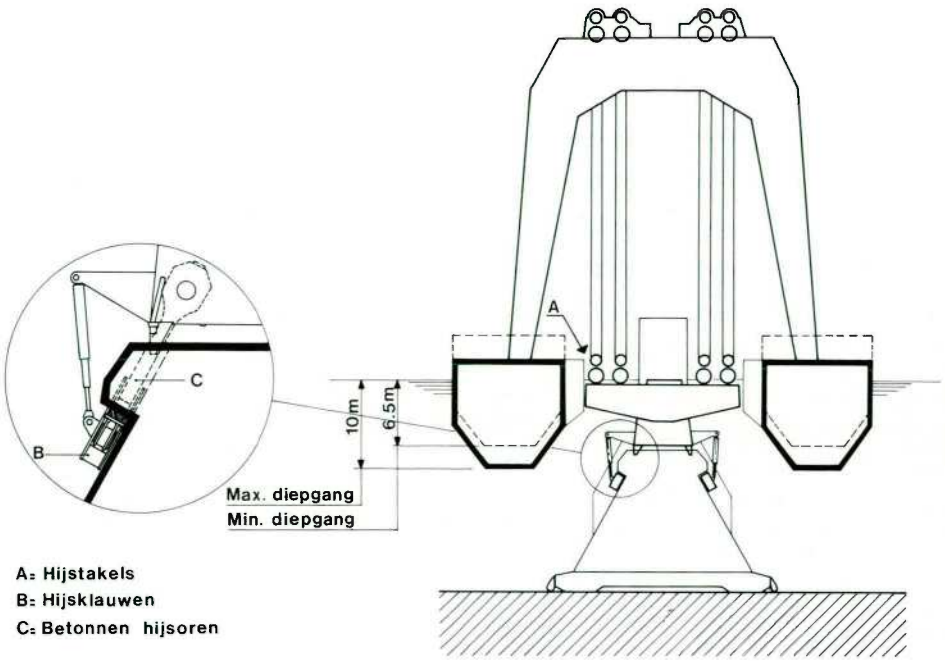
meer aan een pijlerplaatsing wordt begonnen. Na de beslissing tot het plaatsen manoeuvreert de Ostrea zich, met behulp van eigen vermogen en met gebruikmaking van een hulpverankering op de wal, rond de op te pakken pijler. Hierna worden de hijstakels afgevierd en wordt contact gemaakt tussen Ostrea en pijler middels de klauwen aan de hefjukken die rond de nokken van de pijler vastmaken *(fig. 10)*.
Nadat de klauwen zijn bevestigd wordt de afsluitbalk in de open zijde van de beun aangebracht en gekoppeld. Nu kan de pijler worden gehesen. De pijler is hol en bevat geen water, waardoor een opdrijvend vermogen ontstaat van circa 9000 ton. Het door de Ostrea te mobiliseren hijsgewicht is daardoor bij de zwaarste pijler circa 18 500 – 9000 = 9500 ton.
Tijdens het hijsen zal de diepgang van de Ostrea toenemen van circa 6,5 m tot 9,5 à 10 m (afhankelijk van het gewicht van de pijler), waarna de pijler loskomt van de bodem. Na het verder hijsen van de pijler wordt deze horizontaal afgesteund in het beun en tegen de portalen van de Ostrea. De diepgang van de pijler is hierbij circa 11 m. Vervolgens manoeuvreert de Ostrea met de pijler uit het bouwdok.

4.4. *Het transport*
Het transport van de pijler zal, afhankelijk van de lokatie, door de aanwezigheid van zandbanken en de daartussen liggende geulen, tot over grote afstand (maximaal 23 km) moeten plaatsvinden *(fig. 11)*.
De diepgang van de pijler is 11 m. Rekening houdend met een laagwaterstand van 2 m – NAP, een kiel-clearance van 1 m en een tolerantie ten gevolge van aanzanding en peilfouten van 1 m, is de ontwerpdiepte van de geulen 15 m – NAP.
De breedte van de geulen is gesteld op 200 m op de 15 m – lijn, zijnde circa tweemaal de scheepsdiagonaal. Het transport vindt voorstrooms plaats. Het benodigde vermogen wordt echter bepaald door de eis dat uit veiligheidsoverwegingen de Ostrea, bij de maximaal in de transportgeulen optredende stroomsnelheden van 2,0 m/sec tegenstrooms moet kunnen varen met een snelheid van 0,5 m/sec over de bodem. Naast de 5350 kW eigen voortstuwing van de Ostrea is daartoe, volgens de huidige inzichten additioneel circa 4500 kW nodig. Dit vermogen zal door minstens twee goed manoeuvreerbare sleepboten moeten worden geleverd.
De condities waaronder dit transport kan plaatsvinden en waarop het materieel is ontworpen zijn:
- significante golfhoogte: 0,75 m
- gemiddelde golfperiode: 4 sec
- maximale stroomsnelheid: 2 m/sec
- maximale windsnelheid: 15 m/sec
- zicht: 500 m

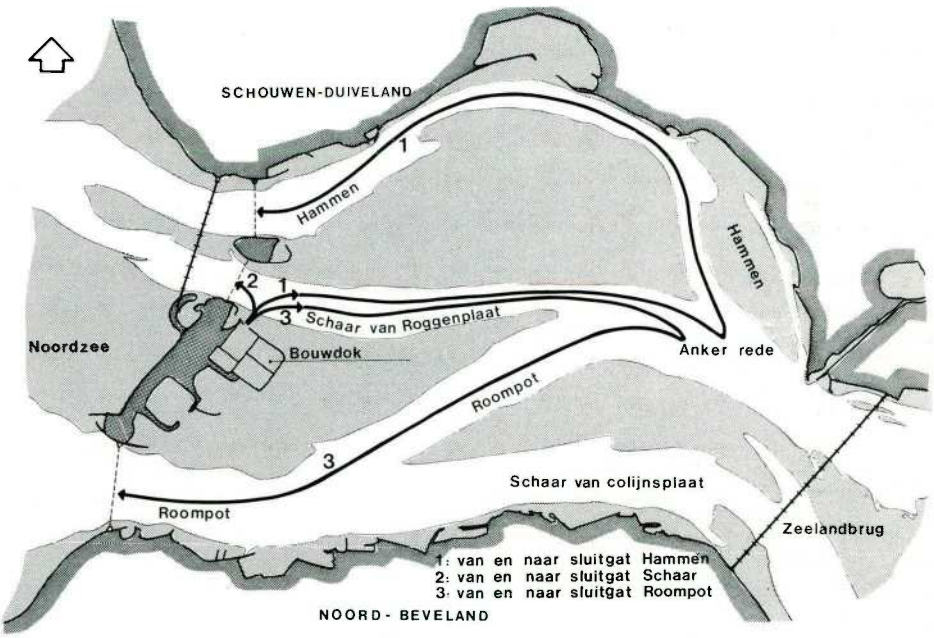


9
Ankerdraadpatroon van de DOS I en Macoma

10
Hefsysteem van de Ostrea



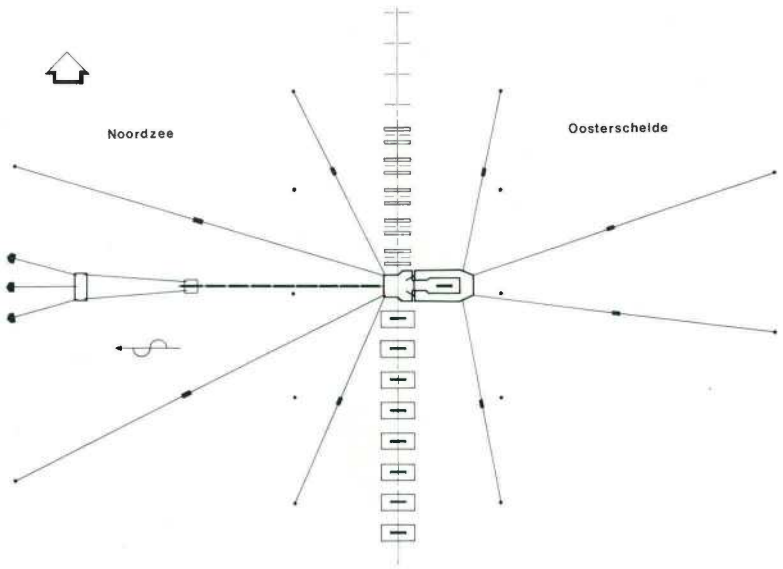
11
Vaarroutes naar de sluitgaten Hammen, Schaar en Roompot



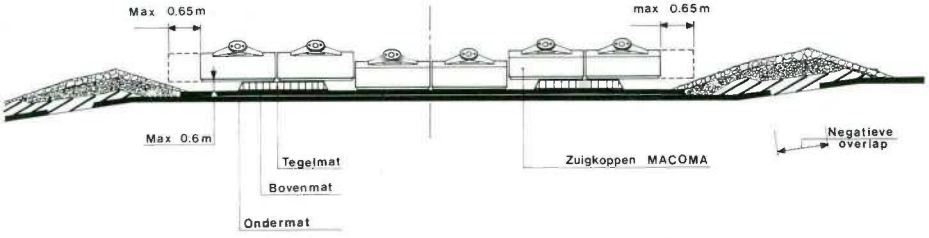
Ten aanzien van de uitvaart uit het bouwdok geldt de aanvullende eis dat de stroomsnelheid kleiner is dan 0,75 m/sec. Door de keuze voor voorstrooms transport zal ter plaatse van het keerpunt *(fig. 11)* gewacht moeten worden op het keren van het getij. Daarom is hier voorzien in een ankerplaats voor de Ostrea.
De aankomst in het sluitgat moet plaatsvinden bij afnemende stroom, bij een snelheid kleiner dan 1,25 m/sec. Na aankomst in het sluitgat tegen de laagwaterkentering, meert de Ostrea af aan de Macoma. De combinatie ligt dan uiteindelijk verankerd in een achtdradenmeersysteem *(fig. 12)*.

4.5. *Het plaatsen van de pijler*
Na het afmeren op de laagwaterkentering kan de echte plaatsingsoperatie aanvangen. Tevoren is het funderingsbed, bestaande uit twee filtermatten en uitgevuld door de tegelmat, opgeschoond door de Macoma. Een complicatie hierbij vormt enerzijds de begrenzing in horizontale zin, die ontstaat door de aanwezigheid van een bestorting van loskorrelig materiaal tussen twee funderingsmatten en anderzijds de afstand in verticale zin tussen de opschoonkoppen en de funderingsmat, die ontstaat door de tegelmatten.
Deze problematiek is ten aanzien van de horizontale begrenzing opgelost door het zeer nauwkeurig aanbrengen van het loskorrelige materiaal door een pijp (met het schip Jan Heymans) en door het zeer nauwkeurig verhalen van de opschoonkoppen van de Macoma (+ of – 0,75 m) *(fig. 13)*.
De verticale afstand tussen de opschoonkoppen en de mat (maximaal 60 cm) is in het model uitgebreid getest. Door een juiste plaatsing van de jets, die allesoverheersend is voor de goede kwaliteit en door het voorzien in een gecombineerd water-luchtjetsysteem voor de allerlaatste opschoonslag, kan een absoluut schoon funderingsbed worden gerealiseerd. Overigens vindt deze laatste opschoonslag plaats vlak voor het plaatsen van de pijler tijdens de laagwaterkentering volgend op de laagwaterkentering waarop is afgemeerd. Voor het plaatsen van de pijler is om een aantal redenen gekozen voor de laagwaterkentering:
–de beweging van de pijler tijdens het plaatsen wordt bepaald door golven en stroom. Vanwege de stroom is de kentering vereist als plaatingsperiode. De laagwaterkentering is ten aanzien van het golfklimaat weer veel gunstiger dan de hoogwaterkentering;
– de duur van de laagwaterkentering is in de Oosterschelde veel langer dan die van de hoogwaterkentering;
– het opschoonsysteem, gecombineerd met het afmeren van de Ostrea aan de Oos-

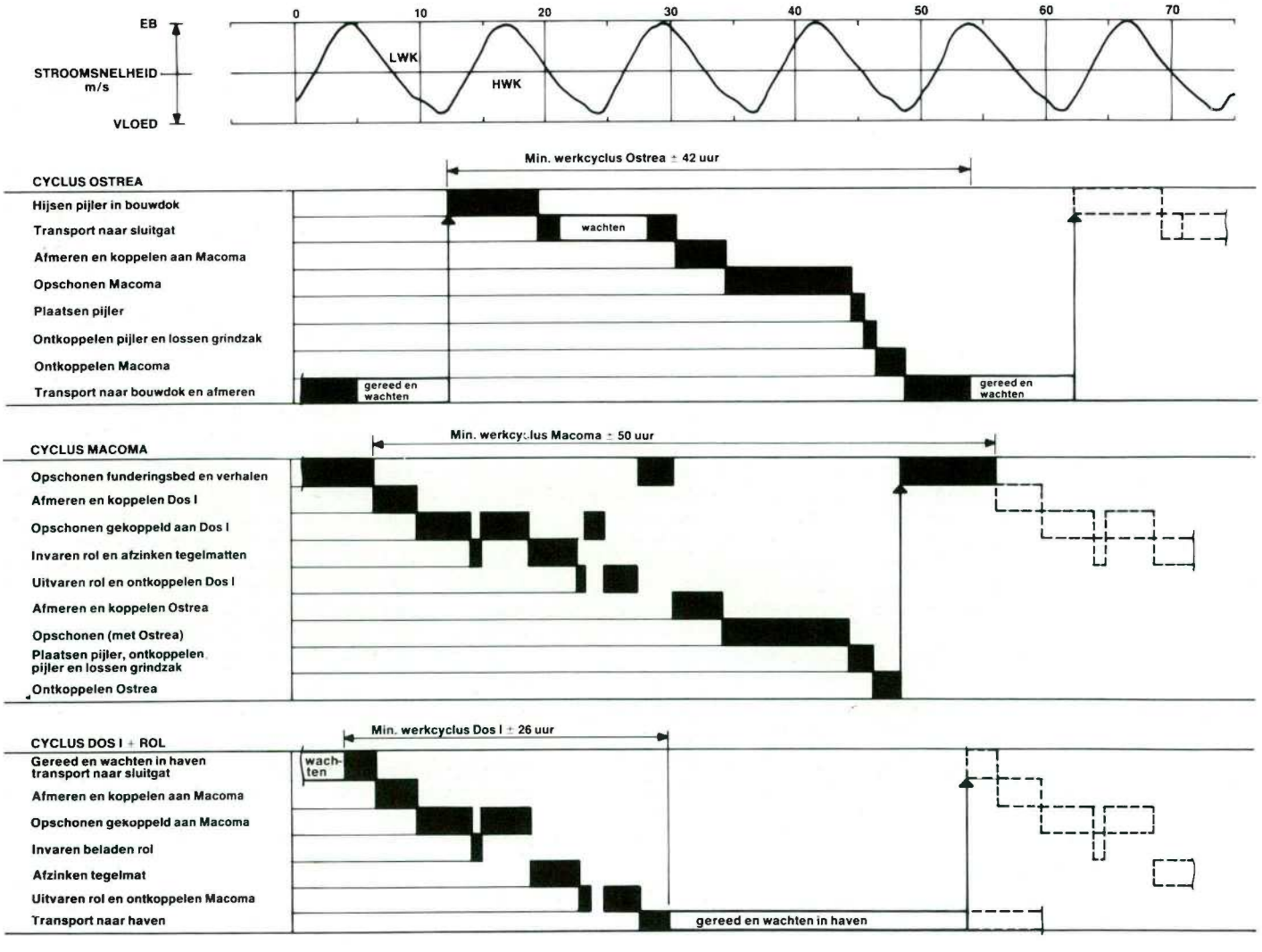
12
Ankerdraadpatroon van de Ostrea en Macoma



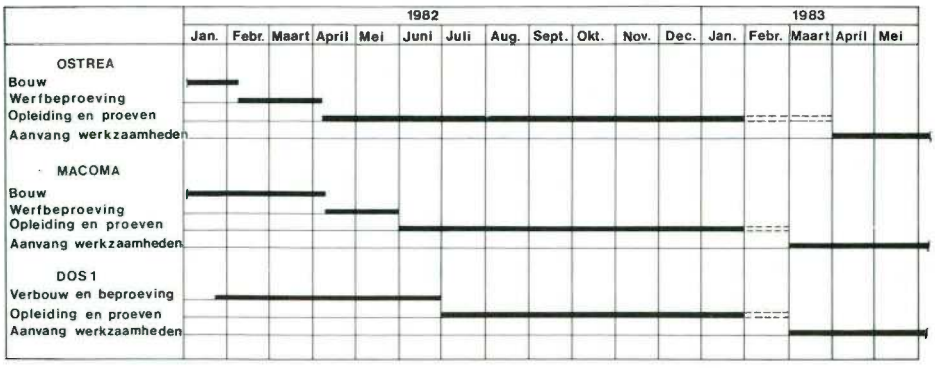
13
Zuigkoppen Macoma op en tussen de tegelmatten



14
Werkcyclus Ostrea, Macoma en DOS I



15
Tijdschema



terscheldezijde, is eenvoudiger te realiseren voor het stroombeeld behorende bij de laagwaterkentering.

Zodra de ebstroom is afgenomen tot 1 m/sec wordt de combinatie Macoma/Ostrea over het funderingsbed verhaald waarbij voor de laatste maal wordt opgeschoond. Gezien het geweldige belang dat gemoeid is met het volledig goed opschonen, is naast de normale baggerregistratieapparatuur op de Macoma, een aantal zanddetectoren achter de Macomazuigkoppen geplaatst die dienen om het opschoonproces te controleren.
Deze detectoren zijn zodanig aangebracht dat juist in de hoek tussen tegelmat en funderingsmat kan worden gecontroleerd. Tegelijkertijd worden de verschillende borgingen en buffers tussen schip en pijler verwijderd en het afvieren van de pijler begint bij een stroomsnelheid kleiner dan 1,00 m/sec.
Op de kentering, bij stroomsnelheden kleiner dan circa 0,2 m/sec, wordt de pijler geplaatst binnen de vereiste toleranties van + of − 0,30 m in x- en y- en 7 mm/m^1 in φ_z-richting.
De ontwerp golfcondities waarbij deze operatie moet kunnen worden uitgevoerd zijn H_s = 0,75 m met T = 3 tot 4 sec en H_s = 0,35 m met T = 7 tot 8 sec. Nadat de pijler voor 20% van zijn gewicht op het funderingsbed is geplaatst, vindt een controle van de positie plaats. Na de gewenste goedkeuring wordt verder afgevierd en wordt de Ostrea, als de pijler volledig op het funderingsbed rust, ontkoppeld. Hierna wordt de grindzak, die rond de pijlervoet is aangebracht en dient om de ruimte onder de pijler af te dichten, gelost. Als ook dit is gebeurd, kan de Ostrea ontmeren en vertrekken naar het bouwdok.

Om deze operatie, die een totale duur heeft van zo'n 45 uur *(fig. 14)* te kunnen uitvoeren, is voorzien in een systeem van weersvoorspellingen over periodes van 6, 12, 24, 48 en 72 uur. Op basis van deze verwachting moet steeds beslist worden, om aan te vangen met het volgende deel van de operatie, of om de operatie af te breken.
Deze beslispunten liggen bij de uitvaart uit het bouwdok, op het keerpunt halverwege het transport, bij het afmeren en vlak voor de plaatsing.

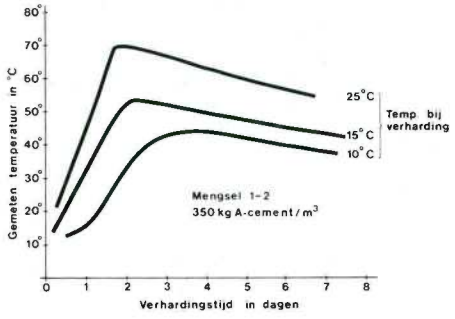
5. Planning

De planning voor het plaatsen van de pijlers wordt bepaald door enerzijds de bouwtijd en dus de oplevering van de verschillende schepen en anderzijds door de planning van het funderingsbed.
Omdat dit laatste vertraagd is, kan het opstarten van het plaatsen van de pijlers in een kalm tempo worden uitgevoerd. In figuur 15 wordt de planning aangegeven. Als meest markante datum staat hierop aangegeven 1 januari 1983, waarop de eerste pijler geplaatst zal moeten worden.

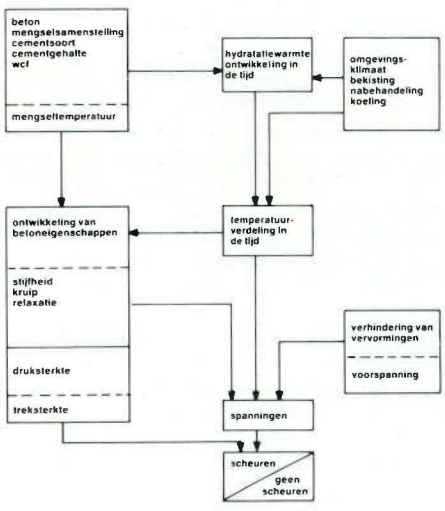


ir.Th.Monnier
TNO-IBBC, Rijswijk
ir.J.M. van Geest
Rijkswaterstaat, directie Sluizen en Stuwen

Betononderzoek voor de stormvloedkering: de duurzaamheid van de betonconstructies



1
Kenmerkende krommen voor het verloop van de gemiddelde temperatuur in de eerste dagen van de verharding in 1 m-kubussen (cementgehalte 350 kg per m³ beton), verhardend onder nagenoeg adiabatische omstandigheden



2
Factoren die het gedrag en de scheurvorming van jong beton bepalen

1. Inleiding

De stormvloedkering Oosterschelde moet natuurlijk betrouwbaar blijven functioneren in de lange, vereiste levensduur van 200 jaar. Al die tijd zal de kering in een agressieve omgeving staan. De duurzaamheid van de constructie is dan ook een belangrijk aspect bij het ontwerp en bij de uitvoering van de bouw. Dit artikel zal een overzicht geven van enkele van de onderzoekingen die met betrekking tot de duurzaamheid van de betonconstructies werden uitgevoerd.
De strategie die met het oog op de duurzaamheid bij het ontwerp van de betonconstructies is gevolgd, hield in feite in te streven naar zoveel mogelijk ongescheurd beton. Daarom is het merendeel van de betonconstructies ontworpen in voorgespannen beton. Het beton zelf moet natuurlijk van een goede kwaliteit zijn en een grote dichtheid hebben. Voor de bescherming van de wapening werd gekozen voor grote betondekkingen. Bijzondere aandacht werd besteed aan de bescherming van de voorspankabels en de verankeringen, met inbegrip van de injectie van de kabelkanalen. De grote constructies zoals de pijlers zijn bovendien voorzien van een zogenoemde huidwapening. Dit is een kruisnet van wapening dat met een redelijke dekking onder het volledige oppervlak van de constructies is aangebracht. De huidwapening moet ervoor zorgen dat eventueel toch optredende scheurvorming of een plaatselijke beschadiging van ondergeschikte betekenis zullen zijn voor de duurzaamheid van het geheel.

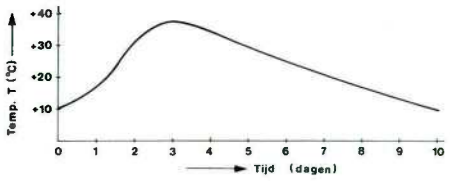
De betonconstructies van de stormvloedkering met in het bijzonder de pijlers hebben grote afmetingen. Betrekkelijk grote hoeveelheden beton worden in één keer gestort. Met het oog op het streven naar ongescheurd beton moeten de spanningen in de massa jong beton nader worden beschouwd en eventueel worden gereduceerd. Onderzoek om het jonge beton ongescheurd te houden, zal worden behandeld in paragraaf 2.
De voorspelling van de scheurwijdte die in gewapend beton kan optreden bij grote betondekkingen en grote staafdiameters, vereiste de nodige aandacht. De normale formules geven hierbij niet altijd bevredigende resultaten. Onderzoek naar dit aspect wordt beschreven in paragraaf 3.

2. Het jonge beton

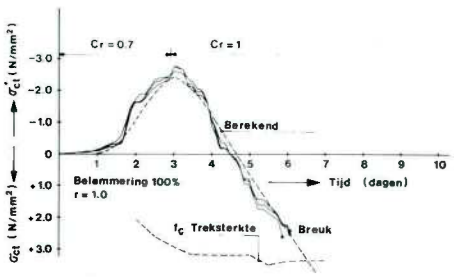
De verharding van beton is het resultaat van de hydratatie van het cement. De cementreactie is exotherm. De door de hydratatie ontwikkelde warmte kan een aanzienlijke stijging van de temperatuur in het inwendige van de betonmassa veroorzaken omdat de warmtegeleiding van beton betrekkelijk laag is. Figuur 1 laat een paar voorbeelden zien van de temperatuur-ontwikkeling die in het inwendige van verhardend beton is geregistreerd wanneer de verharding plaatsvindt onder bijna adiabatische omstandigheden. De maximum temperatuur kan oplopen tot waarden boven 70 °C.
Scheuren kunnen ontstaan wanneer het beton niet vrij kan vervormen en de rekken aan het materiaal worden opgelegd. In dat geval kunnen trekspanningen ontstaan en is scheurvorming waarschijnlijk, in het bijzonder in de periode waarin het beton weer afkoelt.

Om te kunnen beoordelen of scheurvorming zal optreden als gevolg van de hydratatiewarmte die is ontwikkeld, moeten de trekspanningen in het beton σ_{ct} worden vergeleken met de treksterkte van het beton f_{ct}. Beide grootheden ontwikkelen zich in de tijd t. Om scheurvorming te vermijden, moet worden voldaan aan de eis dat $\sigma_{ct} < f_{ct}$. Deze beoordeling is betrekkelijk ingewikkeld. Het schema dat in figuur 2 wordt getoond, geeft de factoren in hun onderlinge relaties die bepalen of scheurvorming in jong beton zal optreden of niet. De temperatuur in de betonmassa is daarbij van groot belang.
Aannemende dat enige belemmering van de vervorming altijd wel zal optreden, is de temperatuurverandering direct verantwoordelijk voor de ontwikkeling van de spanningen. Aan de andere kant is de temperatuurontwikkeling ook een belangrijke factor voor de ontwikkeling van de betoneigenschappen in de tijd, namelijk de stijfheid en de sterkte van het beton.

Het probleem kan nog nader worden verduidelijkt door figuur 3 waarin het spanningsverloop wordt getoond dat gedurende de verhardingsperiode optreedt. Dit spanningsverloop is gemeten bij experimenten op betonprisma's van 150 x 150 x 700 mm. Deze prisma's vertegenwoordigen beton uit het inwendige van een grote betonmassa.



3a
Opgelegd temperatuurverloop tijdens de verharding van prisma's waarvan de vervorming werd belemmerd



3b
Kenmerkend verloop van spanningen in een prisma waarvan de temperatuurvervorming volledig werd verhinderd in de eerste dagen van de verharding (temperatuurverloop als getoond in figuur 3a)

De verharding van de prisma's vond plaats bij een opgelegd temperatuurverloop dat overeenkwam met het temperatuurverloop dat in werkelijkheid in het inwendige van een grote betonmassa moet worden verwacht *(zie fig. 3a)*.
Bij de experimenten werd de vervorming van prisma's in hun lengterichting belemmerd. De spanningen die dan is een prisma ontstaan vertonen een kenmerkende kromme. Figuur 3b is hiervan een voorbeeld. Gedurende de toename van de temperatuur ontstaan drukspanningen als gevolg van de belemmerde uitzetting. Nadat de temperatuur de maximale waarde heeft bereikt, nemen de drukspanningen geleidelijk af en slaan tenslotte om in trekspanningen, omdat blijkbaar in het eerste deel van de verhardingsperiode blijvende verkorting is ontstaan. Het prisma breekt op het ogenblik dat de trekspanningen σ_{ct} zijn opgelopen tot de minimum treksterkte f_{ct}.
Onder de beschouwde omstandigheden zal in een korte periode Δt een verandering van de betonspanningen $\Delta\sigma_{ct}$ optreden die gelijk is aan het produkt van de belemmerde temperatuurvervorming en de elasticiteitsmodulus die het beton in de betreffende periode heeft:

$$\Delta\sigma_{ct} = -r \cdot \alpha \cdot \Delta T_t \cdot c_r \cdot E'_{ot}$$

waarin:
$\Delta\sigma_{ct}$ = de verandering van de spanning in de periode Δt (–teken staat voor drukspanning);
r = de belemmeringsfactor, $0 \leq r \leq 1$;
α = de liniaire uitzettingscoëfficiënt van het beton;
ΔT_t = de temperatuurverandering in de periode Δt (+ staat voor een temperatuurstijging);
c_r = een relaxatiefactor, $0 \leq c_r \leq 1$;
E'_{ot} = de elasticiteitsmodulus van het beton in de periode Δt, die wordt bepaald door de raaklijn in de oorsprong aan het betreffende spanning-stuikdiagram van het beton.

De betonspanning σ_{ct} die na een bepaalde verhardingsperiode t_1 aanwezig is volgt aldus uit de sommatie:

$$\sigma_{ct} = \sum_{t=0}^{t=t_1} -r \cdot \alpha \cdot \Delta T_t \cdot c_r \cdot E'_{ot} < f_{ct}$$

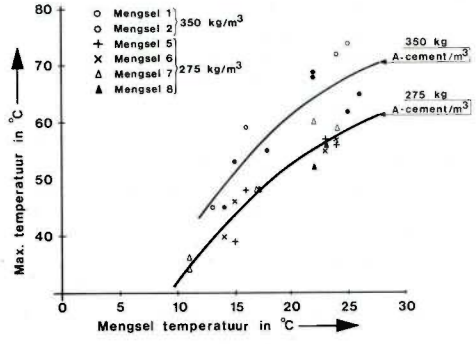
Hierbij moet worden opgemerkt dat de invloed van lange-duurbelasting wordt ingevoerd door een eenvoudige factor c_r, die de relaxatiefactor is genoemd. Wetende dat kruip en relaxatie hun oorzaak vinden in gelijksoortige verschijnselen en beide de spanningen die van belang zijn beïnvloeden, zal toch eenvoudigheidshalve alleen over relaxatie worden gesproken.
Met het hiervoor omschreven eenvoudige model is in feite vastgelegd welke informatie door middel van onderzoek moet worden verkregen. Wanneer de in het rechterlid van de gegeven formules voorkomende grootheden bekend zijn, kan immers met goede benadering worden berekend welke spanningen in het jonge beton zullen optreden. Hieruit volgt dan of scheurvorming zal ontstaan of niet. Op basis hiervan kunnen door de constructeur de nodige maatregelen worden voorzien, om scheuren te voorkomen.

2.1. *Het temperatuurverloop in beton tijdens de eerste dagen van de verharding*
Aangezien het cement de hydratatiewarmte produceert, is de hoeveelheid warmte die vrijkomt in een massa beton in hoofdzaak afhankelijk van het type cement en de cementhoeveelheid. De snelheid waarmee de warmte-ontwikkeling plaatsvindt, wordt daarenboven bepaald door de temperatuur en de verhardingsgraad. De invloed van de verschillende factoren is welbekend vanuit de cementchemie en kan voor specifieke cementtypen worden vastgesteld met betrekkelijk eenvoudige proeven.
Men zou daarom kunnen veronderstellen dat door het invoeren van de warmtecapaciteit van het beton, de temperatuurstijging in de betonmassa berekend zou kunnen worden. Het is echter gebleken dat de korrelachtige structuur van het betonmengsel, het watergehalte en het gebruik van toeslagmaterialen de verwachtingen die op basis van een dergelijke berekening worden gemaakt aanzienlijk kunnen beïnvloeden.
Daarom is besloten de temperatuurstijging rechtstreeks te meten in beton van vergelijkbare samenstelling als het beton dat in de beschouwde constructie zal worden toegepast. Hiervoor zijn grote kubussen gestort met zijden van 1 m. Op verschillende punten in het inwendige van deze kubussen is de temperatuurontwikkeling gemeten gedurende de eerste dagen van de verharding. De verhardingscondities werden nagenoeg adiabatisch gehouden, waartoe de kubussen met een dikke laag isolatiemateriaal zijn omhuld. Bovendien werden de kubussen gestort en nabehandeld in een speciale ruimte die op een vaste temperatuur werd geconditioneerd. Voor het aanmaken van de betonspecie van de kubussen zijn het cement en de toeslagmaterialen eveneens op de gewenste temperatuur gebracht. Gedurende de verdere metingen aan de kubussen werd de betreffende temperatuur als omgevingstemperatuur gehandhaafd.
Drie temperatuurniveaus zijn in het onderzoek betrokken: 10 °C, 15 °C en 25 °C. Elk van de twaalf onderzochte mengsels die in tabel 1 zijn aangegeven, is behandeld op elk van de drie genoemde temperatuurniveaus. Met inbegrip van drie duplikaat-proeven per temperatuurniveau, zijn in totaal 45 kubussen onderzocht. De veranderlijke grootheden die in de betonmengsels zijn toegepast, worden in tabel 1 genoemd. Er werden twee typen cement gebruikt: hoogovencement klasse A (normaal verhardend) en hoogovencement klasse B (snel verhardend). De mengsels 1 t/m 4 waren speciaal samengesteld voor toepassing in de stormvloedkering. De vereiste karakteristieke sterkte van het beton voor de verschillende elementen van de kering bedraagt 45 N/mm² respectievelijk 37,5 N/mm².

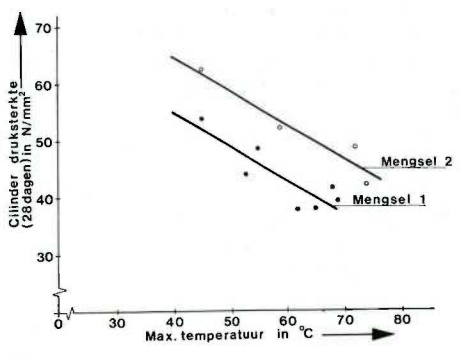
Figuur 1 laat de kenmerkende krommen zien voor het temperatuurverloop in de eerste dagen tijdens de verharding bij de

Tabel 1
Betonmengsels toegepast in adiabatische proeven

mengsel	cement-gehalte kg/m³	water-cement-factor	lucht-gehalte %	cement-klasse	toevoegingen
1	350	0,48	1.0	A of B	• de toeslagmaterialen bevatten 35% zand en 65% grind
2	350	0,42	3.0	A of B	
3	325	0,50	1.0	A of B	• in mengsel 2 en 4 werd 0,75 l superplastificeerder per 100 kg cement toegevoegd
4	300	0,48	3.0	A of B	
5	275	0,56	1.0	A	• in mengsel 6 werd 0,04 l luchtbelvormer per 100 kg cement toegevoegd
6	275	0,53	4.0	A	
7	275	0,57	1.0	A	
8	275	0,58	1.0	A	



4
Maximale temperaturen gemeten in 1 m-kubussen, verhard onder nagenoeg adiabatische omstandigheden.



5
Afname van de druksterkte van beton als gevolg van de hoge temperatuur bij de verharding

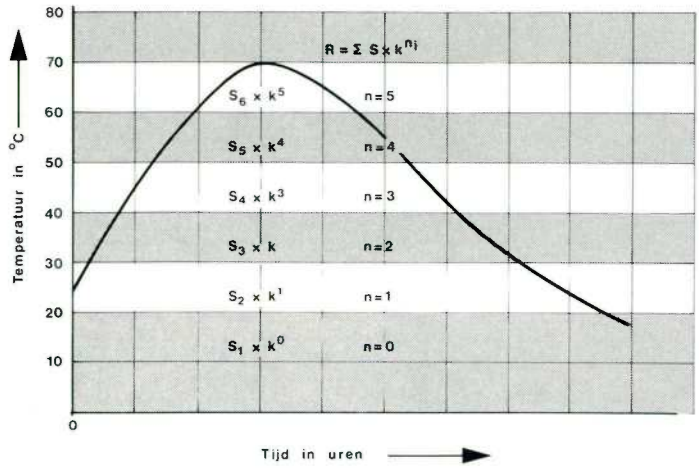
drie verschillende temperatuurniveaus waarbij de stort en de verharding plaatsvond. De getekende krommen betreffen de waargenomen gemiddelde temperatuur in de kubussen met zijden 1 m en wel met betrekking tot de mengsels 1 en 2 (cementgehalte 350 kg klasse A per m³ beton).
De maximale geregistreerde temperatuur in de kubussen hangt duidelijk af van de temperatuur van het mengsel aan het begin van het hydratatieproces. Bovendien blijkt de maximum temperatuur eerder op te treden naarmate het temperatuurniveau aan het begin van de verharding hoger is. De geregistreerde maximum temperatuur in de verschillende proefkubussen wordt ook getoond in figuur 4. De onderste kromme in deze figuur betreft de mengsels 5 t/m 8, die een cementgehalte hebben van 275 kg cement klasse A per m³ beton. Beide krommen laten duidelijk het effect van de temperatuur aan het begin van de hydratatie zien, alsmede de spreiding die soms moet worden verwacht. De meeste afwijkingen worden echter veroorzaakt door onregelmatigheden in het temperatuurverloop in betrekkelijk korte tijdperioden.

Bovendien bleek dat de preciese temperatuur aan het begin van het verhardingsproces moeilijk te registreren is. In veel gevallen treedt daar enige instabiliteit in de waarneming op. De getrokken krommen geven echter een goed beeld van wat gecorrigeerde specifieke resultaten. Zoals ook uit figuur 4 blijkt is de temperatuurstijging lineair afhankelijk van het cementgehalte van het betonmengsel. Het effect van andere veranderingen in de mengsels zoals de water-cementfactor en het gebruik van toevoegingen, bleken ondergeschikt. Daarbij moet worden bedacht dat de variaties die werden toegepast binnen nauwe grenzen bleven. De verkregen informatie is in feite onvoldoende om er conclusies aan te verbinden. Ook het gebruik van cement klasse A of B bleek geen significant verschil op te leveren met betrekking tot de gemeten temperaturen.
In aanvulling op de metingen van de temperatuurontwikkeling in de kubussen, werd het onderzoek aan de 1 m-kubussen gebruikt om meer informatie te verkrijgen betreffende het mengsel, de verwerkbaarheid daarvan en de betonsterkte. De meest interessante conclusie uit deze aanvullende informatie betreft de druksterkte van het beton gemeten aan cilinders die na verharding uit de kubussen werden geboord. Als illustratie is de aldus bepaalde druksterkte van het beton (gemeten na 28 dagen verharding) in figuur 5 gegeven. Zoals getoond blijkt de druksterkte evenredig af te nemen met de toename van de temperatuur in het beton gedurende de hydratatie. Dit resultaat bevestigt een bekend verschijnsel in de cementchemie.

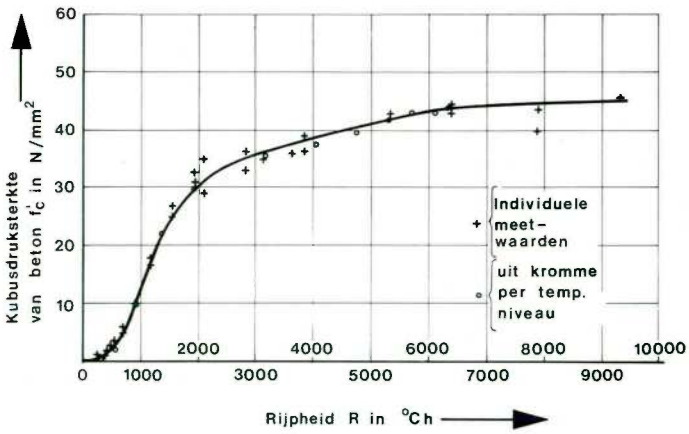
2.2. *Ontwikkeling van de betoneigenschappen*
Een volgend belangrijk onderwerp van onderzoek betreft de ontwikkeling van de betoneigenschappen in de eerste dagen van de verharding. Voor dit onderzoek werden proefstukken gemaakt met meer normale afmetingen, die in een speciale beproevingsruimte werden gestort en behandeld.

In deze beproevingsruimte werden gedurende de eerste tien dagen van de verharding de temperaturen aangepast aan het temperatuurverloop dat in het inwendige van de 1 m-kubussen was waargenomen bij hetzelfde betonmengsel. De onderzoekingen betroffen:
– de kubusdruksterkte aan kubussen met zijden van 150 mm;
– de betontreksterkte gemeten door het splijten van 150 mm kubussen;
– de elasticiteitsmodulus met behulp van prisma's van 150 x 150 x 600 mm;
– de lineaire uitzettingscoëfficiënt door meting van de verlenging van prisma's 150 x 150 x 600 mm;
– de spanningsontwikkeling in prisma's van 150 x 150 x 700 mm, waarvan in verschillende mate de temperatuurvervormingen werden belemmerd.

De proefstukken werden direct na de stort in dichte folie gepakt om uitdrogingskrimp te vermijden. Met uitzondering van de laatstgenoemde experimenten betreffen alle proeven de sterkte en de stijfheid van het beton, geregistreerd volgens normale korte-duurproeven. Het enige bijzondere aspect bij de experimenten is geweest dat de temperatuur bij de verharding van de proefstukken werd opgelegd volgens een verloop dat overeenkomt met het temperatuurverloop dat onder nagenoeg adiabati-



6a
Methode voor de bepaling van de rijpheid



6b
Rijpheid volgens Papadakis/Bresson voor betonmengsel 1 en 2 en drie verschillende temperatuurniveaus gedurende de verharding

sche omstandigheden bij het desbetreffende mengsel werd geregistreerd.

Om de ontwikkeling van de spanningen te kunnen meten, werd speciale apparatuur gebouwd. De betreffende frames maken het mogelijk de lengte van het proefstuk constant te houden en de temperatuurvervorming dus geheel te verhinderen. De frames maakten het ook mogelijk de lengte van de proefstukken zodanig aan te passen dat een gekozen percentage van vrije temperatuurvervorming wordt belemmerd. De genoemde proeven betreffende de spanningsverandering in de verhardingsperiode vormen uiteraard een praktijkgericht stuk onderzoek. De proeven werden uitgevoerd voor verschillende betonmengsels en opgelegde temperatuurverlopen. De resultaten die hier worden genoemd betreffen de beide betonmengsels die voor gebruik in de stormvloedkering zijn samengesteld. Zij komen overeen met de in tabel 1 genoemde mengsels 2A en 2B, waarbij A en B de gebruikte cementklasse aangeven. Het temperatuurverloop dat bij de verharding van de proefstukken aan het beton werd opgelegd, kwam overeen met het geregistreerde verloop in het inwendige van de 1 m-kubussen die onder nagenoeg adiabatische omstandigheden verhardden. Alle drie genoemde temperatuurniveaus werden onderzocht.

De waargenomen ontwikkeling van de *kubusdruksterkte* van het beton blijkt typische krommen te vertonen als functie van de temperatuur tijdens de verharding. Voor het praktisch gebruik van de resultaten is het echter belangrijker een methode te vinden die het mogelijk maakt de kubusdruksterkte afhankelijk van de temperatuur-ontwikkeling te voorspellen. Daarvoor is de rijpheid nader beschouwd. Het idee is welbekend vanuit de literatuur: op basis van proeven wordt een verband gelegd tussen de druksterkte van het beton en de sommatie van tijd, vermenigvuldigd met temperatuur. De laatstbedoelde factor is de rijpheid.
Papadakis en Bresson [1] hebben voorgesteld de invloed van de hogere temperaturen in de rijpheid te vergroten, omdat hun effect relatief gunstig is op de sterkteontwikkeling. Volgens hun voorstel moet de rijpheid worden berekend uit:
$R_t = \Sigma t \cdot \Delta T_i \cdot k^{n_i}$.

In deze formule is t de tijd waarin het temperatuurinterval ΔT_i aan het verhardende beton is opgelegd. De factor k is een materiaalfactor die afhangt van het gebruikte cementtype. De factor n_i tenslotte houdt verband met de specifieke temperatuurintervallen die samen de totale temperatuur in de tijd t bepalen onder de kromme van figuur 6a. De rijpheid volgens Papadakis en Bresson en de gemeten kubusdruksterkte van het beton met betrekking tot de verschillende temperatuurverlopen die werden toegepast, blijken een zelfde relatie te vertonen die is getekend in figuur 6b.

Uit de gemeten *splijttreksterkte* van het beton blijkt dat voor het jonge beton de normale empirische formule geldt tussen de splijttreksterkte van beton en de kubusdruksterkte die ook opgaat voor volledig verhard beton. De splijttreksterkte f_{ct} kan dus worden gevonden uit:

$$f_{ct} = 0{,}28 \sqrt[3]{f'^2_{ct}} \text{ N/mm}^2$$

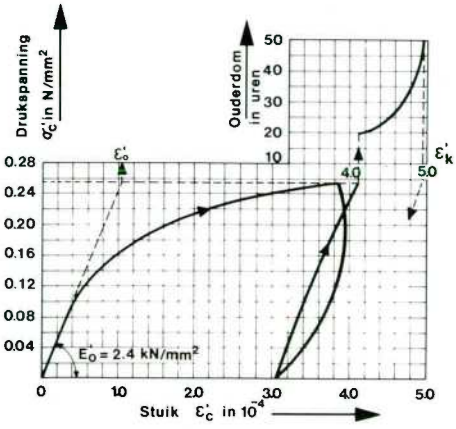
of uit:

$$f_{ct} = 1 + {}^1/_{20}\, f'_{ct} \text{ N/mm}^2 \text{ als } f'_{ct} > 15 \text{ N/mm}^2$$

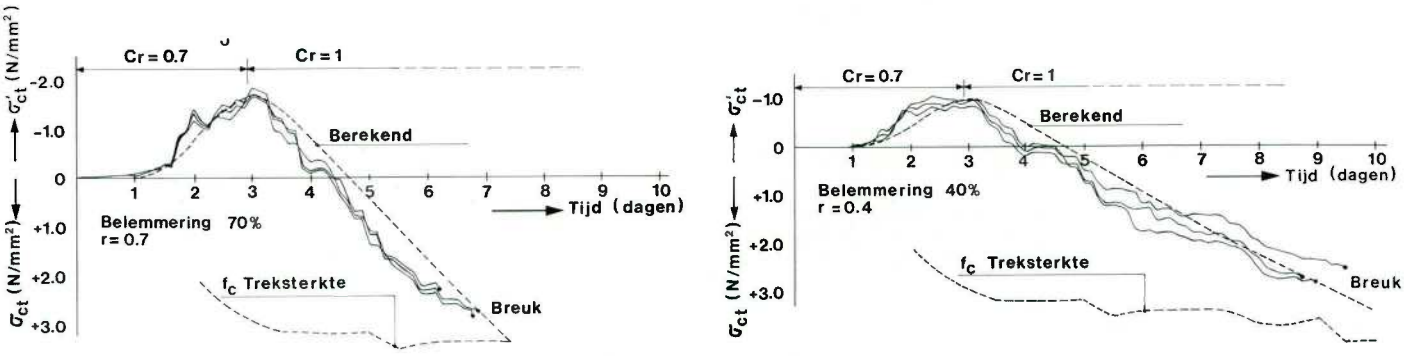
waarin f'_{ct} kubusdruksterkte van het beton is. De benadering van de gemeten waarde is redelijk goed voor alle onderzochte betonmengsels.

De *elasticiteitsmodulus* van het beton is bepaald door het spanning-stuikdiagram te meten tot aan breuk van het prisma. Op een belastingniveau gelijk aan de helft van de geschatte prisma-druksterkte die op dat ogenblik beschikbaar was, werd de belasting weer gereduceerd tot 0 om de blijvende vormverandering te kunnen waarnemen. De ontwikkeling van de elasticiteitsmodulus blijkt erg snel te verlopen. Vanaf ongeveer een kwart tot aan driekwart van de uiteindelijke waarde, ontwikkelt de elasticiteitsmodulus zich in ongeveer één dag. Hoe hoger de verhardingstemperatuur des te sneller treedt deze ontwikkeling op.

De elasticiteitsmodulus is bepaald uit de raaklijn in de oorsprong aan het gemeten spanning-stuikdiagram van het beton. Een typerend resultaat van de metingen wordt gegeven in figuur 7. Uit het onderzoek blijkt dat ook met betrekking tot de elastici-



7
Het spanning-stuikdiagram en de kruip van een prisma met $f'_c = 0{,}735$ N/mm², belast na 19 uur verharding



8
Vergelijking tussen gemeten en berekende spanningen in een prisma waarvan de temperatuurvervorming tijdens de eerste dagen van de verharding gedeeltelijk is verhinderd

teitsmodulus van jong beton een bekende empirische relatie die voor volledig verhard beton geldt, bruikbaar is. De elasticiteitsmodulus kan dus worden berekend uit:

$$E'_{ot} = (1800 - 4\,f'_{ct})\sqrt{10\,f'_{ct}}\ \text{N/mm}^2$$

waarin f'_{ct} de kubusdruksterkte is van het jonge beton bij de betreffende ouderdom.

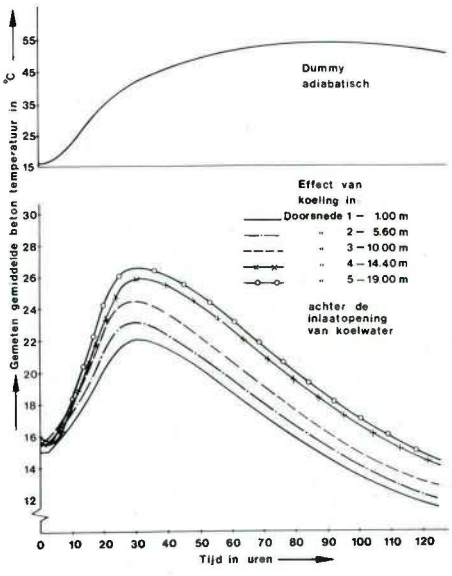
De *termische uitzettingscoëfficiënt* van beton die aan de prisma's is vastgesteld, blijkt een constante factor te zijn gedurende het gehele hydratatieproces. Deze coëfficiënt vertoont enige variatie als functie van de samenstelling van het betonmengsel. Het onderzochte beton leverde een waarde α 12.10^{-6}.

Het *spanningsverloop in de prisma's* waarvan de temperatuurvervorming werd verhinderd, werd uitvoerig geregistreerd. Verschillende belemmeringsgraden werden in het onderzoek toegepast. Het blijkt dat in de verhardingsperiode twee constante relaxatiefactoren van toepassing zijn. Deze factoren blijken echter afhankelijk te zijn van het betonmengsel.

Voor de hier beschouwde betonmengsels blijkt de relaxatie-factor 0,7 te bedragen in de periode waarin de temperaturen stijgen. En de relaxatie-factor bedraagt 1,0 in de periode waarin het beton weer afkoelt. Figuur 8 laat in twee gevallen de vergelijking tussen gemeten en berekende waarden zien. In figuur 3 is eveneens een berekende kromme getekend. In het algemeen kan worden gesteld dat de gevonden overeenstemming bevredigend is. Alle proefstukken in deze serie zijn tenslotte gebroken op een spanningsniveau dat ongeveer 75% bedraagt van de gemeten betontreksterkte. De reductie tot 75% kan worden verklaard. De betreffende proefstukken braken in doorsneden waarin de minimum treksterkte onder lange-duurbelasting aanwezig was. De treksterkte die hiervóór werd genoemd, betreft echter de gemiddelde waarde die bij korteduurproeven is waargenomen. Beide aspecten betekenen een reductie van de effectieve sterkte in de prisma's waarvan de vervorming werd belemmerd.

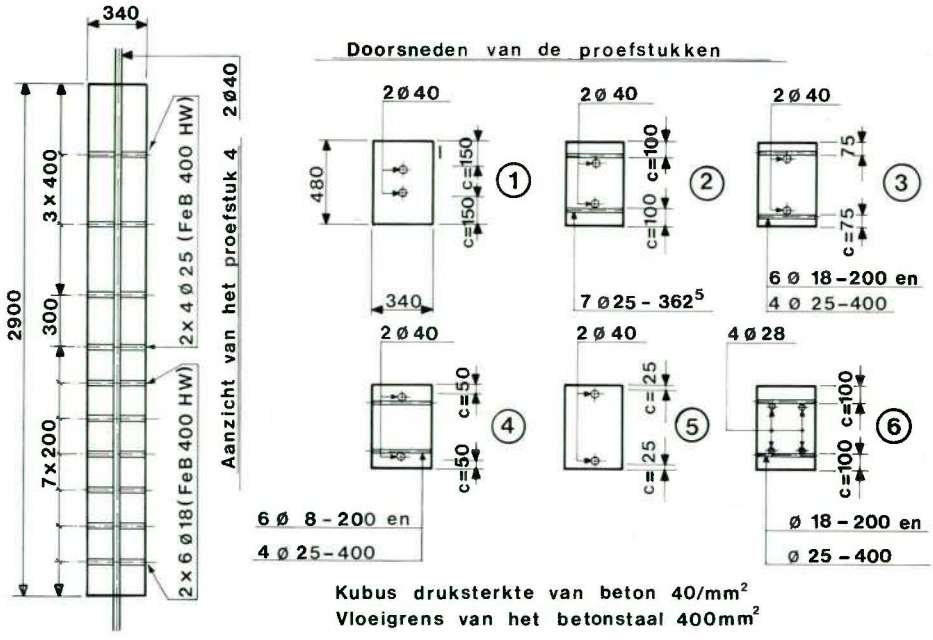
De belemmering van de vervormingen van het beton in de verhardingsfase is een belangrijk aspect. In het algemeen gesproken kunnen twee typen worden onderscheiden. Eén type is de belemmering van de vervormingen van betonvezels in een doorsnede die optreedt in het geval van een niet-lineair temperatuurverloop in die doorsnede. Een ander type betreft de belemmering van de hoofdvervormingen van een constructief element (bijv. een wand) dat wordt gestort op een al verhard element (bijv. een plaat of vloer). Beide typen belemmeringen zullen dikwijls in combinatie optreden.
In het bijzonder de laatste vorm van belemmering is onderwerp van onderzoek geweest [2]. Twee belangrijke aspecten kunnen hierbij worden genoemd. De spanningverdeling die door de belemmering van de vervormingen ontstaat, hangt natuurlijk sterk af van de mogelijkheden die het al verharde element (de vloer) heeft om samen met de pas gestorte wand te vervormen. Onderheide constructies zijn hierbij erg ongunstig. Gedurende de verharding van de wand zal de stijfheid daarvan toenemen, wat betekent dat de verhouding van de stijfheden en dus de belemmeringsgraad in de verhardingsperiode zal veranderen.
Het tweede aspect is het feit dat in het contactvlak tussen wand en vloer de belemmering van punt tot punt optreedt. Dit verhindert dat andere dan erg kleine scheuren kunnen ontstaan wanneer de spanningen voldoende hoog oplopen. Op een zekere afstand van dat contactvlak is een grotere discontinuïteit in de vervormingen mogelijk en kunnen dus wijdere scheuren ontstaan op grotere onderlinge afstand. In dit gebied kunnen de scheurwijdten worden beheerst door de toepassing van wandwapening.
Tenslotte werd onderzoek verricht met betrekking tot te nemen maatregelen om scheurvorming in jong beton te voorkomen. Proeven werden uitgevoerd om vast te stellen wat het effect is van een directe koeling van het jonge beton door middel van koelwater dat door in het beton ingebetonneerde koelbuizen stroomt. Daarvoor werden verschillende grote blokken beton, voorzien van zo'n koelsysteem, uitvoerig bemeten. Een kenmerkend resultaat van dit onderzoek staat in figuur 9.

Theoretische studies werden eveneens uitgevoerd: onder meer werd een computerprogramma samengesteld voor de berekening van de temperatuurverdelingen in een verharde betonmassa [3].
De informatie die uit de beschreven onderzoekingen is verkregen is met succes toegepast in aanvulling op een grote hoeveelheid



9
Het effect van koeling in een betondoorsnede van 650 x 650 mm, gekoeld met een 1'' pijp in het midden, waterstroom 0,48 m³/uur van 5 °C

10
Afmetingen (in mm) van de proefstukken belast op zuivere trek



kennis en ervaring die al eerder was verkregen. Het zal duidelijk zijn dat een verdere gedetailleerde uiteenzetting over alle aspecten die hierbij een rol spelen in het kader van dit artikel onmogelijk is.

3. Scheuren in grote betonconstructies

De duurzaamheid van gewapende en voorgespannen betonconstructies vereist dat ingrijpende corrosie van de wapening wordt verhinderd. Hoewel geen duidelijke correlatie kan worden aangetoond tussen de scheurwijdte en de duurzaamheid van genoemde constructies op lange termijn, wordt de beheersing van de scheurwijdte toch algemeen gebruikt als één van de maatregelen om de duurzaamheid te verzekeren. De gedachte om scheurwijdten te beperken geldt ook voor de stormvloedkering, wetende dat kleinere scheurwijdten in ieder geval de waarschijnlijkheid reduceren van ingrijpende corrosie, voorzover niet andere verschijnselen bepalend zijn. De invloeden van die andere verschijnselen op de duurzaamheid, moeten op andere wijzen worden opgelost.

In betonconstructies met grote afmetingen kunnen de diameters van de wapeningsstaven en de maat van de betondekking de normale maten aanzienlijk overschrijden. Dit is in het bijzonder een probleem wanneer de constructie in een agressieve omgeving staat. Dan worden immers snel grote betondekkingen toegepast. Bij deze grote constructies met grote dekkingen en grote staafdiameters ontstaat het probleem dat de normale praktische formules voor de berekening van de scheurwijdten niet meer gelden. De betreffende formules overschatten de scheurwijdte voor de beschouwde omstandigheden sterk. Dat begint bij gevallen waarbij de staafdiameters een maat van 25 mm overschrijden en de betondekking groter wordt dan 50 mm. Dit heeft uiteraard te maken met het empirische karakter van de scheurwijdte-formules en het begrensde maar wel normale gebied van staafdiameters en betondekkingen dat in het experimentele onderzoek achter die formules is bekeken. Daardoor ontstaat de noodzaak om voor de grotere betonconstructies een aangepast realistisch idee te krijgen omtrent de scheurwijdten die kunnen optreden. Om dit probleem in zekere mate op te lossen, werden experimenten uitgevoerd op betonelementen die waren gewapend met grote staafdiameters en waarbij grote betondekkingen werden toegepast.
De proefstukken kunnen worden beschouwd als delen van grote wanden of platen. De belastinggevallen die in het onderzoek werden toegepast betreffen situaties waarin deze wanden of vloeren werden belast met axiale trek of buiging. Het onderzoek werd achtereenvolgens in deze twee series uitgevoerd.

Voordat de experimenten verder worden beschreven, worden de scheurwijdteberekeningen genoemd die ter vergelijking zijn gebruikt. Als vertegenwoordiger van eenvoudige normale formules, is de formule voor de berekening van de scheurwijdte gebruikt die is opgenomen in de VB 1974. Deze formule luidt:

$$w_{max} = \sigma_s \cdot \xi_1 \left(2c + \xi_2 \cdot \frac{\phi}{\omega_0}\right) \cdot 10^5 \text{ mm} \qquad (a)$$

waarin:
w_{max} = maximum scheurwijdte;
σ_s = de staalspanning in de gescheurde doorsnede;
c = de betondekking;
ϕ = de staafdiameter;
ω_0 = het wapeningspercentage met betrekking tot de effectieve doorsnede;
ξ = een empirische coëfficiënt die afhangt van de aanhechtingseigenschappen van de wapeningsstaven en het belastinggeval, d.w.z. van zuivere trek of van buiging.

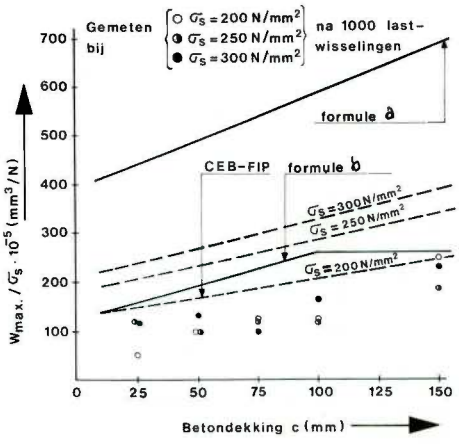
Deze formule is afgeleid van de CEB-FIP Model Code in de editie 1966 en werd uitvoerig door experimenteel onderzoek onderbouwd. De berekende scheurwijdten gelden voor normale maten staafdiameters en betondekkingen en geven daarvoor bevredigende resultaten vergeleken met de gemeten scheurwijdte in de genoemde experimenten.
In het bijzonder met betrekking tot grote betondekkingen en grote staafdiameters werd een speciale formule ontwikkeld:

$$w_{max} = \sigma_s \cdot \left\{ 100 + 0{,}08 \frac{(2c + \phi)\, a}{\phi} \right\} \cdot 10^{-5} \text{ mm} \qquad (b)$$

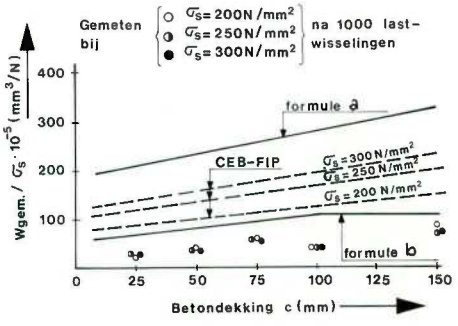
waarin: $(2c + \phi) \leq 0{,}5\, h_t$
a = afstand tussen de wapeningsstaven;
h_t = de totale hoogte van de doorsnede.

Deze formule heeft in de eerste plaats betrekking op zuivere trek maar zal ook voor buiging worden gebruikt. Later, en wel in de editie van de CEB-FIP Model Code van 1978, werd een andere methode voor de berekening van de scheurwijdte opgenomen. De berekening van de scheurwijdte in deze versie van de Model Code was aanzienlijk veranderd ten opzichte van de vorige. Deze berekening is ook ter vergelijking gebruikt. De bedoelde methode is nogal ingewikkeld. De gunstige invloed van het getrokken beton tussen twee scheuren wordt in deze benadering volledig in rekening gebracht. Voor de omschrijving van de methode wordt verwezen naar de CEB-FIP Model Code [4].

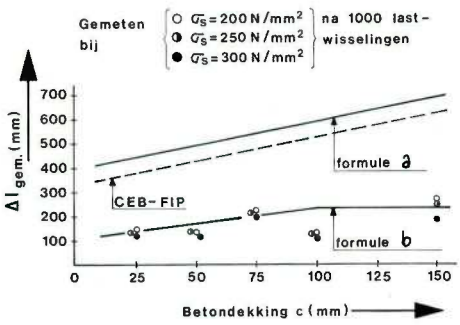
De eerste serie proeven die werd uitgevoerd, omvatte zes proefstukken die belast werden op zuivere trek. Deze proefstukken zijn getekend in figuur 10. De hoofdwapening bestaat uit twee staven rond 40 mm of vier staven rond 28 mm. Zoals in figuur 10 is aangegeven, waren de proefstukken gedeeltelijk voorzien van wapeningsstaven loodrecht op de genoemde hoofdwapening.



11a
Maximum scheurwijdte w_{max}



11b
Gemiddelde scheurwijdte w_{gem}



11c
Gemiddelde scheurafstand $\Delta \ell_{gem}$

11
Vergelijking van gemeten en berekende waarden met betrekking tot de scheurwijdte in gewapend beton, belast op zuivere trek

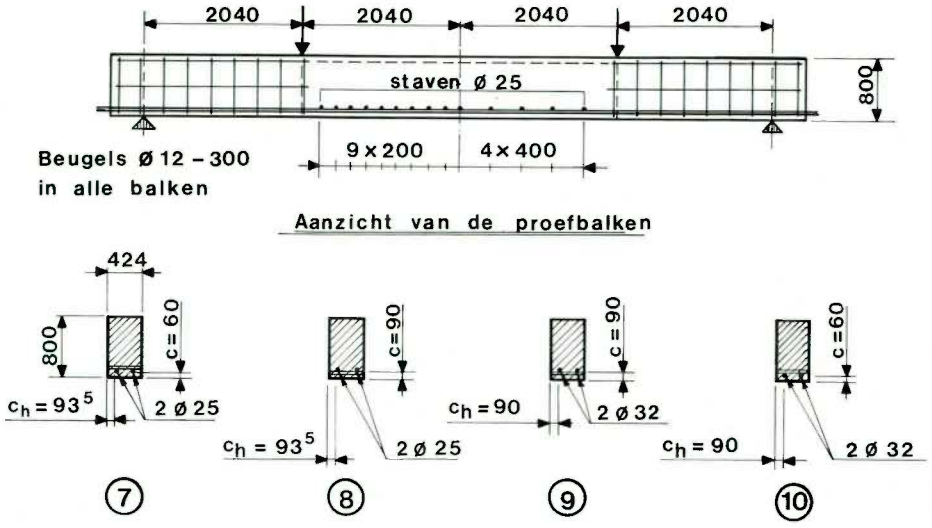
Dit houdt verband met de normale praktische situatie dat dwarsstaven of verdeelwapening aanwezig is. De betondekking in de verschillende proefstukken varieerde tussen 25 mm en 150 mm.
De resultaten van deze beproevingen bevestigen het probleem als eerder omschreven: de gemeten scheurwijdten lagen ver beneden de waarden die volgen uit eenvoudige normale formules zoals formule (a).
Figuur 11a laat de maximaal gemeten scheurwijdten bij zuivere trek zien. De berekende scheurwijdten zijn ook in deze figuur getekend. Opgemerkt wordt dat de gemeten scheurwijdten betrekking hebben op de maximum waarde die geregistreerd is na 1000 lastwisselingen op het aangegeven spanningsniveau. De 1000 lastwisselingen van een bepaald belastingniveau resulteren in vervormingen en scheurwijdten die betrekkelijk stabiel zijn en bij benadering als constant voor verdere lastwisselingen kunnen worden aangenomen. Deze waarden zullen daarom verder als scheurwijdte worden aangehouden bij het betreffende belastingniveau. Zij hebben betrekking op zogenoemde volledig ontwikkelde scheurvorming. De trekproeven hebben met betrekking tot de gemiddelde scheurafstand en de gemiddelde scheurwijdte waarden opgeleverd die zijn weergegeven in figuur 11b en c.
Uit vergelijking van de gemeten waarde met de uit de verschillende formules volgende berekende waarde voor de scheurwijdte, kunnen voor het belastinggeval zuivere trek de volgende conclusies worden getrokken.
Met de CEB-FIP formule kan de maximum scheurwijdte redelijk goed worden berekend wanneer de staalspanning in de wapening rondom 200 N/mm² bedraagt. De berekende resultaten liggen echter wat aan de pessimistische kant. De verschillen nemen toe wanneer de staalspanning toeneemt. Dit betekent dat de maximum scheurwijdte in de CEB-FIP formule sterker met de staalspanning samenhangt dan uit de metingen blijkt. De CEB-FIP formule overschat ook de gemiddelde scheurwijdte en de gemiddelde scheurafstand.
De specifieke formule voor grote betondekkingen en grote staafdiameters (b) laat bevredigende resultaten zien met betrekking tot de gemiddelde waarde voor de scheurwijdte en de gemiddelde scheurafstand, vergeleken met de gemeten waarden. De berekende gemiddelde scheurwijdte volgt uit:

$$w_{gem} = \frac{w_{max}}{1{,}7 \cdot 1{,}4}$$

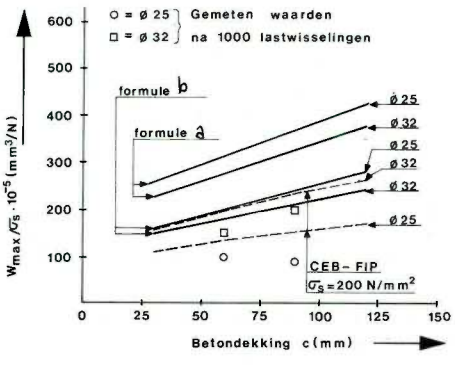
De berekende maximum scheurwijdte blijkt echter wat te groot.
De eenvoudige formule (a) waarin wordt gesteld dat $w_{gem} = w_{max}/2{,}1$ overschat alle gemeten waarden ver. Deze formule is dus te sterk gekoppeld aan de normale afmetingen van de staafdiameters en betondekkingen.
De gegeven conclusies kunnen natuurlijk niet al te hard worden getrokken omdat in de experimenten de spreiding een tamelijk grote rol speelt en maar betrekkelijk weinig proeven werden uitgevoerd. Een opmerkelijk verschijnsel in de beproevingen zijn de vele scheuren die langs de hoofdwapening optraden. De langsscheuren treden al bij betrekkelijk lage belastingniveaus op. De wijdte van deze scheuren was in het algemeen geringer dan van de scheuren loodrecht op de hoofdwapening. Duidelijk is echter uit de beproevingen gebleken dat de grote staafdiameters in een veel vroeger stadium langsscheuren veroorzaken dan men bij de normalere wapeningsstaven gewend is. Deze langsscheuren zijn uiteraard van betekenis omdat ze invloed hebben op de aanhechting en de verankering, maar vooral op de corrosie van de betreffende staven.

De tweede serie proefstukken omvatte vier balken die werden belast op buiging. Figuur 12 laat de afmetingen van de proefstukken zien. Wapeningsstaven van 25 mm resp. 32 mm werden gebruikt. De betondekking op deze staven bedroeg 60 of 90 mm. Deze proefstukken waren ook voorzien van wapeningsstaven loodrecht op de hoofdwapening.
De gemeten maximum scheurwijdten zijn weergegeven in figuur 13a te zamen met de berekende waarden volgens de hiervoor genoemde formules. Ook hier hebben de gemeten waarden betrekking op de maximale

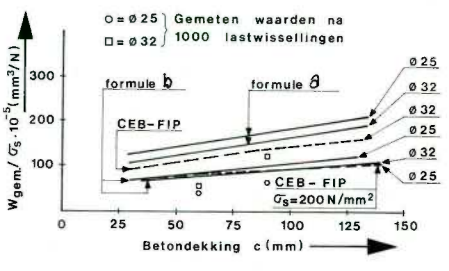
12
Afmetingen (in mm) van de proefstukken belast op buiging



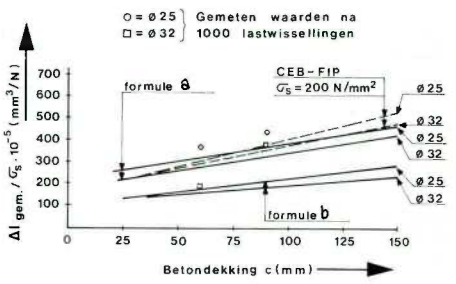
13
Vergelijking tussen gemeten en berekende waarden betreffende de scheurwijdte in gewapend beton belast op buiging



13a
Maximum scheurwijdte w_{max}



13b
Gemiddelde scheurwijdte w_{gem}



13c
Gemiddelde scheurafstand $\Delta \ell_{gem}$

scheurwijdte die na 1000 lastwisselingen bij het betreffende belastingniveau werden geregistreerd. In figuur 13 zijn echter alleen de resultaten weergegeven die de staalspanning $\sigma_s = 200$ N/mm² betreffen. In figuur 13b en c worden de gemiddelde scheurwijdten en de gemiddelde scheurafstanden gegeven.

Zoals duidelijk uit de figuren blijkt, levert de gewone eenvoudige formule weer resultaten voor de scheurwijdten op die veel te groot zijn, vergeleken met de gemeten waarden. Zij zijn bovendien groter dan de waarden die uit beide andere genoemde formules volgen. De CEB-FIP formule levert in feite nog de beste overeenstemming met de beproevingen op buiging. In het bijzonder de invloed van de staafdiameter komt daarin erg goed tot uiting. De specifieke formule, ontwikkeld voor zuivere trek, blijkt minder bevredigende resultaten op te leveren in het geval van buiging. Met het oog op de spreiding en de toch zeer beperkte informatie die met het experimentele onderzoek werd verkregen, zou men kunnen concluderen dat de specifieke formule als een goede benaderingsmethode kan worden gebruikt. Ook bij de experimenten op buiging waren de langsscheuren langs de hoofdwapeningsstaven opmerkelijk.

De algemene conclusie met betrekking tot de geldigheid van de scheurwijdteberekening voor grote betonconstructies is, dat de nogal ingewikkelde methode beschreven in de laatste editie van de CEB-FIP model Code [4] bevredigende resultaten geeft in een betrekkelijk groot gebied van staafdiameters en betondekkingen. Deze uitspraak is enigszins gekoppeld aan een staalspanningniveau van om en nabij de 200 N/mm². Een specifiek afgeleide formule (b) voor grote staafdiameters en betondekkingen, die veel simpeler is, kan als een bruikbare benadering worden toegepast. De gewone eenvoudige formule (a), welbekend uit vele betonvoorschriften, blijkt te sterk gerelateerd te zijn aan de normale gebruikelijke afmetingen. Dergelijke formules kunnen niet worden toegepast voor de berekening van de scheurwijdte in grote betonconstructies.

4. Literatuur

De beschreven onderzoekingen zijn volledig gerapporteerd in een groot aantal rapporten van TNO-IBBC en in rapporten van Rijkswaterstaat, directie Sluizen en Stuwen. Deze rapporten zullen niet stuk voor stuk worden genoemd, maar verdere informatie zal op aanvraag worden verstrekt.

1. Papadakis, M. en Bresson, J., Contribution à l'étude du facteur de maturité de liants hydrauliques application à l'industrie du béton manufacturé; *Revue des Matériaux* No. 678, Mars 1973
2. Stoffers, H., Cracking due to shrinkage and temperature variations in walls; *Heron* 1978, 23 (No. 3)
3. Reinhardt, H.W., Blaauwendraad, J. en Jongedijk, J., Temperature development in concrete structures taking account of state dependent properties; bijdrage aan het RILEM-symposium 'Concrete at early ages' 1982, Parijs.
4. CEB-FIP Model Code for Concrete Structures; International System of Unified Standard Codes of Practice for Structures, Volume II., CEB-FIP International recommendation 3rd edition 1978

prof.Dr.-Ing.H.W.Reinhardt
Technische Hogeschool Delft
ir.P. van den Berg, ir.K.M.Postma en
ing.D.W. de Haan
Dosbouw

Onderzoek naar de eigenschappen van vers en verhard beton

1. Inleiding

Dit artikel behandelt drie onderzoeken, op het gebied van de betontechnologie. De op te lossen problemen houden verband met de buitengewone belastingen en met het gebruik van grote geprefabriceerde betonelementen, die nauwkeurig geplaatst en vastgezet moeten worden op de fundatie.
De onderzoeken betreffen ten eerste het mechanische gedrag en de bruikbaarheid van de ondervulspecie onder de pijlers, ten tweede de stootkrachten op betonoppervlakken en optredende, beschadigingen door vallende stenen en ten derde erosie van beton door water en zand. Hoewel de onderzoeken zijn uitgevoerd in het belang van de Oosterschelde stormvloedkering, zijn de resultaten ook elders toepasbaar. Aan de andere kant zijn sommige delen van het onderzoek halverwege gestopt, doordat ze of van weinig betekenis en nut waren voor de stormvloedkering of doordat het concept veranderde gedurende het ontwerpproces zodat het onderzoek niet langer van toepassing was.
Niettemin geloven de auteurs dat er talrijke aspecten zijn die het rapporteren waard zijn en die andere ingenieurs kunnen helpen problemen te vermijden of op te lossen in toekomstige bouwwerken.

2. De betonvulling onder de pijlers

2.1. *Inleiding*

Binnen het ontwerp van de stormvloedkering vereist de voeg tussen pijler en fundatiebed bijzondere aandacht. Die voeg zal gevuld moeten worden om ongewenste rotaties en bewegingen van de pijler te voorkomen. De vulling zal ook aan bepaalde condities moeten voldoen om verschijnselen van onderloopsheid en daarmee samenhangende erosie te vermijden. De eisen die aan de ondervullaag worden gesteld, zijn:

- duurzaamheid: 200 jaar, gelijk aan die van de hele kering;
- sterkte: 5-10 N/mm^2 (kubusdruksterkte);
- stabiliteit: stabiel zijn onder extreme verhangen (400-600%);
- vullingsgraad: nagenoeg geheel gevuld (90 à 100%).

2.2. *Vooronderzoek*

In een vooronderzoek is geïnventariseerd welke materialen voor toepassing in aanmerking komen. Dit heeft geleid tot een zand-cementmortel. Hiermee kan onder beperkte stroomcondities, te weten een verhang van ca. 5%, een vrijwel volledige vulling van 95-100% met verkit materiaal worden bereikt. De gewenste sterkte kan eenvoudig worden gerealiseerd. In een grofkorrelige omgeving als van de drempel moet het te vullen gebied worden begrensd. Hiervoor is waterdoorlatend zanddicht weefsel met positief gevolg toegepast. Plaatselijke lekkages in deze voorziening kunnen worden ondervangen zonder al te grote verliezen.
Alternatieve materiaaltoepassingen zijn alle minder aantrekkelijk gebleken. Met een groutspecie van cement, water en hulpstoffen zoals bentoniet worden de gewenste sterktes niet gemakkelijk gehaald, er is een zeer dicht doek vereist en lekkages zijn moeilijk betrouwbaar te repareren. Met beton is er geen garantie op een voldoende vullingsgraad. Dit geldt ook voor asfalt-betonmengsels. Onderstromen met zand levert een onstabiele vulling.

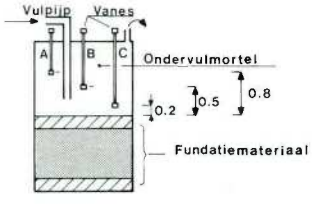
2.3. *Experimenteel onderzoek*

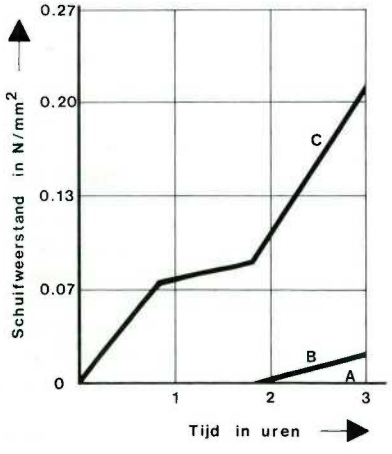
2.3.1 Ondervullen caissons op breukstenen dam

In eerste instantie is voor het oorspronkelijke ontwerp van de stormvloedkering met caissons, onderzoek uitgevoerd in een stroomgoot te Lith. Voor het ondervullen van de caissons moest worden uitgegaan van een 35 m hoge vulleiding wat na aftrek van de waterdruk een overdruk van de specie tegen de vloer inhield van ca. 5 bar.
In verband met deze grote krachten op het waterdoorlatende kunststofdoek en de grote onvlakheden in het fundatiebed, is gekozen voor een nylondoek met een treksterkte van 250 kN/m en een breukrek van 25%. Dit doek heeft zeer goede resultaten gegeven. Bij de optredende stroomsterkte werd onder de constructie cement uitgespoeld, maar in 15 à 20 minuten werd een volledige cementafdichting verkregen. De hoeveelheid uitgespoeld cement bleek niet groter dan enkele procenten.
Onder de overdruk van ca. 5 bar treedt een versnelling op van het verhardingsproces. Reeds na 48 uren zijn sterkten gemeten van 20 N/mm^2, waarbij een wisselbelasting is uitgevoerd met een periode van 8 sec vanaf het moment einde vulling. De vullaag blijkt zeer homogeen te zijn.
Onderzoek in de bak te Kats, met verticale en horizontale belastingen op de ter plekke gemaakte ondervullaag op ware grootte, leverde waarden voor de H/V verhouding van 0,5 (dynamisch) tot 1,0 (statisch).
De resultaten van de proeven met een zand-cementmortel in doek waren zo positief, dat ook voor de volgende ontwerpen hierop is ingehaakt.

2.3.2. Ondervulproeven onder hoge druk

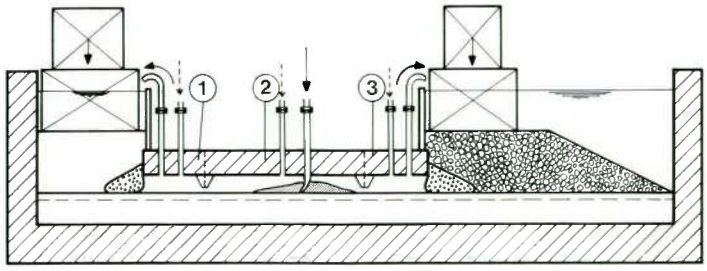
In volgende ontwerpfasen van de stormvloedkering is nadrukkelijker nog stilgestaan bij de mogelijkheid enkele uren na storten horizontale krachten van de pijler over te dragen naar het fundatiebed. Dit betekende, dat de schuifsterkte van de specie bekend moest zijn. Daartoe is een drukvat gemaakt met schoepen op verschillende hoogten, om het verschil te kunnen bepalen tussen de sterkte van de buitenschil en de kern van de zand-cementvulling. Zie als voorbeeld een overdruk van 2 bar *(fig.1)*.

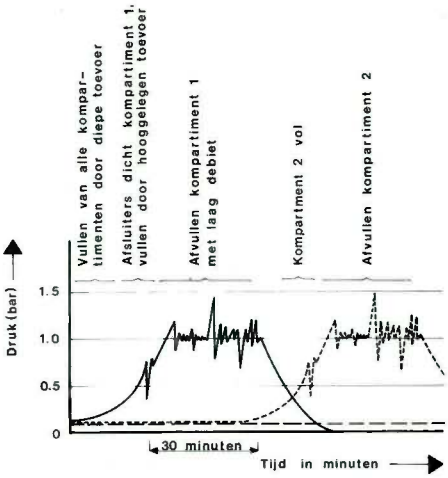




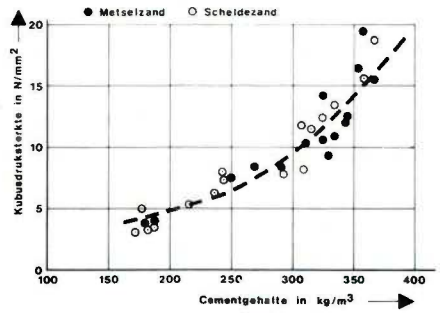
1
Schuifweerstand in relatie tot de tijd

2
Proefopstelling voor het ondervullen





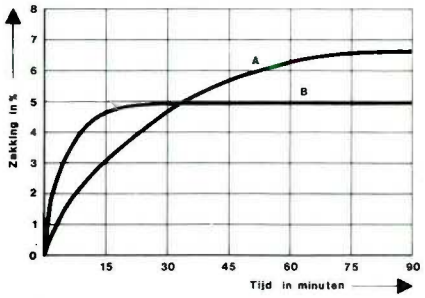
3
Drukverloop in de compartimenten als tijdsfunctie



4
Invloed cementgehalte op sterkte

Mengsel	A	B
Hoogoven-cement A	235	245
Metselzand	1360	1420
Bentoniet	40	20
Water	355 L	340 L

A en B in kg



5
Zakking van vers beton

In het drukvat is ook onderzocht hoe bij het ondervullen penetratie van het fundatiebed en daarmee verstoring van de filterwerking kan worden voorkomen. Diverse steenachtige materialen zijn beproefd. Gebleken is, dat materialen met een gelijkmatige korrelopbouw vanaf 0,5 mm tot 30 mm niet door de zandcementspecie worden geïnjecteerd. Dit materiaal is echter niet stroombestendig. Het grovere materiaal bleek niet mortelditht te zijn, wat toepassing van een zanddicht doek nodig maakte. Dit waterdoorlatende doek is als bovendoek in de fundatiemat opgenomen.

2.3.3. Ondervulproeven onder beperkte overdruk

a. Proefmethode van het ondervullen

Voor de uitwerking van het ondervulmodel voor de pijlers uit het vigerende ontwerp is ter ondersteuning een proevenserie opgezet op schaal 1:1. Daarbij is steeds zoveel mogelijk gebruik gemaakt van de voorgenomen plannen voor het prototype, zoals toepassing van de grindzak als afdichting, een hoogte van 0,5 à 1,0 m van de ondervulruimte en waterdoorlatend doek ter afscherming van de grindlagen uit het fundatiebed. De ondervulruimte wordt onderverdeeld door scheidingsribben van beperkte hoogte. Elk vak wordt gevuld door een centrale opening in de vloer, de afvoer van water vindt plaats op de hoeken van elk compartiment *(fig. 2)*.

Bij het onderzoek is vooral gekeken naar:

- het gedrag van de specie bij verplaatsing over grote afstanden en het optreden van ontmengings- en bleedingsverschijnselen;
- de vormgeving van de onderzijde van de vloer (vlak of geribbeld) om een goede afvoer van water en daardoor een goede vullingsgraad te verkrijgen;
- het verloop van het gehele vulproces onder lage overdruk, het bereiken van voldoende vulling;
- de invloed van compartimenteringsribben op het overdragen van de overdruk naar de naastliggende compartimenten;
- de plaatsbepaling van de toe- en afvoeren;
- het meten van de drukken tegen de onderzijde van de vloer.

Na aanbrengen van de specie en enkele dagen verharding, is de gehele opstelling gedemonteerd en is de groutplaat visueel en door middel van kernboringen beoordeeld. De proeven hebben aangetoond dat een homogene samenstelling gewaarborgd is, als aan de toevoer een rubberen slang wordt gemonteerd, die tot vlak boven het fundatiebed reikt.

De afvoer van het water vindt voornamelijk plaats door het fundatiebed. Pas in een zeer laat vulstadium beginnen de afvoeren water te geven. Het vol zijn wordt gekenmerkt door overlopen van specie door de 4 afvoeren. Tot dat moment is er geen drukverhoging. Nadat de afvoeren zijn gesloten, wordt gedurende een half uur nagevuld onder de matige overdruk van ca. 1 bar. Om de invloed van de overdruk te beperken tot slechts één compartiment, is voor het afsluiten van de afvoeren overgeschakeld op een tweede toevoer zonder slang, dus direct onder de pijlervloer.

De drukverdeling binnen een compartiment vertoonde in alle gevallen een gelijkmatig beeld. De compartimenteringsribben voorkwamen dat druk werd overgedragen naar een aangrenzend vak *(fig. 3)*. Door toepassen van kleurstof in een enkele charge is gebleken dat de zand-cementspecie zich niet via grote vlakken verplaatst, maar steeds door relatief dunne kanalen stroomt.

Het royaal overlopen van de afvoeren garandeert een goede vullingsgraad, waardoor ribbels onder de vloer overbodig lijken. In geen van de proeven is enige mate van bleeding of ontmenging waargenomen, wat verklaard kan worden door uitpersen van het water bij het onder overdruk navullen. Bij de proeven zijn gronddrukdozen tegen de onderzijde van de vloer vergeleken met op ingestorte pijpen gemonteerde waterspanningsmeters. Deze gaven dezelfde resultaten.

b. Optimalisering van het mengsel

Er is een mengselonderzoek verricht, waarin is nagegaan:

- de sterkte van de specie;
- uitpersen van water als functie van de druk;
- de soort toeslagmateriaal;
- de soort hulpstof;
- het optreden van bleeding en uitzakken.

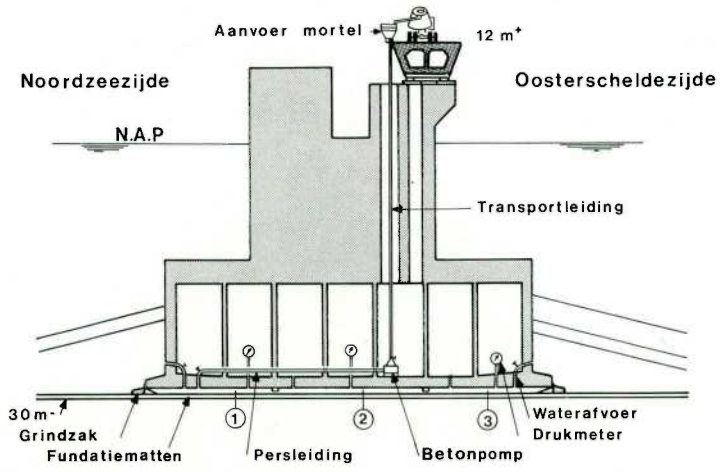
Bij het samenstellen van de mengsels is uitgegaan van een ongeveer gelijke verwerkbaarheid.

Om te voldoen aan de sterkte-eis van 5 tot 10 N/mm^2 na 28 dagen, is een cementgehalte nodig van 200 tot 300 kg, zoals uit figuur 4 blijkt. De korrelopbouw van het zand bepaalt in grote mate de snelheid van uitpersen van water. Betonzand geeft een snellere consolidatie te zien dan Scheldezand ($d50 = 200\ \mu m$).

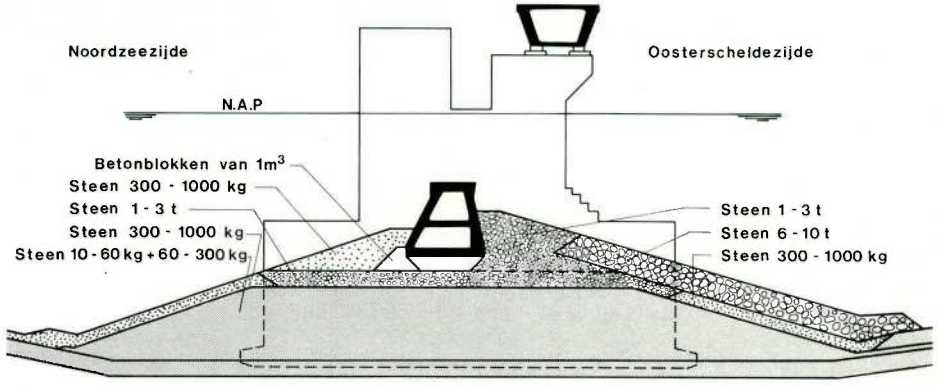
Teneinde ontmenging en bleeding tegen te gaan, zijn als hulpstof plastificeerders en bentoniet vergeleken. Toevoegen van bentoniet leidde tot duidelijke betere resultaten dan andere hulpstoffen, ondanks de hogere water-cementfactor.

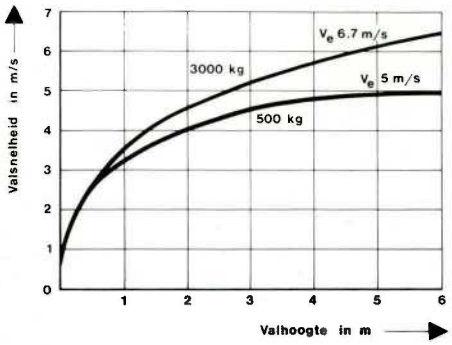
De minste uitzakking en/of bleeding van de

6
Overzicht ondervulmethode en uitrusting



7
Drempelconstructie





8
Valbeweging van stenen onder water

specie wordt verkregen door toevoeging van 40 kg betoniet per m^3, maar het uitpersen van het water geschiedt veel trager dan bij 20 kg bentoniet per m^3, zoals blijkt uit figuur 5. Gekozen is voor mengsel B.

2.4. *Conclusies voor de praktijk*
Uit de resultaten van de proeven zijn de volgende conclusies getrokken voor de vormgeving van de pijlers en het ondervulproces:

- de voorgenomen compartimentering voldoet;
- per vak zijn 2 toevoeren (met en zonder slang) en 4 afvoeren gewenst, de afvoeren leiden in verband met inspectie door de pijlerruimte;
- de onderzijde van de vloer wordt gevormd uit kanaalplaten, om krachtoverdracht van vloer naar vulmateriaal zeker te stellen;
- voor het meten kunnen waterspanningsmeters op ingestorte pijpen worden gemonteerd;
- de pompen worden op de vloer van de pijler geplaatst. Hiermee wordt voorkomen dat de druk tegen de vloer te hoog zal worden. De pompen fungeren als doseer- en reduceerapparaat.

Met het geschetste model met beperkte druk is een vrijwel volledige vulling met materiaal van de vereiste kwaliteit goed bereikbaar *(fig. 6)*.

3. Vallende stenen

3.1. *Inleiding*
Een van de randvoorwaarden voor het ontwerp van pijlers en dorpelbalken is dat de gangbare wijze van aanbrengen van stenen voor de drempel bestaat uit storten vanaf de waterlijn. Dit betekent dat stenen onder water vrij-vallend de betonconstructies zullen treffen. Het gaat om uiteenlopende massa's, van 10 tot 10 000 kg.
Er kunnen 2 vormen van beschadiging optreden; verbrijzeling van het betonoppervlak en overbelasting van de betondoorsnede. Om een inzicht te krijgen in de grootte van de stootkrachten en de mate van beschadiging is een onderzoek 'vallende stenen' uitgevoerd. De theoretische rekenkundige benadering leverde mede door de vele aannamen zulke onzekere en onwaarschijnlijke resultaten op, dat besloten is het onderzoek proefondervindelijk op ware grootte voort te zetten.

3.2. *Theoretische rekenkundig onderzoek*
Het theoretisch onderzoek is erop gericht voorspellingen te doen van de te verwachten beschadigingen. Hiervoor moet eerst de trefsnelheid worden bepaald. Door de grote waterdiepten van de bedreigde constructiedelen kan worden uitgegaan van de evenwichtssnelheid *(fig. 7-8)*.

Al naar gelang de respons van de constructie op een stootvormige belasting, is er sprake van een elastische of starre stoot. De grootte van een elastische stoot is afgeleid uit de bewegingsvergelijking van een éénmassaveersysteem (formule a1, *zie kader*).
Gedraagt de constructie zich als een star lichaam, dan geldt formule a2. Eerst zijn stootkrachten berekend volgens het elastische model. De veerstijfheid *k* is, afhankelijk van de trefplaats op de pijlers *(fig. 9)*, benaderd volgens:
a. de theorie van de halfschijf volgens Timoshenko (lokatie 1 en 3);

formules voor stootkracht:

(a1) elastische stoot $m\ddot{x} + kx = 0$

$F = v\sqrt{k.m}$

(a2) starre stoot $F = v\frac{E.A}{c}$

$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$

formules voor veerstijfheden:

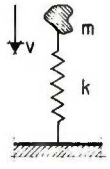
(b1) volgens halfschijf: $k = \frac{\pi . E . a}{1 - \nu}$

(b2) volgens indrukking halve betondoorsnede: $k = \frac{E.A}{d}$

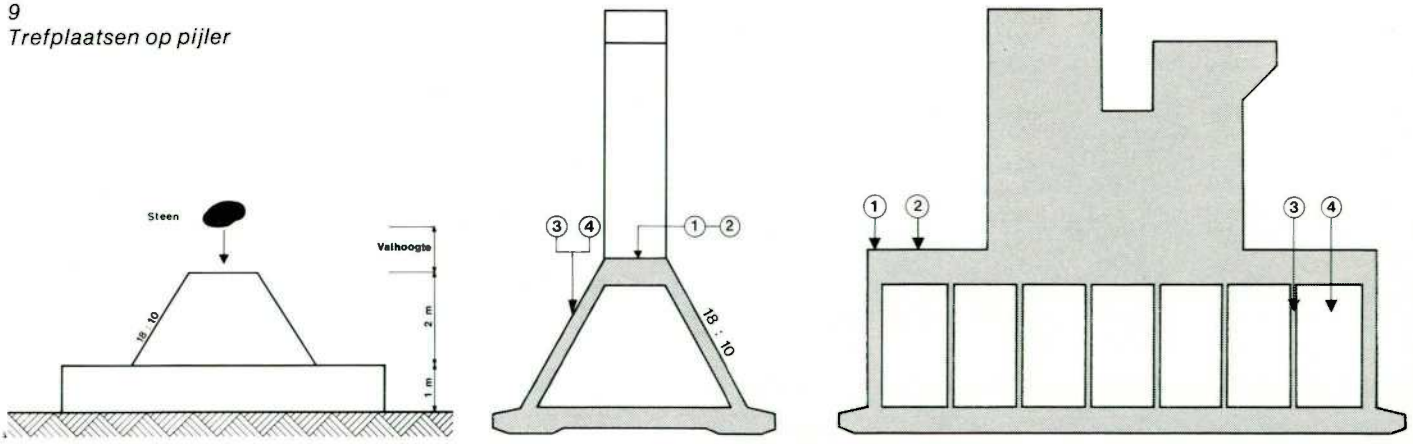
(b3) volgens buiging plaat: $k = \frac{\alpha . E . I}{L^3}$

steen: v = trefsnelheid, m = massa

constructie: k = veerstijfheid, E = elasticiteitsmodulus, ν = dwarscontractiecoëfficiënt, ρ = dichtheid materiaal, A = trefoppervlak, a = breedte trefvlak, d = dikte betondoorsnede, I = traagheidsmoment, L = plaatlengte, α = coëff. voor oplegcondities



9
Trefplaatsen op pijler



10
Proefopstelling

b. de indrukking over de halve betondoorsnede (lokatie 2);
c. buiging van de plaat (lokatie 4).

De aldus berekende stootkrachten zijn vermeld in tabel 1. Benadering volgens de formule van de starre stoot leidt tot nog hogere stootkrachten. De berekende stootkrachten zijn zo groot dat stenen van 3000 kg de constructiedelen van de pijlers zouden doen bezwijken terwijl stenen van 500 kg aanzienlijke oppervlaktebeschadiging zouden veroorzaken. Op grond van praktische ervaring leken de rekenresultaten ongeloofwaardig. Het grote aantal factoren waarvoor aannames moest worden gedaan, zoals veerstijfheid, trefoppervlak, meewerkende massa en stootkarakter waren oorzaak van ondoorzichtigheid. Daarom is besloten tot het verrichten van proefondervindelijk onderzoek.

3.3 *Proefondervindelijk onderzoek*
3.3.1. Inleiding
Aspecten zoals de verbrijzeling van beton, inschaling van trefsnelheid en het starre karakter van een stoot, alsmede de praktische mogelijkheden van stootregistratie, hebben geleid tot een onderzoek op ware grootte.
Om een starre stoot te imiteren en daarbij de invloed van de ondergrond te kunnen verwaarlozen, moest worden gekozen voor een proefopstelling met een massa van ca. 200 000 kg, met horizontale en schuine trefvlakken *(fig. 10)*. De trefsnelheid van de stenen onder water is omgezet in een benodigde valhoogte in lucht. De grootte en de tijdsduur van de stoot zijn geregistreerd door ingelijmde versnellingsopnemers in de stenen. Er zijn ook metingen verricht met onder de te beproeven plaat gesitueerde drukdozen. Beide methoden gaven overeenkomstige resultaten. De gemeten tijdsduren van de stoten, variërend van 4 tot 10 msec bevestigden dat het karakter van de starre stoot goed was geïmiteerd.

3.3.2. Stootkrachten en beschadigingen van het beton
Na het verkennend onderzoek is een groot aantal valproeven uitgevoerd om tot een statistische bewerking van gemeten stootkrachten en beschadigingen te kunnen komen *(tabel 2)*. Aan de hand van de gemeten stootkrachten is vervolgens de 5% overschrijdingslijn voor verschillende steengewichten samengesteld *(fig. 11)*.

De gemeten stootkrachten bleken aanmerkelijk lager (factor 10) te zijn dan de theoretische, berekende waarden. Daarbij kwam een grote variatie (factor 4) in stootkrachten voor dezelfde steengewichten naar voren. Van grote invloed bleken de vorm van het trefvlak en de momentane posities van het

Tabel 1
Berekende stootkrachten

trefplaats	veerstijfheids-benadering	reductie-factor	stootkrachten (kN)	
			stenen 3000 kg	stenen 500 kg
1. wand, horizontaal	b1	–	89 000	27 000
2. veld, horizontaal	b2	–	52 000	16 000
3. wand, schuin	b1	0,3	26 000	8 000
4. veld, schuin	b3	0,3	12 000	3 000

Tabel 2
Gemeten stootkrachten

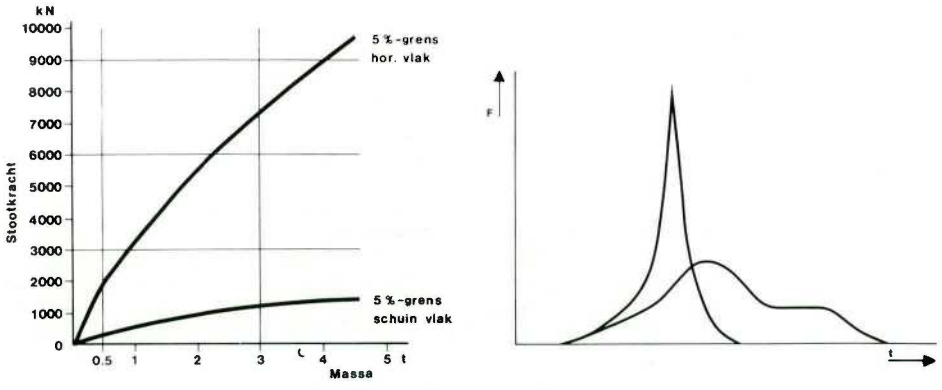
steengewicht	stootkrachten (kN)			
	horizontaal vlak		schuin vlak (18 : 10)	
	gemiddeld	5%	gemiddeld	5%
3000 kg	3700	7400	600	1050
500 kg	1000	1800	150	300

Tabel 3
Gemeten beschadigingen

steengewicht	beschadiging (mm)			
	horizontaal vlak		schuin vlak (18 : 10)	
	gemiddeld	5%	gemiddeld	5%
3000 kg	36	56	29	44
500 kg	29	29	18	26

11
5% grens stootkrachten

12
Stootdiagrammen

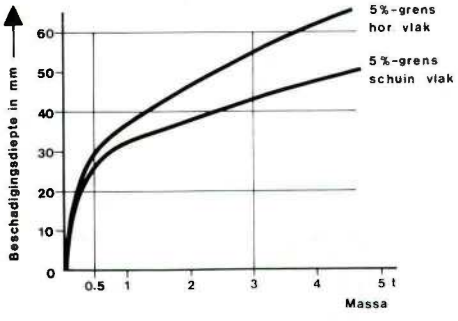


Tabel 4
Beschadigingen puntvormige trefhoek

steengewicht M	3000 kg			500 kg		
trefsnelheid v_e	6,7 m/s			5,0 m/s		
punthoek φ	30°	45°	60°	30°	45°	60°
d_0 (m)	0,20	0,24	0,28	0,09	0,10	0,13
x_0 (m)	0,17	0,12	0,08	0,08	0,05	0,04

Tabel 5
Beschadigingen rond trefvlak

steengewicht	3000 kg	500 kg
trefsnelheid	6,7 m/s	5,0 m/s
diameter steen	1,24 m	0,68 m
beschadigingsdiepte (X_0)	0,12 m	0,025 m



13
5% grens beschadigingsdiepte van beton

trefpunt ten opzichte van het zwaartepunt van de steen (rotatie na treffen). Een klein trefvlak veroorzaakt een korte tijdsduur van de stoot en een hoge stootkracht, terwijl een groter trefvlak een langere stootduur en lage stootkracht teweeg brengt; vergelijk figuur 12, waar beide figuren dezelfde energie-inhoud (oppervlak *F-t*-diagram) hebben.

Stootkrachtmetingen voor betonkubussen van 2500 kg leverden in vergelijking met de basaltstenen lagere stootkrachten op (factor 2 à 3). De mate van verbrijzeling van de kubussen die verschilt alnaar gelang een kubus op een vlak, een rand of een punt valt, is van belangrijke invloed gebleken op stootduur en stootkracht.

De gemeten beschadigingen zijn verwerkt in tabel 3. Ook hier zijn 5% overschrijdingslijnen voor de verschillende steengewichten samengesteld *(fig. 13)*. Ten aanzien van de geconstateerde beschadigingen wordt aanvullend opgemerkt:

- een verdergaande beschadiging dan de zichtbare, in de vorm van haarscheuren, is – aan de hand van vriesproeven op geboorde kernen – niet geconstateerd;
- het vergroten van de dekking op de wapening leidde niet tot diepere beschadigingen;
- de randen van de betonvlakken zijn zeer kwetsbaar;
- de beschadiging van verticale vlakken is gering (5-10 mm).

3.3.3. Verklaring gemeten stootkrachten en beschadigingen

Een theoretische verklaring van de gemeten stootkrachten en beschadigingen, met name de onderlinge relatie, is niet of nauwelijks aanwezig. Een voorspelling van de beschadigingsdiepte wordt enigszins benaderd door het na dit onderzoek gepubliceerde artikel 'Impact of falling loads on submerged concrete structures' door J.J.Jensen [3]. Voor verschillende vormen van het trefvlak van het vallende object wordt een formule voor de beschadigingsdiepte gegeven. Voor verschillende hoeken φ van een puntvormige trefhoek en voor een bolvormig trefvlak zijn de beschadigingsdiepten berekend voor twee steengewichten *(tabellen 4 en 5)*. De berekende beschadigingsdiepte (x_0) ligt voor stenen van 500 kg dichter bij de gemeten waarden dan voor stenen van 3000 kg, waarvoor het verschil nog steeds een factor 2 à 3 is. In de publikatie wordt voorgesteld om de stootduur te bepalen uit $t = 2\,x_0/v$. De stootkracht wordt dan berekend uit $F = 2\,mv/t$. Hierbij is een driehoekig verloop van het impulsdiagram verondersteld. Deze benadering levert te hoge waarden voor de stootduur en vervolgens te lage waarden voor de stootkracht.

Een betere benadering van de gemeten stootkrachten wordt verkregen door uit te gaan van de gemeten tijdsduren en aan de hand daarvan de stootkrachten te bepalen volgens $F = 2\,mv/t$, zoals blijkt bij vergelijking van de waarden van tabel 6 met die van tabel 2.

3.3.4. Beschermingsmogelijkheden

Aansluitend op het onderzoek naar stootkrachten en beschadigingen zijn tal van beschermingsmogelijkheden op hun effectivi-

Tabel 6
Berekende stootkrachten uit gemeten stootduren

steengewicht	3000 kg		500 kg	
trefsnelheid	6,7 m/s		5,0 m/s	
stootduur (gemeten)	4 msec	10 msec	4 msec	10 msec
stootkracht	10 050 kN	4 000 kN	1 250 kN	500 kN

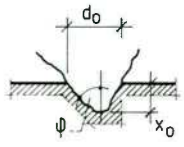
formules voor beschadigingsdiepte:

(c1) voor puntvormige trefhoek:

$$x_o = \frac{\beta^{1/3} \cdot v_e^{2/3}}{2\gamma \cdot \pi \cdot tg^2 \psi} = \frac{3m}{2\gamma \cdot \pi \cdot tg^2 \psi}$$

$$d_o = 2 \cdot tg\psi \cdot x_o$$

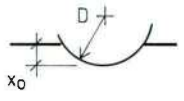
γ = vloeisterkte (aanhouden $37{,}5 \times 10^6$ N/m^2



(c2) voor bolvormig trefvlak

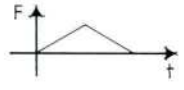
$$x_o = \left(\frac{m \cdot \pi \cdot D}{\gamma}\right)^{1/2} \cdot v_e$$

$$D = \left(\frac{6V}{\pi}\right)^{1/3}$$



(d) formule voor stortduur

$$F = \frac{2 \cdot m \cdot v}{t}$$



steen = 3000 kg
x_o = 0,12 m
v_e = 6,7 m/s
t = 0,036 sec
F = 1100 kN

teit beoordeeld. Het onderzoek richtte zich daarbij zowel op een reductie van de stootkrachten als op voorkoming van de beschadigingen. Aanvullend is het onderzoek eveneens gericht op stootkrachtreductie door de stenen te vervangen door zand- en betonzakken en door asfaltpakketten; met name voor de stenen groter dan 3000 kg, waarvan in de loop van het onderzoek is vastgesteld dat vallen op de pijlers moest worden uitgesloten.

Voor bescherming zijn bekledingen met grindmatten, houten schotten, kunststof platen en spuitbeton onderzocht. Daarbij is de spuitbetonoplossing in effectiviteit en kosten het meest gunstig gebleken, vooral op de schuine wanden.
Als vervangende maatregel zijn zakken gevuld met zand en betonmortel en zakken met steenasfalt getest. De eerste twee vielen af door het grote percentage scheuren in de verpakking. Dit hoefde voor het steenasfalt geen bezwaar te zijn wegens de verkitting in het materiaal. De reductie op de stootkracht is groot.

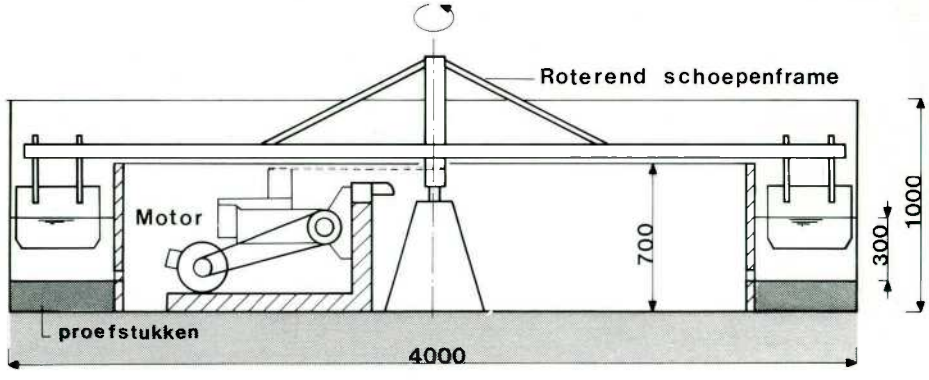
3.4 *Maatregelen volgend uit het onderzoek*
In het samenstel van drempelontwerp, drempeluitvoering en bescherming, heeft het onderzoek 'vallende stenen' geresulteerd in de volgende maatregelen en aanpassingen.
Het drempelontwerp is aangepast; stenen zwaarder dan 3000 kg worden in een strook van 5 m breedte rondom de pijlers vervangen door steenasfalt in charges van 20 tot 30 ton, die de pijler vrij-vallend mogen treffen.
De drempeluitvoering is voor stenen van 1000-3000 kg zo geconditioneerd dat de maximale valhoogte van de stenen 2 m bedraagt, waardoor een stootkrachtreductie van 50% wordt bereikt. Hiertoe is speciaal materieel ontworpen.
De bescherming van de pijlers bestaat uit een combinatie maatregelen:
- een vergroting van de betondekking tot 100 mm, zodat de beschadiging door vrij vallende stenen van 300 tot 1000 kg toelaatbaar is;
- het aanbrengen van grote vellingkanten op alle randen;
- een beschermlaag van 70 mm spuitbeton langs de randen van de schuine vlakken en van vulbeton langs de randen van de horizontale vlakken. In beide beschermlagen is een wapeningsnet ∅6-50 mm aangebracht.

4. Erosie van beton door water en schurend materiaal

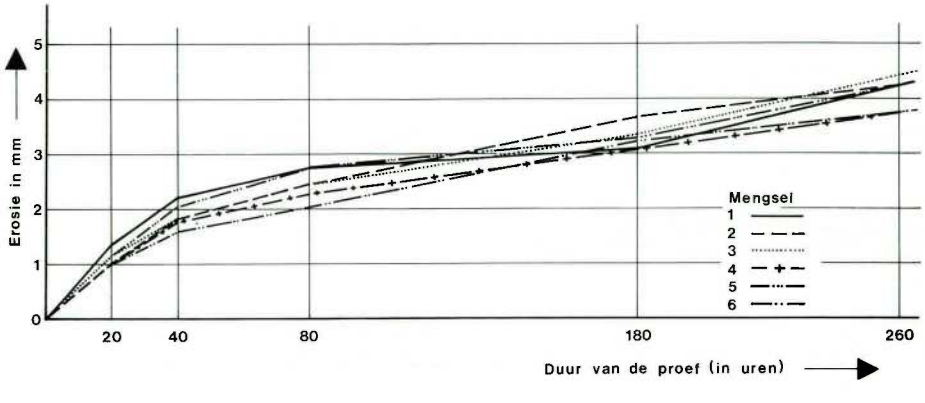
4.1. *Aanleiding*
Volgens berekeningen zal de stroomsnelheid tussen de pijlers van de kering variëren van 3 tot 5 m/s, en mogelijk zelfs hogere waarden bereiken op ongunstige plaatsen. Water draagt schurend materiaal met zich mee, in het bijzonder zand. Er was vrees, dat de relatief hoge snelheid van het water, samen met het zand, aanzienlijke erosie van het beton zou veroorzaken. Deze overwegingen waren de reden tot een gedetailleerd onderzoek naar het verschijnsel erosie van beton. Erosieve aantasting kan in twee vormen voorkomen: ten eerste als het afslijtproces dat een oppervlak ondergaat door de werking van het water en van de sedimenten die het met zich mee draagt, ten tweede als een beschadiging die meestal plaatselijk optreedt en gekenmerkt wordt door ronde gaten (cavitatie).
Het huidige onderzoek houdt zich met het eerste fenomeen bezig, terwijl het tweede als niet relevant is beschouwd. Cavitatie komt meestal voor bij hogere snelheden dan de hier verwachte snelheden.

4.2. *Onderzoekmethode*
De onderzoekmethode was ontworpen om de expositie van een bouwwerk in stromend water met schurende materialen na te bootsen. Voor dit doel waren 12 proefstukken, elk met een oppervlak van ± 0,5 m^2 en voorzien van verstelbare poten, horizontaal geplaatst op de bodem van een open kanaal met een uitwendige diameter van 4 m en een rechthoekige dwarsdoorsnede zoals aange-

14
Doorsnede ringvormige goot



15
Totale gemiddelde erosie per mengsel



geven in figuur 14. In rust waren de toppen van de proefstukken 0,30 m onder de oppervlakte. Verticale bladen gemonteerd op een roterende constructie reikten tot een diepte van 0,15 m onder het wateroppervlak. De rotatiesnelheid, en daarmee de stroomsnelheid van het water in het kanaal was onderworpen aan een voortdurende variabele controle door middel van een elektrische motor met een versnellingsbak. De gemiddelde snelheid van de bladen was 3,5 m/s.
Met dit systeem gaf het water een spiraalvormige beweging te zien en droeg het een totale hoeveelheid van 50 kg riviergrind met zich mee, wat een water-grindverhouding geeft van 87:1. Na een bepaald aantal omwentelingen werden slijtagemetingen aan het oppervlak gedaan. De slijtage werd door middel van inductieve opnemers tegen drie vaste punten gemeten op 24 punten op het betonoppervlak.

4.3. *Onderzochte materialen*
Er zijn vijftien betonmengsels gekozen om de invloed te onderzoeken van het type beton, de betonsamenstelling, de water-cementfactor, maximale korrelgrootte, de hoeveelheid toeslagmateriaal, het gebruik van een hulpstof en de manier om erosiegevoeligheid te verbeteren.

Tabel 7 geeft een samenvatting van de verschillende betonmengsels. De 28-daagse druksterkte varieerde van 22 tot 48 N/mm^2. De proefstukken 1-6 en 10-15 werden afgedekt na het storten om uitdroging van het verse beton tegen te gaan. Na 2 dagen werden ze uit de mal gehaald en opgeslagen in een vochtige ruimte of onder water totdat beproeving plaatsvond. Verscheidene proefstukken (gemerkt met N) mochten uitdrogen aan het oppervlakt totdat beproeving plaatsvond.

4.4 *Proefresultaten*
De gemiddelde totale erosie is berekend uit 48 meetpunten (2 monsters op 24 punten). Figuur 15 geeft een voorbeeld van de erosie in de loop der tijd. Eerst is er een niet-lineaire verhouding die later – na ongeveer 40 uur verandert in een constante toename. Tabel 7 vat de resultaten van de proeven in de erosiegoot samen. Kolom 13 geeft het gemiddelde van de totale slijtage aan na 240 uur en kolom 14 geeft de toename van de slijtage weer in de tweede fase.

4.5. *Beoordeling van de resultaten*
De structuur van het beton aan het oppervlak, dat in aanraking is geweest met de bekisting, verschilt met die van de binnenste betonmassa: er zullen meer cementsteen en fijne opgehoopte bestanddelen zijn naarmate de afstand tot het oppervlak vermindert. De buitenkant van het beton zal hoofdzakelijk bestaan uit cementsteen en fijne deeltjes. De mogelijke aanwezigheid van kleine scheurtjes ten gevolge van krimp of koeling, is in deze buitenste zone het grootst.

Het verloop van erosie in de tijd kan als volgt worden uitgelegd: omdat sterkte en dichtheid van de matrix van cementsteen en fijne deeltjes lager zijn dan die van het geheel, slijt de buitenkant sneller weg dan het beton

Tabel 7
Overzicht verschillende geteste mengsels

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
mengsel	cementgehalte (kg/m^3)	cement	water-cementfactor	plasticifeerder (%)	hoeveelheid toeslagmateriaal (kg/m^3)	kubusdruksterkte (N/mm^2)	zetmaat (mm)	verdichtingsmaat	luchtgehalte (%)	grootste nominale korrel (mm)	toeslag-cementverhouding	totale erosie (mm) na 240 uur	erosietoename (mm per 1000 uur)
1	281	HA	0,55	–	1935	37,2	0	1,14	0,8	32	6,89	2,75	4,38
2	296	HA	0,48	0,40	1926	37,9	45	1,10	1,4	32	6,51	2,81	5,57
3	307	HB	0,50	–	1918	43,1	5	1,08	0,8	32	6,25	3,38	8,39
4	303	HB	0,50	0,85	1897	41,3	190	1,00	1,7	32	6,26	3,00	7,24
5	308	HA	0,37	0,85	2014	48,0	–	(1,25)	1,2	80	6,58	3,38	6,85
6	368	HB	0,37	0,85	1826	47,7	100	1,08	3,2	32	4,96	2,86	6,36
7C	266	HA	0,63	–	1938	31,2	80	1,08	1,2	32	7,27	3,49	6,91
7N	266	HA	0,63	–	1933	24,1	150	1,11	1,1	32	7,27	5,36	10,45
8C	335	HA	0,42	0,85	1825	39,2	120	1,05	4,0	32	5,43	2,81	7,56
8N	335	HA	0,42	0,85	1813	40,1	100	1,08	3,8	32	5,43	2,57	7,10
9C	384	HA	0,43	0,85	1782	44,4	140	1,04	3,2	32	4,63	2,07	4,41
9N	384	HA	0,43	0,85	1776	39,1	200	–	3,6	32	4,63	2,23	4,88
10	303	HA	0,38	0,85	1999	46,3	–	(1,21)	1,2	80	6,60	3,27	10,98
11	263	HA	0,63	–	1948	22,7	100	1,11	1,0	32	7,41	3,60	10,33
12	334	HA	0,41	0,85	1850	40,5	120	1,07	3,2	32	5,54	3,44	10,30
13	380	HA	0,43	0,85	1790	35,4	–	1,01	3,1	32	4,71	3,49	11,50
14	266	HA	0,63	–	1922	21,0	–	1,01	1,3	32	7,23	3,97	7,90
15	225	HA	0,63	–	1999	21,9	–	1,13	1,7	32	8,88	5,66	18,95

HA = hoogovencement klasse A
HB = hoogovencement klasse B
Plastificeerder = Cretoplast SL (superpastificeerder)
Mengsels no. 5 en 10 zijn van grof grind met nominale max. korrel van 80 mm
De zand/grindverhouding was 35/65% voor de mengsels 8, 9, 12, 13 en 38/62% voor de mengsels 1, 2, 3, 4, 6, 7, 11, 14
De aanduiding N achter een mengselnummer betekent niet nabehandeld, terwijl C wèl nabehandeld betekent

van het binnenste deel, dat overigens is blootgesteld aan dezelfde condities. Als eenmaal de buitenkant verdwenen is, zal verdere erosie gelijkmatig voortgaan (onder constante erosie-condities).

Uit de statistische verwerking van metingen komen de volgende kwalitatieve resultaten te voorschijn (een gedetailleerd verslag wordt gegeven in [5, 6]):

- de druksterkte van het beton heeft een duidelijk effect. Naarmate de sterkte toeneemt, neemt de weerstand tegen erosie toe. Beton van slechte kwaliteit, ook al komt dit plaatselijk voor, zal snel aangetast worden door erosie;
- de nabehandeling is van belang voor het erosiegedrag, vooral in beton met een lage druksterkte. Goede behandeling verbetert de erosieweerstand, waarmee het effect van druksterkte wordt beperkt. Aan de andere kant waren er geen aanwijsbare effecten door de nabehandeling van de proefstukken van sterk beton;
- er is geen invloed vastgesteld van de toevoeging of afwezigheid van een hulpstof in het betonmengsel;
- er was een lichte relatie tussen het percentage toeslagmateriaal en de erosieweerstand. Deze tendens kwam duidelijk naar voren in beton met een laag cementgehalte (zodat de water-cementfactor groter was en de sterkte daardoor lager). Voor beton gemaakt met grof grind, zijn de resultaten minder duidelijk. Als de conclusies beperkt blijven tot die typen beton die ongeveer een gelijke sterkte hebben, is het effect van de hoeveelheid toeslagmateriaal op de erosieweerstand niet langer aanwijsbaar. Beton van grof grind gedraagt zich dan niet anders dan beton van fijn grind.

Voordat de proefresultaten betrouwbaar vertaald kunnen worden naar de werkelijkheid, wat betreft de grootte en tijdsrelatie van het verschijnsel, zal het noodzakelijk zijn een nadere studie van de erosie te maken. Nu staan de resultaten alleen een relatieve classificatie toe, ervan uitgaande dat de mechanismen in de proeven en de werkelijkheid ongeveer identiek zijn.

5. Eindconclusie

Verschillende aspecten van betongedrag waren het onderwerp van deze studie. Het gebruik van grote geprefabriceerde betonelementen en de lokatie van het bouwwerk in een nogal aggressieve omgeving deden vele vragen oprijzen voor wat betreft de werkbaarheid van ondervulspecie, vallende stenen en erosie door water dat schurende materialen bevat. Het onderzoek werd op een nogal praktische manier uitgevoerd, dat wil zeggen, problemen die oprezen in verband met het ontwerp van de stormvloedkering en vragen die oprezen op de bouwplaats, werden zo snel mogelijk opgelost, met de nadruk op de toepasbaarheid. Daardoor waren de onderzoeken soms niet zo fundamenteel als de schrijvers graag hadden gewild.

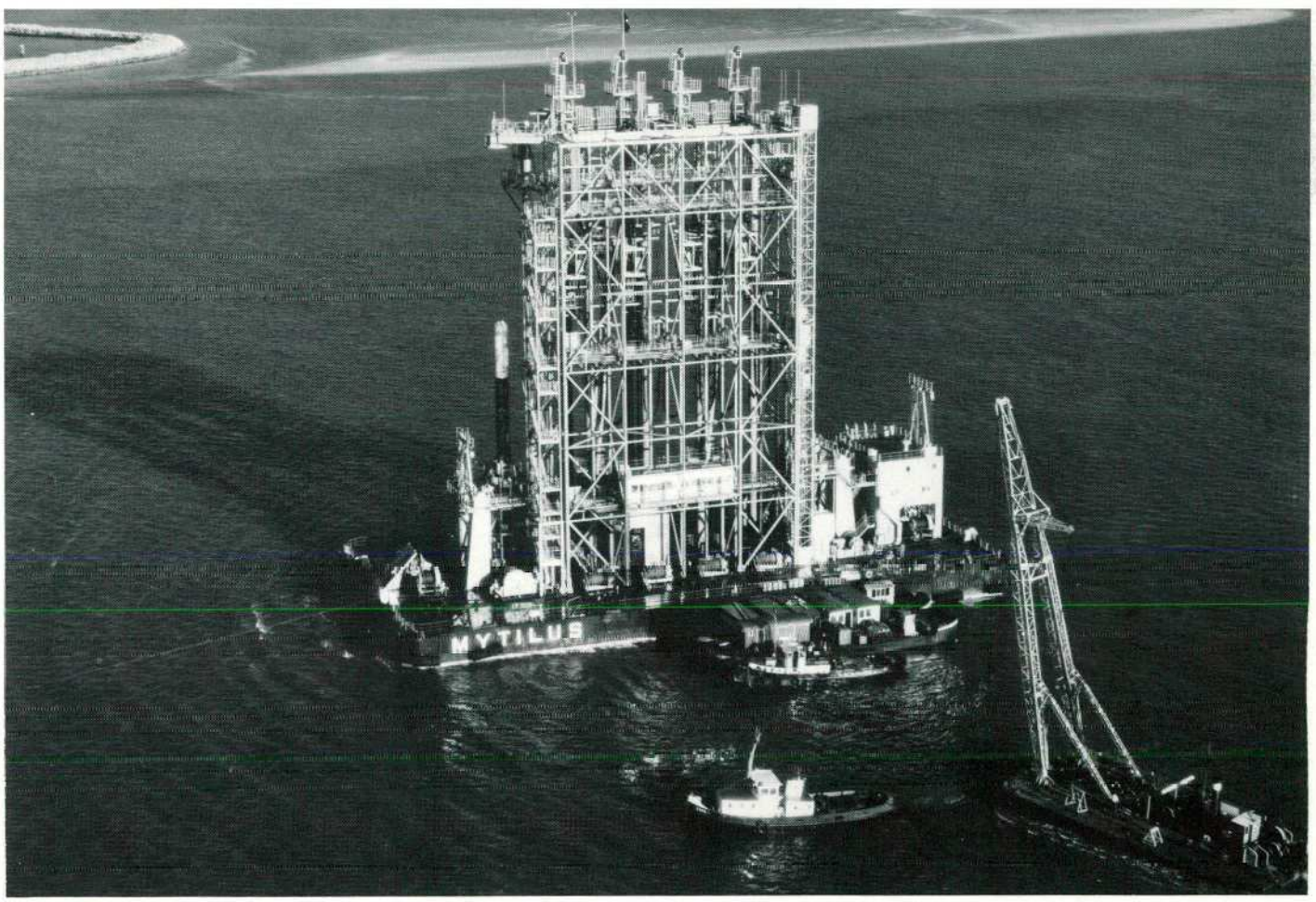
Aan de andere kant is men op vele problemen gestoten en de oplossing en beoordeling daarvan zal hopelijk de praktische ingenieur helpen om soortgelijke problemen in andere waterbouwkundige werken te vermijden.

Korte samenvattingen van de resultaten en conclusies die uit de proeven zijn getrokken, worden gegeven in de afzonderlijke onderdelen van deze presentatie. De lezer wordt daarnaar verwezen.

6. Literatuur

1. Dosbouw, Onderzoekrapporten 561VAS-M-81010
2. TNO-IBBC, Rapporten B-79-114/603/604
3. Jensen, J.J., Impact of falling loads on submerged concrete structures, RILEM Symposium 'Brasil Offshore', Rio de Janeiro 1979, Vol. 1, pag. 11
4. Gardet, A., Dysli, M., Essais à l'abrasion de revêtements d'ouvrages hydrauliques, *Bulletin Technique de la Suisse Romande* 91 (1965), no. 4, p. 45-49
5. Pat, M.G.M., Fontijn, H.L., Reinhardt, H.W., Stroeven, P., Erosie van beton; Stevinrapport 5-79-30, Delft 1979
6. Pat, M.G.M., Reinhardt, H.W., Erosion of concrete; *Heron* 24 (1979), nr. 3

foto: Aerocamera



ir.F.F.M. de Graaf
Rijkswaterstaat, directie Sluizen en Stuwen

Maatafwijkingen en toleranties bij het samenstellen van de constructie

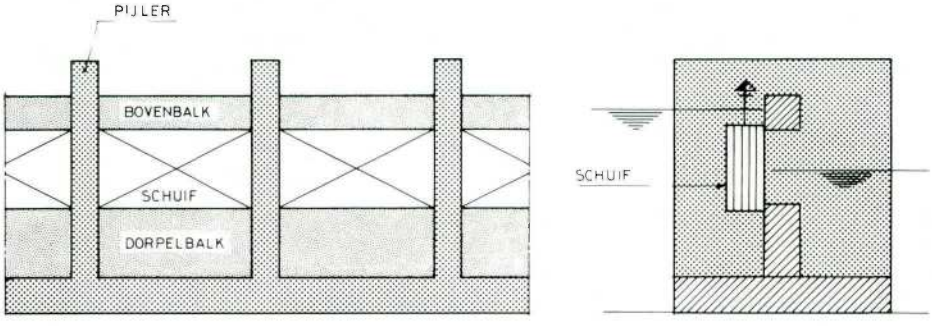
1. Inleiding

Bij het bouwen onder offshore omstandigheden is het vooral om uitvoeringstechnische redenen gewenst voor een grote mate van prefabricage van de constructie te kiezen.
De stormvloedkering is opgebouwd uit een groot aantal secties met een vast en beweegbaar deel. Bovenbalk, dorpelbalk en pijler vormen het vaste deel; schematisch weergegeven in figuur 1. Bij het onderverdelen in vooraf te prefabriceren constructieonderdelen kunnen grofweg twee *methoden* worden aangehouden *(zie fig. 2)*.
Methode 1 gaat er van uit dat het vaste deel van elke sectie als een vormvast frame wordt geprefabriceerd en als een eenheid wordt geplaatst in het sluitgat.
Methode 2 gaat er van uit dat het vaste deel van elke sectie als losse stijlen (pijlers) en regels (bovenbalk, dorpelbalk) wordt geprefabriceerd en in het sluitgat samengesteld.

Het zal duidelijk zijn dat methode 1 favoriet is, indien alleen wordt gelet op pas- en meetwerk ten aanzien van de beweegbare delen. Een maatafwijking bij het plaatsen van het frame en de onvlakheid van de fundatie zullen geen invloed hebben op de speling tussen schuif en pijler en daardoor ook geen invloed hebben op de bewegingsmogelijkheid van de schuif. Dit in tegenstelling tot methode 2 *(zie fig. 3)*, waarbij tevens de speling tussen bovenbalk, dorpelbalk en pijler wordt beïnvloed.
In het voorontwerp-stadium is methode 1 een van de alternatieven geweest. Deze methode vraagt echter grote eenheden. De hiermee samenhangende fundatieproblemen en de kosten waren de belangrijkste oorzaken voor het afwijzen ervan. De keuze voor methode 2 houdt in dat het samenstellen en het functioneren van de kering sterk afhankelijk is van optredende maatafwijkingen.

Een analyse van de hiermee samenhangende problematiek kan onderverdeeld worden in:
- opsporen van oorzaken die het passen van de onderdelen beïnvloeden;
- vaststellen van uitgangspunten bij het samenstellen en beoordelen van maatafwijkingen;
- vaststellen van tolerantiegrenzen;
- bepalen van de invloed van meetprocedures en volgorde van uitvoeren;
- vaststellen van keuringsprocedures tijdens de uitvoering;
- inventariseren van maatregelen om tegenvallers op te vangen.

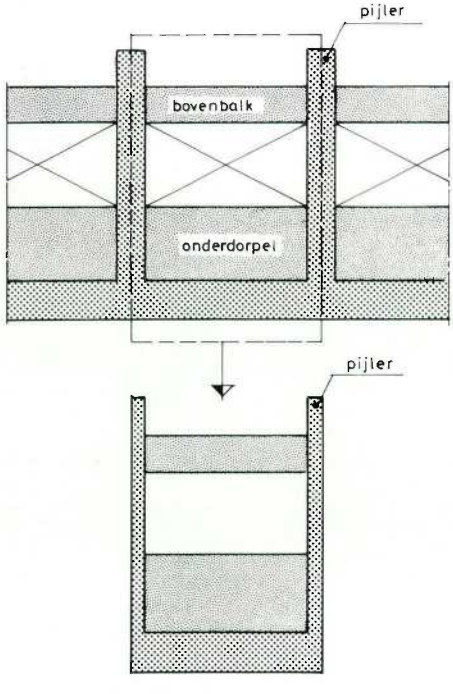
Deze punten zullen in het volgende nader worden toegelicht.



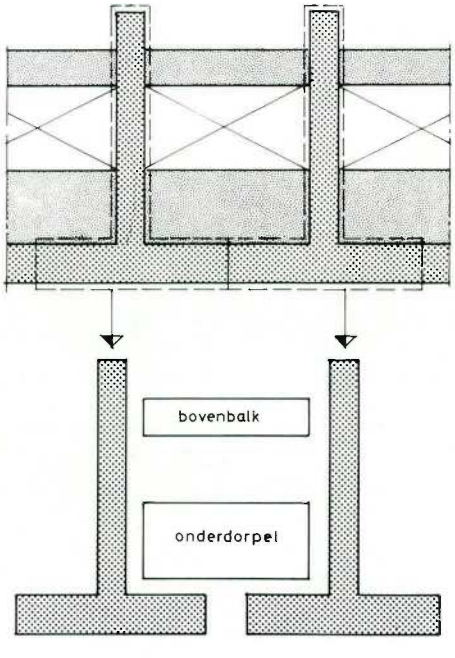
1
Schematische voorstelling van de kering

2. Oorzaken van maatafwijkingen

De geprefabriceerde onderdelen, waaruit de constructie bestaat, zijn: de fundatiematten, de pijlers, de dorpelbalken, de boven-

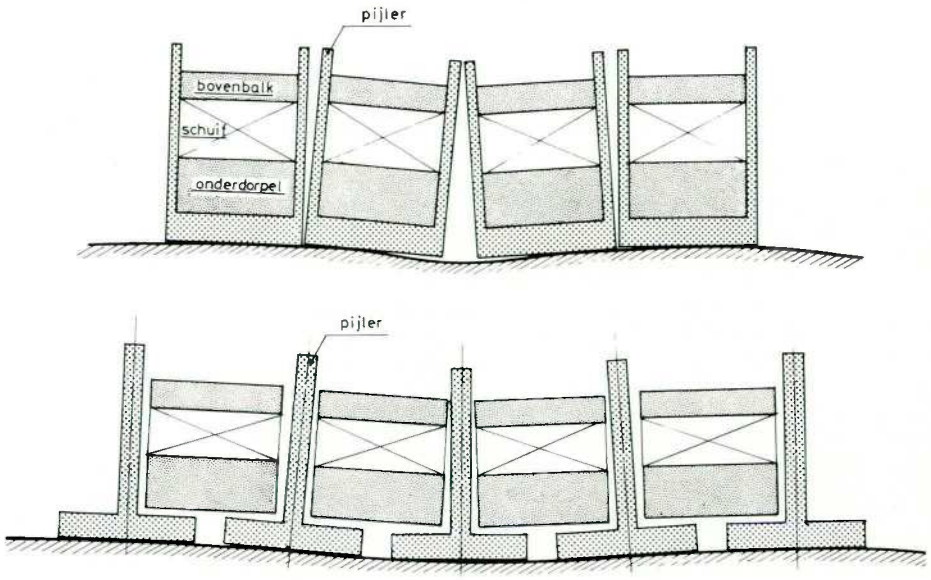


2a
Methode 1: onderverdeling met een voeg in de pijler



2b
Methode 2: onderverdeling met voegen tussen pijler en boven- en onderbalk

3
Invloed onvlakheid fundatie en plaatsing van de pijlers op de passing van de schuiven

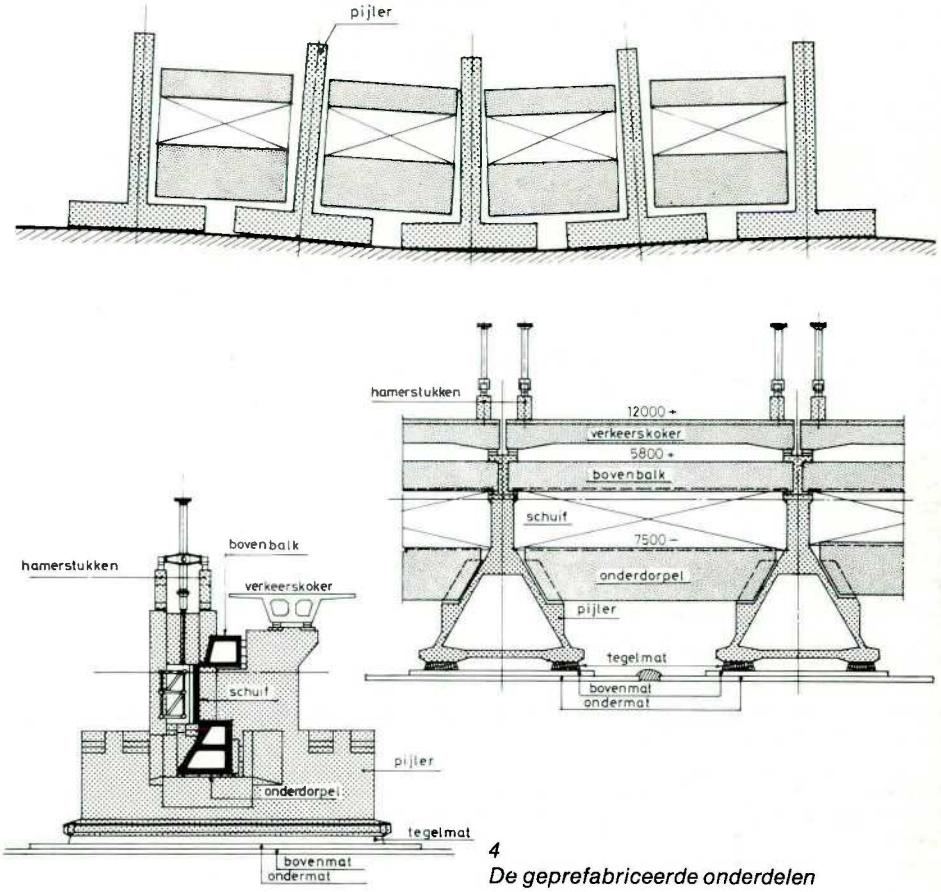


balken, de verkeerskokers, de hamerstukken en de beweegbare schuiven *(fig. 4)*.
Bij het samenstellen van de onderdelen is of zijn kritisch:

- de positie van de fundatiematten ten opzichte van de pijlers;
- de aansluitingen van de dorpelbalk, bovenbalk en verkeerskoker aan de pijler;
- de aanslagen van de schuiven en de schuifgeleidingen op de pijler.

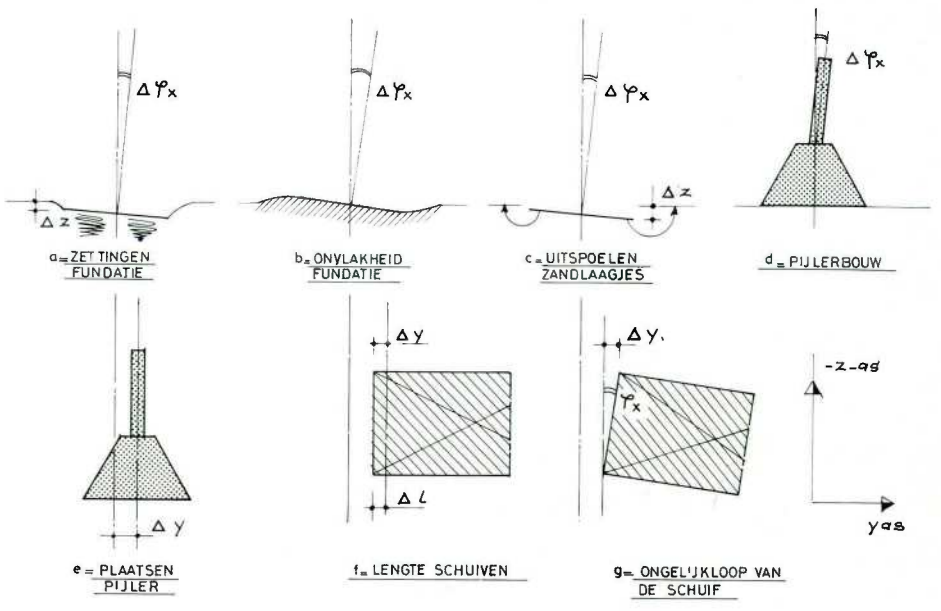
Omdat de schuiven zowel in gesloten als geheven positie moeten passen, blijken de aanslagen van de schuif op de pijler qua maatvoering het meest kritisch te zijn. De passing wordt beïnvloed door maatafwijkingen van de pijler en de schuif ten opzichte van hun theoretische positie.

De belangrijkste maatafwijkingen treden op in het Y-Z-vlak en worden veroorzaakt door *(fig. 5)*:
1. Deformaties van de ondergrond. Deze zijn afhankelijk van de samenstelling van de grond en de mate van verdichting.
2. De vlakheid van de fundatie. Om constructieve redenen zijn twee filtermatten noodzakelijk. Na het leggen van deze matten is de bovenkant onvoldoende vlak. Als contramal worden ter plaatse van de draagribben tegelmatten aangebracht. De resterende onvlakheid wordt grotendeels bepaald door de meetnauwkeurigheid bij het vaststellen van de benodigde contramal.
3. Uitspoelen van zandlaagjes. Door de vastgestelde uitvoeringswijze is het niet geheel uitgesloten dat er tussen en boven de filtermatten zandlaagjes achterblijven. In een latere fase kunnen deze laagjes uitspoelen en veroorzaken dan zettingen en/of rotaties van de pijlers.
4. Fabricagefouten in de pijler. De schacht met de schuifgeleidingen moet loodrecht staan op het gemiddelde vlak door de onderzijde van de draagribben van de pijler. Hierbij treden onnauwkeurigheden op bij het bepalen van het vlak, door de gebruikelijke bouwfouten (uitzetten, vervormingen, bekisting) bij de verdere opbouw van de pijler en door zettingen in de ondergrond.
5. Het plaatsen van de pijler in het sluitgat. De nauwkeurigheid bij het plaatsen wordt bepaald door de meetfouten bij het positioneren, door de verhaalfouten in het ankersysteem en door de bewegingen van de pij-



4
De geprefabriceerde onderdelen

5
Belangrijkste oorzaken van maatafwijkingen in Y-Z-vlak



ler onder invloed van stroom en golfbelastingen.
6. Fabricagefouten in de schuiven. Deze zijn in het algemeen relatief klein en hebben nauwelijks invloed op de passing.
7. Ongelijkloop van de schuiven. De schuiven worden op twee plaatsen opgehangen en onafhankelijk aangedreven. Door de gekozen aandrijving met hydraulische cilinders is het niet mogelijk de ophangpunten synchroon te bewegen.

3. Ontwerpuitgangspunten bij het samenstellen en beoordelen van maatafwijkingen

Bij het ontwerpen van een constructie, waarbij maatafwijkingen een grote rol spelen, is het noodzakelijk een aantal uitgangspunten vast te leggen.

- Verondersteld wordt dat de optredende maatafwijkingen voldoen aan een normale verdeling. De kenmerkende parameters zijn hierbij μ en σ.
- Samenstellen en beoordelen van maatafwijkingen vindt plaats uitgaande van 95% betrouwbaarheidsgrenzen, dat wil zeggen van $\mu \pm 2\,\sigma$ waarden. In het vervolg worden dit tolerantiegrenzen genoemd.
- Samenstellen van de maatafwijkingen gebeurt volgens de waarschijnlijkheidsleer.
- De totale tolerantie bij de schuifgeleiding wordt onderverdeeld in twee delen. Eén deel wordt gereserveerd voor maatafwijkingen die in de bouwfase kunnen optreden. Een tweede deel wordt gereserveerd voor de te verwachten maatafwijkingen die op kunnen treden in de operationele fase, dus na opleveren van de kering.

Deze onderverdeling is noodzakelijk omdat bij het opleveren de eis wordt gesteld dat elke schuif met een zekere betrouwbaarheid moet kunnen bewegen. Hieruit volgt dat een bepaald deel van de geleidingsbreedte wordt gereserveerd voor de operationele fase.

- Bij de uitwerking van het ontwerp is er naar gestreefd de tolerantie in de schuifgeleiding zo ruim mogelijk te maken, zodat de toleranties voor de uit te voeren deelprocessen buitengaats zo min mogelijk worden beperkt. Het verruimen van de toleranties in de schuifgeleiding wordt echter om twee redenen beperkt. Enerzijds door de technische mogelijkheden bij het fabriceren van de hoogwaardige geleidingen waaraan zeer strenge vlakheidseisen worden gesteld en anderzijds door de afmetingen van de pijler. Deze worden namelijk eveneens beperkt en wel door het toelaatbare hefgewicht van de pijler en door de grootte van het doorstroomprofiel in de sluitgaten.

4. Tolerantiegrenzen van de maatafwijkingen

Met als basis de ontwerpuitgangspunten, meetprocedures en afstemming in de uitvoering zijn de tolerantiegrenzen van de processen die maatafwijkingen veroorzaken vastgesteld. Hierbij zijn de tolerantiegrenzen zoveel mogelijk afgestemd op wat per discipline technisch haalbaar is. Dit betekent dat er absoluut gezien grote verschillen zijn in de tolerantiegrenzen van verschillende processen. Voor de belangrijkste processen zijn in tabel 1 de tolerantiegrenzen aangegeven. De waarden zijn uitgedrukt ten opzichte van een assenstelsel waarvan de oorsprong ligt ter plaatse van de onderzijde van de pijler, in het hart van de voetplaat. Niet alleen de tolerantiegrenzen die invloed hebben op de passing van de schuif zijn aangegeven, maar ook de tolerantiegrenzen die invloed hebben op andere, minder kritische passingen, zoals die van de betonelementen tussen de pijlers en de aansluiting tussen de fundatiematten onderling en tussen pijler en tegelmat.

Uit tabel 1 is af te leiden dat de deelprocessen ten behoeve van de uitvoering in het sluitgat overheersen (fundatiematten leggen, plaatsen pijler).
Om een indruk te geven wat de tolerantiegrenzen van de afzonderlijke deelprocessen betekenen voor de passing van de schuiven, zijn deze grenzen vertaald naar een referentiepunt op de pijler. Voor dit referentiepunt is aangehouden het hart van de schuifgeleiding van een pijler op NAP-niveau met een aanlegdiepte op NAP – 30 m *(zie fig. 6)*.
Alleen de belangrijkste tolerantiegrenzen in het Y-Z-vlak worden beschouwd.

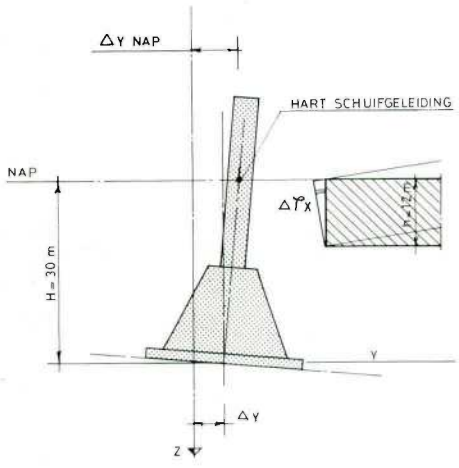
Δy_{NAP} voor de bouwfase bedraagt door onvlakheid fundatiebed:

$$H \cdot \Delta\varphi = 30 \cdot 5{,}2 = 156 \text{ mm}$$

plaatsen pijler: $\Delta y = 300$ mm

Δy_{NAP} voor de eindfase bedraagt door:
deformaties: $H \cdot \Delta\varphi_x = 30 \cdot 2{,}8 = 36$ mm
uitspoelen zand: $H \cdot \Delta\varphi_x = 20 \cdot 2{,}8 = 84$ mm
ongelijkloop schuiven:

$$H \cdot \Delta\varphi_x = 12 \cdot 3{,}7 = 44 \text{ mm}$$



6
Maatafwijkingen ter plaatse van hart schuifgeleiding

De getallen in bouw- en eindfase mogen ongecorreleerd worden opgeteld, behalve die voor de ongelijkloop van de schuiven. In de bouwfase moet dan gerekend worden met een $\Delta y = \pm 338$ mm en in de eindfase met een $\Delta y = \pm 135$ mm.
Alleen voor de genoemde tolerantiegrenzen moet er dan een schuifgeleidingbreedte aanwezig zijn van 2 x (338 + 135) = 946 mm indien aangenomen wordt dat de schuif in zijn theoretische positie op en neer beweegt. Deze breedte moet dan nog worden vermeerderd met de benodigde constructieve aanslagbreedte en invloeden van toleranties die door schematisering van het probleem tot 1 punt in het X-Z-vlak verwaarloosd zijn.
De op deze wijze vastgestelde benodigde breedte is praktisch niet realiseerbaar. Het is dan ook noodzakelijk uitvoerings- en meetprocedures aan te passen om de benodigde toleranties in de schuifgeleidingbreedte te verkleinen.

5. Uitvoeringsprocedure ter beperking van de toleranties

Als bij uitvoering wordt uitgegaan van het samenstellen van geprefabriceerde onderdelen bij een beperkte bouwtijd, zal de maatvoering geschieden ten opzichte van een absoluut assenstelsel. Bij het prefabriceren en plaatsen wordt uitgegaan van de

Tabel 1
Tolerantiegrenzen voor de belangrijkste deelprocessen in mm en mm/m

	ΔX	ΔY	ΔZ	$\Delta\phi_x$	$\Delta\phi_y$	$\Delta\phi_z$
bouwfase:						
fabricage pijler	± 25	± 25	± 25	± 0,6	± 0,3	–
fabricage schuif	–	± 20	± 20	± 0,4	–	–
leggen bovenmat	± 1000	± 1000	± 95	± 9,3	± 3,7	± 20
leggen tegelmat	± 1000	± 650	± 200	± 5,2	± 2,6	± 14
plaatsen pijler	± 300	± 300	–	–	–	± 4,2
eindfase:						
gronddeformaties	0 + 92	± 45	+ 58 + 95	± 1,2	± 2,9	± 0,3
uitspoelen zandlagen	–	–	± 50	± 2,8	± 1,4	–
ongelijkloop schuif	–	–	–	± 3,7	–	–

theoretische stramienlijnen, rekening houdend met fabricage- en plaatsingsfouten. Uit het voorgaande is gebleken dat dit bij de stormvloedkering tot een onacceptabele schuifgeleidingbreedte leidt, vooral ten gevolge van de onvlakheid van de fundatie en de plaatsingsfout van de pijler.
De tijd voor het samenstellen van alle onderdelen van één pijlerlokatie is echter relatief lang. Het grote aantal handelingen in het sluitgat met schepen waarvoor grote onderlinge afstanden nodig zijn in verband met ankerdraden, is er onder meer de oorzaak van dat de totale bouwtijd na plaatsen van de pijler en tot de afbouw enige jaren duurt. Dit biedt de mogelijkheid om meetprocedures uit te voeren en een groot deel van de maatafwijkingen in de lengte van schuiven en betonelementen te corrigeren.
Bij een uitvoeringsvolgorde plaatsen pijler, inmeten pijler, maken schuif en plaatsen schuif, wordt het produktieproces van de schuif direct afhankelijk van het proces plaatsen pijlers. Dit is in verband met de produktietijd van de schuiven praktisch onmogelijk als deze dan nog volledig gemaakt moeten worden. Er is dan ook gekozen voor een uitvoeringswijze waarbij elke schuif wordt opgebouwd uit een constant middendeel en variabele eindstukken.

Het vaststellen van de definitieve lengte geschiedt dan na het plaatsen van de pijler en zo kort mogelijk voor de assemblage. Om constructieve redenen zijn de lengteaanpassingen beperkt. De maximale variatie moet vooraf worden vastgesteld. Hiervoor worden aangehouden de tolerantiegrenzen $\mu \pm 2\sigma$ van de te verwachten maatafwijkingen tot inmeten van de posities van de pijlers. Praktisch betekent dit dat de correctie in de schuif $\pm$ 550 mm is.

Om dezelfde redenen als bij de schuiven, is het noodzakelijk de benodigde lengte voor de betonelementen vast te stellen na het plaatsen van de pijlers. De betonelementen worden op verschillende lokaties geprefabriceerd. De dorpelbalken worden in bouwdok 4 gemaakt. De verkeerskokers en bovenbalken worden op een aparte bouwplaats gemaakt. De dorpelbalken worden evenals de schuiven in delen gefabriceerd. Een middendeel van constante lengte wordt onafhankelijk van het plaatsingsgebeuren gemaakt. De kop- en eindstukken worden gemaakt nadat de pijlers zijn geplaatst en ingemeten.
Bij de produktie van de verkeerskokers en bovenbalken wordt er vooralsnog van uitgegaan dat pas aan de produktie wordt begonnen nadat de benodigde lengte is ingemeten. In alle gevallen wordt er naar gestreefd het inmeten zo laat mogelijk te doen om de aanwezige maatafwijkingen zoveel mogelijk te elimineren. Met de resterende toleranties wordt op eerder beschreven wijze rekening gehouden bij de nadere detaillering van de opleggingen en aanslagen. Praktisch betekent het dat inmeten voor dorpelbalk en verkeerskoker direct na het plaatsen wordt uitgevoerd, en inmeten voor de bovenbalk gelijk met de schuiven.

6. Keuringsprocedures tijdens de uitvoering

In het ontwerp zijn uitgangspunten vastgelegd die bepalend zijn voor de passing van de verschillende onderdelen (zie par 3). De belangrijkste hiervan heeft betrekking op datgene wat gerealiseerd wordt tijdens de uitvoering, namelijk de veronderstelling dat de optredende maatafwijkingen voldoen aan een normale verdeling met gemiddelde en standaardafwijkingen. Het is van belang om tijdens de uitvoering de statistiek van de gerealiseerde afwijkingen te bepalen en deze tevergelijken met de van tevoren verwachte waarden.
Gezien het geringe aantal realisaties moet dit geschieden met behulp van de theorie van kleine steekproeven. Een verschil tussen de achteraf geconstateerde standaardafwijking en de van tevoren verwachte, kan correcties noodzakelijk maken.
Statistisch theoretisch gezien is het keuren van meer parameters dan gemiddelden en standaardafwijkingen van de verschillende maatafwijkingen voldoende. Wanneer alle achteraf geconstateerde waarden gelijk of kleiner zijn dan de van tevoren veronderstelde, zullen slechts bij 5% van de pijlers de tolerantiegrenzen worden overschreden. Er is echter een aantal redenen waarom het gewenst is per handeling of per deelproces vaste afkeurgrenzen vast te stellen:

- bij gegeven verdelingen van de deelprocessen verkleint het de kans op het niet passen van schuiven en elementen;
- vaste afkeurgrenzen voorkomen dat eventueel te grote opgetreden standaardafwijkingen, die met statische methoden pas laat met enige zekerheid worden geconstateerd, het eindresultaat (de passing) te sterk beïnvloeden;
- tenslotte werken vaste afkeurgrenzen per handeling disciplinerend.

Omdat niet elk deelproces afzonderlijk gekeurd kan worden (zoals bij meetprocessen) is het noodzakelijk ook een keuring uit te voeren waarbij de som van een aantal deelprocessen wordt getoetst. Het wel of niet passen, rekening houdend met nog te verwachten maatafwijkingen in de operationele fase, is een toets voor alle voorliggende uitvoeringsprocessen.

7. Maatregelen bij het overschrijden van de tolerantiegrenzen

Bij de gepresenteerde ontwerp-uitgangspunten en keuringsprocedure kan worden verwacht dat de realisaties van deelprocessen incidenteel de vaste afkeurgrenzen overschrijden. Als dit gebeurt wordt in principe de realisatie afgekeurd en wordt het proces herhaald. Tijdens de uitvoering wordt echter eveneens getoetst of aan de ontwerp-uitgangspunten wordt voldaan.
Afwijkingen ten opzichte van de uitgangspunten kunnen aanleiding geven tot het nemen van maatregelen. Deze kunnen worden onderscheiden in maatregelen die worden genomen tijdens de uitvoering of in de operationele fase.

a. Maatregelen tijdens de uitvoering

Indien de werkelijke verdeling van de gerealiseerde waarden afwijken van de vooraf geschatte waarden, zijn de volgende maatregelen mogelijk:
1. het gekeurde proces bijstellen;
2. aansluitende deelprocessen bijstellen;
3. aanpassen van de afkeurgrenzen van het gekeurde proces;
4. aanpassen van de afkeurgrenzen van de aansluitende deelprocessen;
5. kwaliteitsverlies tijdens de uitvoering accepteren en maatregelen nemen in de operationele fase na opleveren.

Ingeval van bijstellen van deelprocessen, betekent dit praktisch dat van andere werkcondities of werkprocedures moet worden uitgegaan omdat aanpassing van bijzonder materieel nauwelijks of niet mogelijk is.

Wordt uitgegaan van bijstellen van afkeurgrenzen, dan wordt de kans op afkeuren groter bij gelijkblijvende werkconditie. Het aantal herhalingen neemt dan toe. Zowel aanpassing van de werkcondities als extra herhalen van deelprocessen hebben plannings- en kostenconsequenties. Een risicoanalyse moet uitmaken welke van de maatregelen het meest optimaal is.

b. Maatregelen tijdens de operationele fase
De werkelijke invloed van sommige deelprocessen zoals verdichten van de fundatie en uitspoelen van zand komen pas tot uitdrukking in de operationele fase nadat de eerste stormen zijn opgetreden. Bij tegenvallers kunnen de volgende maatregelen worden overwogen, die zijn toegespitst op het passingsprobleem van de schuiven:
1. het tolerantiegebied van de schuifgeleidingbreedte verruimen door toe te staan dat de schuifaanslag over de boutgaten glijdt *(fig. 7)*. Dit betekent extra onderhoud en sneller vervangen van de aanslagen;
2. indien demontage nog mogelijk is, de schuif op lengte aanpassen en/of de aanslagen aanpassen aan de helling van de pijler;
3. indien demontage niet mogelijk is (de pijlers hellen te veel naar elkaar toe), moeten de schuiven losgebrand worden en vervangen door nieuwe of aangepaste.
Voor de betonelementen bovenbalk en verkeerskoker zijn de volgende maatregelen denkbaar:
1. opvijzelen balken en herplaatsen;
2. vervangen of uitwisselen van elementen.

7
Schuif met aanslag en geleiding

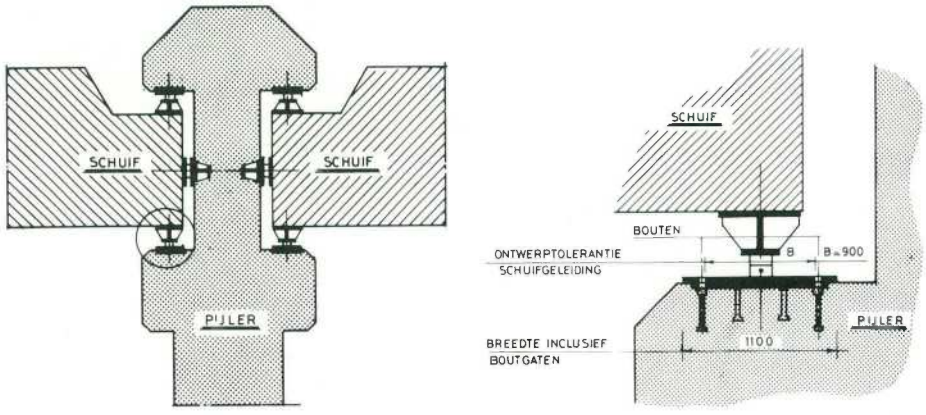


foto: Aerocamera



ir.R.C.Jellema
Dosbouw

Survey-systemen stormvloedkering

Inleiding
De survey-organisatie bij de bouw van de stormvloedkering kent drie belangrijke kenmerken:
1. een intensieve samenwerking tussen Rijkswaterstaat en aannemer;
2. elk survey-systeem is voorzien van voor beide zijden dezelfde controle-mogelijkheden;
3. de nauwkeurigheidseisen worden gehaald bij primaire en secundaire metingen zodat ontwerp, werkvoorbereiding en uitvoering hun werk kunnen optimaliseren.

Door deze intensieve samenwerking zijn veel problemen goed opgelost, mede dank zij research, proeven, werkervaring en individuele specialisatie. De beslissing om niet alle taken te dupliceren heeft als grote voordelen dat de kosten relatief laag zijn, de beschikbare bemanning optimaal wordt ingezet en beide partijen een goed controlesysteem hebben.

Experimenteren met betonnen kolossen vereist speciale aandacht voor deze controlesystemen.
De hoge nauwkeurigheidseisen die voornamelijk zijn toe te schrijven aan het toepassen van prefabricage zijn uniek voor werkzaamheden in de waterbouwkundige sector. Waar mensen gewend zijn te werken in meters of hooguit decimeters, vraagt dit project om centimeter-nauwkeurigheid. Dit, te zamen met de vereiste snelheid van werken, heeft geresulteerd in speciale instrumenten, veel automatisering maar ook goede coördinatenstelsels over pijlers, schepen en sluitgaten.
De vaak zeer korte beschikbare tijd voor een operatie maakt back-up mogelijkheden noodzakelijk, bij voorkeur werkend volgens andere principes. Deze back-up wordt weer vaak ingezet als controlemiddel van de metingen.

De drie beschreven kenmerken alsmede de moeilijkheidsgraad van de vragen heeft geresulteerd in een survey-organisatie die projectgericht is. Een overall team is verantwoordelijk voor techniek, kosten en planning. Twee van deze projecten te weten Ostrea en 'Onderwater Inspectie' worden verder beschreven.

Ostrea survey-systeem
Er is gestart met het maken van een meetverhaal en een functionele specificatie van het totale proces: bouwen pijlers tot en met plaatsen. Bruikbare kennis lag bij een vergelijkbaar project namelijk dat van tunnelelementen die de laatste 10 jaar regelmatig zijn gemaakt en geplaatst. Het werk is onderverdeeld in:
- bouw en vormbepaling;
- heffen en transport;
- koppelen en opschonen;
- plaatsbepaling en deformatie;
- data-registratie.

De uitgangspunten zijn:
- voor elke meting moet een foutdetectie mogelijk zijn;
- back-up meting moet mogelijk zijn, bij voorkeur door andere middelen;
- registratie van alle metingen;
- cyclustijd $\leqslant$ 3 seconden.

Het voornaamste doel bij het onderdeel *bouw en vormbepaling* is basisinformatie te geven over toleranties en theoretische positie in het sluitgat. Natuurlijk is het nodig om de juiste afmetingen aan de pijlers te geven, maar aanvullend is informatie nodig over volumes, gewicht, dikte wanden, afmetingen en rotaties.
Om een idee te geven over de eisen hierbij:
- de vlakheid van de onderkant pijler heeft een tolerantie van 10 mm;
- absolute nauwkeurigheid van de vormbepaling 4 mm, relatief 1 mm;
- bouw en vormbepaling hijsnokken 3 mm.

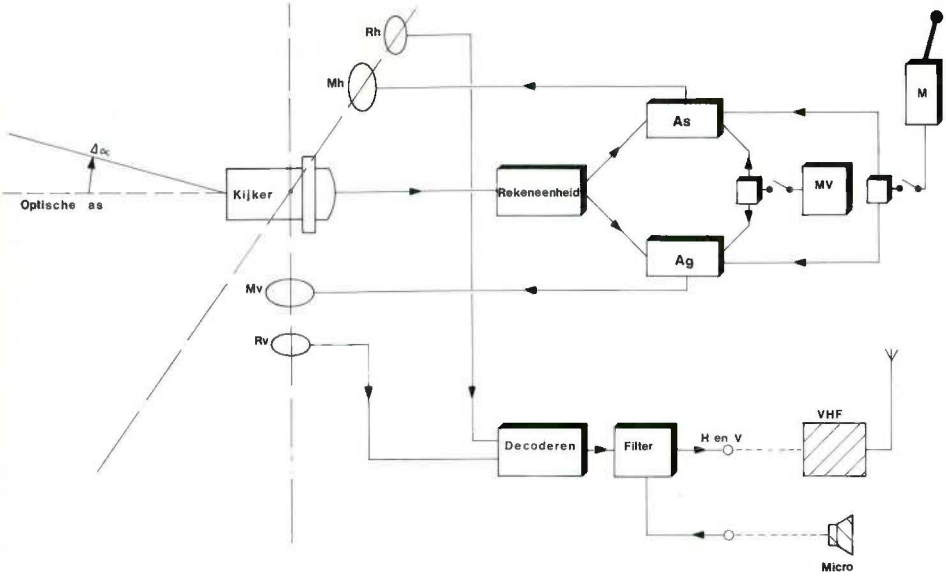
Voor het bereiken van deze strenge eisen is gebruik gemaakt van speciale theodoliettoepassingen, elektronische afstandmeters, waterpas en optisch loden.
De coördinaten uit de vormbepaling zijn op tape opgeslagen voor gebruik bij heffen, transport, plaatsen, deformatie, plaatsen elementen en de bouw van de drempel.

Het *heffen en transporteren* van de pijlers heeft navigatie-eisen voor de Ostrea in het bouwdok: varen om de pijler, plaatsen van de hefklauwen en varen in de transportroutes.
Voor de preciese positioneringen wordt een nauwkeurigheid van 50 mm in X-, Y- en Z-vlak bereikt door het toepassen van elektronische tachymeters.

Deze instrumenten, die gericht staan op prisma's aan boord, meten direct de horizontale en verticale hoek alsmede de afstand van opstelpunt naar richtpunt. De aan de wal gemeten informatie wordt via een telemetriesysteem aan boord ontvangen, waar samen met informatie over gyro, hellingen schip en vormbepaling pijler, een computersysteem de benodigde coördinaten, afstanden enz. uitrekent.
Presentatie van de gegevens vindt plaats op grafische beeldschermen en printers.
Het transport van het bouwdok naar een sluitgat langs tevoren bepaalde routes kent voor de survey het gebruik van peilingeninformatie op tape en een radiografisch plaatsbepalingssysteem 'Trident 3'. Het systeem meet 3 of meer afstanden van de zender/ontvanger aan boord naar in positie bekende bakens aan de wal.
Met behulp van deze afstanden wordt de positie en de snelheid van het schip bepaald en gecontroleerd. Presentatie hiervan op scherm, samen met dieptelijnen van de route, verstrekt de benodigde informatie.
Het *koppelen* aan de A/O ponton (Macoma) en *opschonen* van het fundatiebed vraagt om een gelijktijdige positionering. Deze bovenwater positionering wordt verzorgd door 'Minilirs'. Zo'n Minilir die aan de wal staat wordt met de hand gericht op een infra-rood licht aan boord. Daarna blijft het volledig automatisch gericht op dat licht en kan dit blijven bij bewegingen tot 36° per seconde. Elke tiende van een seconde geeft het dan een uitvoer van de horizontale of verticale hoek met een nauwkeurigheid van 20 mm per kilometer.
Een elektronische afstandmeter (EDM) bovenop de Minilir geeft de afstand naar prisma's boven het infrarode licht.
Het koppelen van de Ostrea en de Macoma wordt gemeten door 2 Minilir/EDM combinaties te richten op de Macoma en 1 combinatie op de Ostrea. Alle informatie wordt ontvangen op het Ostrea computersysteem zodat op schermen de positie en rotatie van beide schepen waargenomen kan worden en de Ostrea vrij varend aan de stilliggende Macoma kan worden gekoppeld. Bij het opschonen door de Macoma, wat hierna gebeurt, zijn – en dat is zeker vermeldenswaard – achter de zuigkoppen zgn. zanddiktemeters geplaatst. Deze zijn in staat om na het zuigen de resterende laagdikte op de



1
Automatische theodoliet Minilir
foto: Jack van Bodegom



2
Schema/werking Minilir

matten te meten, wat van belang is omdat door zanduitspoeling een onverwachte deformatie kan ontstaan.
De sensoren die afkomstig zijn uit de medische wereld fungeren als echolood met een millimeterresolutie.

Het *plaatsen* van een pijler in de Oosterschelde geeft niet alleen meeteisen aan statische translaties en rotaties. Men is tevens geïnteresseerd in de dynamische bewegingen van de pijlervoetplaat tijdens het afvieren en men wil met een snelle cyclustijd van 3 seconden zonder stagnaties alle berekeningen, controles, presentaties en registraties hebben uitgevoerd.
Voor deze doeleinden worden 3 Minilir/afstandmeters gericht op 3 'reflector units' boven op de pijler. Verder is er ook een zeer nauwkeurige hellingmeter aangebracht die de langs- en dwarshelling meet.
Door versnellingopnemers worden de statische hoeken gemeten (+ of − 11 boogsec. nauwkeurigheid en 'rate-gyro' verzorgt de dynamische meting (+ of −72 boogsec. nauwkeurigheid).
Alle instrumenten worden op een zodanige wijze gebruikt dat de benodigde informatie vanaf 2 bronnen beschikbaar is.
Positioneringscontrole is hiermee aanwezig maar tevens kan worden bepaald of de bewegingen van de pijlervoet te groot zijn voor een goede plaatsing. Een dubbel computersysteem aan boord minimaliseert de 'down-time'.
De computer voert ook berekeningen uit om de verhaalschipper te ondersteunen bij ankerdraadbewegingen zodat 'pin-point navigation' mogelijk is.

Van bijna elke sensor en berekening vindt *data-registratie* plaats. Deze informatie wordt gebruikt voor tolerantieberekeningen, proces-analyse, latere operaties en archivering. Waar mogelijk zijn daarom universele datadragers en codesystemen gebruikt zodat een computercentrum aan wal met de gegevens kan werken. Door zoveel mogelijk standaard-programmatuur te gebruiken wordt snel een gewenste verwerking gevonden uit de vele miljoenen 'bites'.
Een speciale taak hierbij is het combineren en ter beschikking stellen van data voor opvolgende processen. Een van deze processen is de onderwater inspectie.

Onderwaterinspectie
Dit project verschilt totaal van de metingen bij de Ostrea. Omdat het ontwerp van de stormvloedkering afhankelijk is van de conditie van de matten, pijlers en drempels, is een inspectiesysteem, geïntegreerd in de diverse cyclussen, onmisbaar.
Om een voorbeeld te geven volgt hier een opsomming van de benodigde inspecties bij plaatsen van een pijler:
- de boven- en tegelmat, op zand;
- de tegelmat, op losse tegels;
- de grindzak om de pijler, op scheuren;
- de onderzijde van de pijler, op beschadiging;
- de aansluiting van de grindzak op de matten.

De eisen voor deze inspecties moet men zien in de context van korte tijden binnen een cyclus, hoge stroomsnelheden, een beperkte beschikbare ruimte en lage zichtcondities. Daarom wordt zeer speciale apparatuur gebruikt bij dit project. Voortkomend uit een aantal studies en gebruikersspecificaties is een Bottom Crawler (BC) ontwikkeld, gebouwd en nu operationeel. Vanuit een bijbehorend support-vessel wordt de BC ingezet en bediend. Een umbilical (navelstreng) tussen beide verzorgt de energie en de sensorinformatie.
Op de crawler zijn tracks aanwezig voor een voortgaande beweging tot ± 2,5 m/sec en wielen die in uitgedrukte stand de tracks vrijhouden van een mat zodat draaien zonder schade mogelijk is.
De BC heeft visuele en akoestische inspectiesensoren zoals camera's, obstacle avoidance- en side scan sonar, een zanddiktemeter maar ook positiemiddelen voor 'dead-reckoning' of relatief ten opzichte van de support-vessel. Als gevolg van het korte zichtbereik zijn de zwart/wit videocamera's geplaatst in plastic kegels zodat door middel van een spreidlens grote oppervlakten (80 bij 80 cm) op zo'n 10 cm boven de mat kunnen worden waargenomen. Vanuit de bedieningsruimte is het mogelijk de BC met de hand of automatisch te besturen. Informatie is daar beschikbaar over positie, status en omgevingscondities.
Het instrumentendeel bestaat onder meer uit video- en sonarschermen, gyro en boven- en onderwater plaatsbepaling.
Op de support-vessel zijn verder aanwezig een garage, werkplaats, generators en natuurlijk stuurhuis en accommodatie. Het schip kan voor anker liggen maar ook langs een gewenste lijn varen of in positie blijven met behulp van trusters en propellors.
Een grote draaibare kraan met een armlengte van 11 meter en een hijsgewicht van ruim 9 ton zorgt voor de handelingen van de BC over en aan boord. Een perfect constant tension systeem voorziet de operaties van de juiste hoeveelheid 'umbilical' kabel.
De combinatie van BC en schip kan werken bij stroomsnelheden tot 2 m/sec en een minimale zichtbaarheid in het water van 10 cm.

De eerder genoemde eis om de zanddikte op een mat te meten voordat een volgende mat wordt gelegd, heeft geresulteerd in de ont-

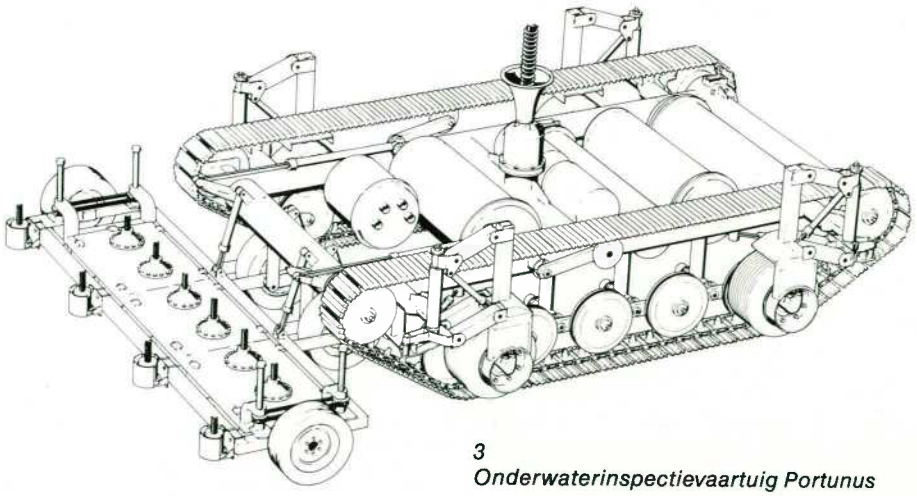
wikkeling van een slede die gebruikt wordt aan boord van de Cardium. Omdat men vooral geïnteresseerd is in 'real-time' informatie vlak voor het 'touch-down' punt van een mat die gelegd wordt, is een inspectieslee ontwikkeld waarop camera's en zanddiktemeters zijn bevestigd.

Het laatstgenoemde maar sterkste gedeelte van onze onderwater inspectie-systemen zijn de duikers. Zij zijn reeds jarenlang op het werk zodat hun ervaring erg waardevol is. Echter, doordat de stroomsnelheden steeds groter zullen worden, wordt hun duiktijd beperkt.
Duiken tot een stroomsnelheid van ± 25 cm/sec is mogelijk, wat de duikers zo'n 30 tot 45 minuten de tijd geeft. Een en ander is afhankelijk van de diepte en de beschikbaarheid van een decompressietank. Alle huidige duikmiddelen zijn aanwezig, maar de toegepaste duikkamer (habitat) is eigenlijk de beste oplossing tot dusver. Deze duikkamer wordt ook gebruikt om reparaties uit te voeren.

Algemeen
Als gevolg van het prefabriceren van de constructie, de korte kenteringstijden en dus de behoefte aan snelle en zeer nauwkeurige metingen, zijn een twintigtal surveysystemen ontwikkeld en operationeel met veel speciaal voor dit werk uitgevonden apparatuur, grote computersystemen en de daarbij benodigde controle – en back-upmogelijkheden.
Van *positionering* hebben wij geleerd dat met de huidige techniek het mogelijk is aan bijna elke meeteis boven water te voldoen of dit nu een translatie of een rotatie is, in statische of dynamische toestand.
In 50% van de gevallen is het een zaak van geld, proeven en tijd. De onderwater positionering moet echter nog sterk verbeterd worden. Om objecten in de omgeving vast te leggen is contact en/of het gebruik van energie vereist.
Contact is vaak moeilijk door de stroming en deining in de Oosterschelde. Wat het gebruik van energie betreft, hebben lichtgolven een kort bereik, elektromagnetische golven een slechte resolutie, magnetische velden een matige resolutie, zodat enkel de akoestische golven met hun redelijke afstandsbereik, resolutie en bijna vaste voortplantingssnelheid praktisch bruikbaar zijn.

Van *nieuwe ontwikkelingen* hebben wij geleerd dat deze zowel als veranderingen aan bestaande produkten een onevenredige hoeveelheid tijd en geld kosten ten opzichte van bestaande produkten.
Specificaties, ook die vanuit de fabriek, zijn echter wel vaak haalbaar mits uiterste zorg wordt besteed aan omgeving, opstelling, voorschriften, ijkingen en gebruik.

Onze *automatiseringsprojecten* waarvan sommige oplopen tot 7 miljoen gulden en variëren van 5-30 manjaar, hebben ons met de neus gedrukt op vakkennis en mankracht die daarbij nodig is.
In deze 'real-time' systemen met soms meer dan honderden sensoren, snelle up-date,



3
Onderwaterinspectievaartuig Portunus

grafische presentaties en vele registraties, heeft men de aanwezigheid nodig van:
- een bedrijf met ervaring in zowel automatisering als survey die buiten de bouw ook assisteert met de implementatie van zulke projecten;
- een goede beschrijving van de doelen en eisen van het systeem, in relatie met de functie ervan en goedgekeurd door alle partijen;
- en verder een goed systeemontwerp, kwaliteitsplan en acceptatietest.

Veel aandacht moet worden gegeven aan het projectmanagement daar er zeer waardevolle regels bij automatisering gelden.
De black-box gedachte met turn on and off knop is futuristisch en gevaarlijk. Automatisering kost allereerst vakkennis, tijd, geld en begrip.
Het risico van *'down-time'* is bij ons laag maar sterk afhankelijk van de snelheid van foutdetectie en de geïmplementeerde controle- en back-up-mogelijkheden. Het opzetten van een filosofie hiervoor is lastig gebleken onder meer door het ontbreken van gegevens over de MTBF, de gemiddelde tijd die nodig is voordat een fout optreedt.
Compleet dubbele installaties blijken in onze toepassingen, alhoewel dit duur is, toch vaak een goede oplossing.

Het *personeel* is goed getraind in de hiervoor genoemde technieken en is in staat om het meeste systeemonderhoud zelf te doen. Een survey-project zoals de Ostrea heeft in samenwerking met dat van de Macoma een survey-team van 35 man, werkend in 3 ploegen.
Personeel voor dergelijke projecten moet de volgende bekwaamheden bezitten:
- electronici – interfacing, trouble shooting, reparatie en marktkennis;
- automatiseringsdeskundigen – systeemontwikkeling – ontwerp en overzicht;
- surveyors – contacten met gebruikers en bouwers, formules, statistiek-metingen en calibraties.

Omtrent *planningaspecten* is gebleken dat er tijd nodig is voor voorbereiding, beschrijving, besluitvorming, marktonderzoek, specificatie, bouw, testen en installatie.

Bijzonder onterecht en vaak ergerlijk is de gedachte dat voor metingen geen voorbereiding, installatie en testtijd nodig is. Planningen leren ons dat de in de Oosterschelde toegepaste survey-projecten soms een totale bouwtijd kennen van 2½ jaar.

Portunus op tegelmat (boven water)
foto: Wolterbeek, Middelburg



Contents

This number is entirely devoted to the design and implementation of the storm flood barrier in the Eastern Scheldt, the vital link in the Delta Works in the South-West of the Netherlands, as well as the study that had to be performed before this construction. The introduction by the Director-General of the Ministry of Roads and Waterways (p. 683-684) is followed by a series of articles:

30 Years of development in the design criteria for sea defence works and hydrological constructions (p. 685-693) by prof.J.F.Agema
The historical development of the design criteria. Existing knowledge and in-depth studies and research have ultimately made it possible to apply the probability calculation method for the storm flood barrier, with certain limitations.

The joint evaluation of design and construction of large-scale concrete constructions along the coast (p. 694-699) by ir.J.C.Slagter
A general description of the nature of the engineering works and the way in which the design for this was established by cooperation between the principal and the contracting companies.

500,000 cubic metres of prefabricated, prestressed concrete (p. 700-706) by ir.A.A.H. van Dam
A great deal of experience already exists in the Netherlands in the field of large-scale prefabrication in hydrological engineering works. Nevertheless, the assignment to prefabricate the structural components for the storm flood barrier (including 66 pillars, each 18,000 dwt) entailed special problems which called for a solution.

Special material as the result of the integration of design and implementation (p. 707-717) by ir.J.M.Schetters
The development of a new project-orientated material with a combined value of Dfl. 400 million was essential for the implementation of the structural plans. The decision about this essentially determined the nature of the design.

The place of storm flood barrier in the growing series of prestressed concrete offshore constructions (p. 718-720) by prof.Ben C.Gerwick jr.
Within the context of the history of the future use of concrete for sea-based structures, the building of the storm flood barrier meant a giant step forward in the technology of its application.

The design of concrete constructions – the probability design method (p. 721-728) by ir.J.K.Vrijling
For the purpose of the design a probabilistic model was developed in which the stochastic nature of the loads and the characteristics of the structure were incorporated. This was based on the partly quasi-static and partly dynamic load, as well as the characteristic properties of the materials.

Design of the concrete structures – durability and corrosion (p. 729-733) by ing.H.H.van Schaik
In a structure designed to last for a period of 200 years durability is of the utmost importance, particularly since inspection and maintenance of the vital construction parts are not possible. Attention is paid to the measures to protect the structure from cracking, among other things by prestressing, partly in two directions.

Design for the movement systems (p. 734-741) by ir.E.Ypey
Since adequate closure of the storm flood barrier is not always determined by shifting, in designing the shifting mechanism account had to be taken of dimensional deviations in the concrete structure, on the one hand, with regard to the distance between two successive pillars and, on the other, with regard to the angular distortion between the pillars.

The movement systems – operating machines for shifting parts (p. 742-746) by ir.F.J.Remery
The shifting parts with which the storm flood barrier can be closed must be able to operate under the most unfavourable weather conditions. The dimensions on the movement systems are incredibly large. Here again there was close cooperation in solving the technical problems, this time between the designer and the manufacturer.

Construction of the concrete pillars: construction methods and use of material (p. 747-754) by ir.G.Offringa
An explanation of the varied application of the prestressing technique. Measures for optimising the quality of the concrete and the injection mortar in the sheaths are described.

Working conditions during the construction of the storm flood defences (p. 755-759) by ir.J.F.Brants
Measures to ensure an adequate effort on the part of the employees, in view of the distance of the working island: the construction of a working bridge, additional transport facilities, accommodation, a special school for carpenters.

Assembly of the components (p. 760-765) by ir.Tj.Visser
Planning the assembly of the components, decision-making about the design and implementation, the hydrological and meteorological information system and a handbook for future use.

The transport and positioning of the 18,000 tonnes of pillars (p. 766-773) by ir.R.de Leeuw
A brief description of the material and the method of work. The conditions under which transport can take place over a maximum distance of 23 km. The operation takes approximately 45 hours. On the basis of the expected weather conditions, decisions are made about the progress, interruption or postponement of the operation of transport and positioning.

Concrete study – the durability of the concrete structure (p. 774-781) by ir.Th.Monnier and ir.J.M.van Geest
As part of the study of the durability of the structure, emphasis was placed on the technological facets of the concrete such as the cooling of concrete, the properties of young concrete with a view to prestressing, injecting cable sheaths, etc.

Study of the properties of fresh and hardened concrete (p. 782-789) by prof.Dr.-Ing.H.W.Reinhardt, ir.P.van den Berg, ir.K.M.Postma and ing.D.W.de Haan
Description of three investigations into concrete with fine grading and a filling material below the pillars, the strength of concrete under falling blocks of stone, the resistance of concrete to the eroding effected of sand and water.

Dimensional deviations and tolerances (p. 790-794) by ir.F.F.M.de Graaf
Basic principles in preparing and assessing dimensional deviations, tolerances for dimensional deviations, implementation procedure for limiting dimensional deviations, test procedures and measures taken with regard to exceeding the tolerance limits.

Survey system (p. 795-797) by ir.R.C.Jellema
The survey organisation which was set up is project-orientated. Special teams are responsible for the techniques, costs and planning. A description is given of the Ostrea survey system and the underwater inspection.

Sommaire

Ce numéro de *Cement* ne comprent que des articles concernant le projet et la réalisation du barrage de raz de marée dans l'Escaut Oriental – la fermeture des travaux Delta dans le Sud-Ouest des Pays-Bas – ainsi que les recherches qu'on a dues faire à cet effet. Après l'introduction du Directeur Général de l'administration des ponts et chaussées (p. 683-684), on présente la série d'articles suivante.

30 années de développement des critères de projet pour les ouvrages de défense contre la mer et des constructions hydrauliques (p. 685-693) par le prof.ir.J.F.Agema
Evolution historique des critères de projet. Les connaissances existantes et des travaux de recherche ont permis finalement d'appliquer – avec certaines limitations – la méthode de calcul probabilistique au barrage de raz de marée.

L'appréciation commune du projet et de la réalisation de constructions en béton à grandes dimensions le long de la côte (p. 694-699) par l'ir.J.C.Slagter
Une description globale de la nature de l'ouvrage d'art et de la manière de réalisation du projet par la collaboration entre le maître de l'ouvrage et les entreprises exécutives.

500.000 m³ de béton préfabriqué précontraint (p. 700-706) par l'ir.A.A.H.van Dam
Aux Pays-Bas, on a déjà beaucoup d'expérience dans le domaine de préfabrication à grande échelle dans la construction hydraulique. Toutefois, la mission de la préfabrication des éléments de construction pour le barrage de raz de marée (e.a. 66 piliers de 18.000 dwt chacun) a entraîné des problèmes particuliers pour lesquels il fallait trouver une solution.

Matériel spécialement conçu par suite de l'intégration du projet et de la réalisation (p. 707-717) par l'ir.J.M.Schetters
Le développement du matériel neuf destiné au projet, d'une valeur globale de Hfl. 400 millions, était essentiel pour la réalisation des plans de construction. La décision à cet effet a déterminé essentiellement le caractère du projet.

La position du barrage de raz de marée parmi les constructions croissantes offshore en béton précontraint (p. 718-720) par le prof.Ben C.Gerwick jr.
Dans le cadre de l'histoire de l'application croissante du béton aux constructions dans la mer, la construction du barrage de raz de marée signifie un pas important en avant en ce qui concerne la technologie de l'application.

Le projet des constructions en béton – la méthode de projet probabilistique (p. 721-728) par l'ir.J.K.Vrijling
En vue du projet, on a développé un modèle probabilistique dans lequel on a tenu compte du caractère stochastique des charges et des propriétés de la construction. Dans ce cas, on est parti de la charge partiellement quasi-statique, partiellement dynamique ainsi que des propriétés de matériau caractéristiques.

Le projet des constructions en béton – durabilité et corrosion (p. 729-733) par l'ing.H.H.van Schaik
Pour une construction conçue pour une durée de 200 ans, la durabilité est d'une importance primordiale, notamment parce qu'elle ne permet pas l'inspection et l'entretien des parties vitales de la construction. Attention aux mesures pour préserver la construction contre la fissuration, e.a. par la précontrainte, partiellement en deux directions.

Le projet des travaux de mouvement (p. 734-741) par l'ir.E.Ypey
Parce qu'une fermeture suffisante du barrage de raz de marée n'est pas déterminée seulement par les glissières, il faudrait tenir compte d'écarts de dimension dans la construction de béton pour le projet des glissières, d'une part en ce qui concerne la distance entre deux piliers successifs, d'autre part le déplacement angulaire entre ces piliers.

Inhalt

Les travaux de mouvement – les machines de commande pour les glissières (p. 742-746) par l'ir.F.J.Remery
Les glissières permettant la fermeture du barrage de raz de marée, doivent fonctionner dans les circonstances les plus défavorables. Les dimensions des travaux de mouvement sont d'une ordre de grandeur inconnue. La solution des problèmes techniques nécessitait dans ce cas également une collaboration étroite, cette fois-ci entre le projeteur et le fabricant.

La construction de piliers en béton: les méthodes de construction et la mise en oeuvre du matériel (p. 747-754) par l'ir.G.Offringa
Exposé sur l'application variée de la technique de précontrainte. Mesures pour optimaliser la qualité du béton dans la construction et le mortier d'injection dans les canaux de précontrainte.

Les conditions de travail au cours de la construction du barrage de raz de marée (p. 755-759) par l'ir.J.F.Brants
Mesures pour assurer une activité suffisante du personnel, vu la situation isolée de l'île artificielle, la construction d'un pont de travail, des possibilités de transport supplémentaires, des bâtiments de logement, une école spéciale pour les charpentiers.

Assemblage des éléments (p. 760-765) par l'ir.Tj.Visser
Planning de l'assemblage des éléments, les décisions à prendre sur les plans de projet et de réalisation, le système d'informations hydrologiques et météorologiques et un manuel pour l'usage à l'avenir.

Le transport et la mise des piliers de 18.000 tonnes (p. 766-773) par l'ir.R.de Leeuw
Description succincte du matériel et de la méthode de travail. Les conditions dans lesquelles le transport pourra avoir lieu sur une distance de 23 km au maximum. La durée de l'opération s'élève à environ 45 heures. Sur base des prévisions météorologiques, on décide sur la poursuite, l'interruption ou l'arrêt de l'opération de transport et de placement.

Recherches sur le béton – la durabilité de la construction du béton (p. 774-781) par l'ir.Th.Monnier et l'ir.J.M.van Geest
Comme partie de la recherche sur la durabilité de la construction, on accentue les aspects technologiques du béton, comme le refroidissement du béton, les propriétés du béton jeune en vue de la précontrainte, l'injection de conduites de câbles etc.

Recherches sur les propriétés de béton frais et durci (p. 782-789) par le prof.Dr.-Ing.H.W.Reinhardt, l'ir.P.van den Berg, l'ir.K.M.Postma et l'ing.D.W.de Haan
Description de trois recherches sur: béton à granulométrie fine comme remblai sous les piliers, la résistance du béton sous des blocs de pierre tombants, la résistance du béton contre l'action frottante du sable et de l'eau.

Ecarts de dimension et tolérances (p. 790-794) par l'ir.F.F.M.de Graaf
Les points de départ pour la composition et le jugement des écarts de dimensions, les tolérances de ces écarts de dimensions, la procédure de réalisation pour réduire les écarts de dimensions, les procédures de réception et les mesures dans le cas de dépassement des limites de tolérances.

Les systèmes de surveillance (p. 795-797) par ir.R.C.Jellema
L'organisation de la surveillance qu'on a établi, est orientée au projet. Equipes spéciales sont responsable de la technique, des frais et du planning. On décrit le système de surveillance Ostrea et l'inspection sous-marine.

Diese Nummer ist ganz dem Entwurf und der Ausführung des Sturmflutwehrs in der Ostschelde, dem Schlußstein der Deltaarbeiten im Südwesten von Holland, gewidmet, sowie der Untersuchung, die dazu durchgeführt werden mußte. Nach einem Vorwort des Generaldirektors des Reichswasserbauamts (S. 683-684) folgt eine Reihe von Artikeln.

30 Jahre Entwicklung der Entwurfskriterien für Seewehranlagen und Wasserbaukonstruktionen (S. 685-693) von prof.ir.J.F.Agema
Historische Entwicklung der Entwurfskriterien. Bestehende Kenntnisse und gründliche Studien haben es schließlich ermöglicht, daß bei dem Sturmflutwehr – mit gewissen Beschränkungen – die Wahrscheinlichkeitsberechnungsmethode angewandt werden konnte.

Die Gesamtwertbestimmung von Entwurf und Bau von weiträumigen Betonkonstruktionen an der Küste (S. 694-699) von ir.J.C.Slagter
Eine allgemeine Beschreibung der Art des Kunstwerks und der Weise wie durch Zusammenarbeit zwischen Auftraggeber und ausführenden Bauunternehmern diesen Entwurf zustande gekommen ist.

500 000 m³ vorgefertigter Spannbeton (S. 700-706) von ir.A.A.H.van Dam
Auf dem Gebiet der Vorfertigung in großen Mengen in der Wasserbau hat man in Holland schon viel Erfahrung gemacht. Der Auftrag aber zur Vorfertigung von Konstruktionsteilen für das Sturmflutwehr (u.a. 66 Pfeiler von je 18 000 dwt) brachte besondere Probleme mit sich, die einer Lösung bedurften.

Spezielles Material infolge der Integration von Entwurf und Ausführung (S. 707-717) von ir.J.M.Schetters
Die Entwicklung von neuem Sondermaterial für dieses Projekt, mit einem Gesamtwert von Hfl 400 Millionen, war wesentlich bei der Ausführung der Baupläne. Die Entscheidung dazu hat die Art des Entwurfs grundlegend bestimmt.

Der Platz des Sturmflutwehrs in der wachsenden Zahl der Konstruktionen aus Spannbeton auf hoher See (S. 718-720) von prof.Ben C.Gerwick Jr.
Im Rahmen der Geschichte des zunehmenden Gebrauchs von Beton für Konstruktionen im Meer bedeutet der Bau des Sturmflutwehrs einen großen Fortschritt in der Technologie der Anwendung.

Entwurf der Betonkonstruktionen – die probabilistische Entwurfmethode (S. 721-728) von ir.J.K.Vrijling
Zum Behuf des Entwurfs hat man ein Wahrscheinlichkeitsmodell entwickelt, worin der stochastische Charakter der Belastungen und die Eigenschaften der Konstruktionen verarbeitet waren. Dabei ging man von der teils quasistatische, teils dynamische Belastung aus und auch von den charakteristischen Materialeigenschaften.

Entwurf der Betonkonstruktionen – Dauerhaftigkeit und Korrosion (S. 729-733) von ing.H.H.van Schaik
Bei einer Konstruktion die für die Dauer von 200 Jahren entworfen ist, ist die Dauerhaftigkeit von größter Wichtigkeit, zumal Inspektion und Instandhaltung der vitalen Konstruktionsteile nicht möglich sind. Aufmerksamkeit für die Maßnahmen um die Konstruktion vor Rißbildung sicherzustellen, u.a. durch Vorspannung, teils in zwei Richtungen.

Entwurf der bewegbaren Konstruktionsteilen (S. 734-741) von ir.E.Ypey
Weil eine wirksame Schließung des Sturmflutwehrs nicht nur durch die Schützen bestimmt wird, mußte bei dem Entwurf der Schützen mit Maßabweichungen in der Betonkonstruktion gerechnet werden; einerseits was den Abstand zwischen zwei aufeinanderfolgenden Pfeilern, andrerseits was die Winkeldrehung zwischen den Pfeilern betrifft.

Die bewegbare Konstruktionsteile – Bedienungsmaschinen für die Schützen (S. 742-746) von ir.F.J.Remery
Die Schützen mit denen das Sturmflutwehr geschlossen werden kann, müssen bei der ungünstigsten Witterung funktionieren. Die Abmessungen der bewegbaren Konstruktionsteile sind ungeheur groß. Bei der Lösung der technischen Probleme auch hier enge Zusammenarbeit, diesmal zwischen Entwerfer und Fabrikant.

Bau der Betonpfeiler: Konstruktionsmethoden und Einsatz des Materials (S. 747-754) von ir.G.Offringa
Erörterung über variierte Anwendung der Vorspanntechnik. Maßnahmen um die Qualität des Betons in der Konstruktion und des Injektionsmörtels in den Spannkanälen zu optimalisieren.

Arbeitsumstände beim Bau des Sturmflutwehrs (S. 755-759) von ir.J.F.Brants
Maßnahmen um dafür zu sorgen, daß man genügend Personal hatte, hinsichtlich der Abgelegenheit der Arbeitsinsel: der Bau einer Zufahrtsbrücke, ergänzende Transportmöglichkeiten, Übernachtungsbegäude, eine speziale Schule für Zimmerleute.

Montage der Einzelteile (S. 760-765) von ir.Tj.Visser
Planung der Montage der Einzelteile, Beschlußfassung über Entwurf und Ausführung, das Hydro- und Meteo-Informationssystem und eine Anleitung für den künftigen Gebrauch.

Transport und Aufstellung der 18 000 Tonnen Pfeiler (S. 766-773) von ir.R.de Leeuw
Kurze Beschreibung des Materials und der Arbeitsmethode. Die Bedingungen unter denen der Transport über eine Strecke von maximal 23 km stattfinden kann. Die Dauer der Operation beträgt etwa 45 Stunden. Auf Grund der Wetterlage entscheidet man über den Fortgang, die Unterbrechung oder die Abbrechung der Operation von Transport und Aufstellung.

Betonuntersuchung – die Dauerhaftigkeit der Betonkonstruktion (S. 774-781) von ir.Th.Monnier und ir.J.M.van Geest
Als Teil der Untersuchung nach der Dauerhaftigkeit der Konstruktion betont man die betontechnologischen Aspekte, sowie das Kühlen von Beton, die Eigenschaften von frischem Beton im Hinblick auf Vorspannen, Injizieren der Kabelröhre usw.

Untersuchung nach den Eigenschaften von frischem und erhärtetem Beton (S. 782-789) von prof.Dr.-Ing.H.W.Reinhardt, ir.P.van den Berg, ir.K.M.Postma und ing.D.W.de Haan
Beschreibung von drei Untersuchungen nach: Feinbeton als Füllmaterial unterhalb der Pfeiler, Stärke von Beton unter stürzenden Steinblöcken, Widerstand von Beton gegen Reibung durch Sand und Wasser.

Maßabweichungen und Toleranzen (S. 790-794) von ir.F.F.M.de Graaf
Ausgangspunkte bei der Zusammensetzung und Beurteilung von Maßabweichungen, Toleranzen bei Maßabweichungen, Ausführungsverfahren zur Beschränkung von Maßabweichungen, Prüfungsverfahren und Maßnahmen bei Überschreitung der Toleranzgrenzen.

Aufsichtssysteme (S. 795-797) von ir.R.C.Jellema
Die Aufsichtsorganisation ist projektmäßig eingerichtet. Spezielle Teams sind für Technik, Kosten und Planung verantwortlich. Man beschreibt das Ostrea-Aufsichtssystem und die Unterwasserinspektion.

Berichten uit de betonwereld

BETONVERENIGING

Nieuwe leden
Met ingang van 1 november hebben zich als lid van de Betonvereniging aangemeld:
T.Roodsant, Schijndel
Roodsant Bouwtechniek BV, Schijndel
ing.I.Smit, Leiden

Betondag 1982
De Betondag 1982 wordt dit jaar gehouden op donderdag 18 november 1982 in het Jaarbeurs Congrescentrum te Utrecht. In het oktobernummer van dit tijdschrift is het programma vermeld.
De leden en vrienden van de Betonvereniging zijn reeds door middel van een convocatie uitgenodigd tot het bijwonen van de Betondag 1982.
Indien u zich alsnog wenst aan te melden, kunt u contact opnemen met het secretariaat van de Betonvereniging.

Betonwegendag 1982
Op vrijdag 19 november 1982 zal, aansluitend aan de Betondag, de Betonwegendag 1982 worden gehouden, georganiseerd door de Betonvereniging in samenwerking met het Studie Centrum Wegenbouw en de Vereniging Nederlandse Cementindustrie. Het programma van het congresgedeelte is in het oktobernummer van dit tijdschrift vermeld. Ook op deze dag is er een betonmarkt georganiseerd.
Leden en vrienden van de Betonvereniging, alsmede commissieleden en relaties van het SCW en de Vereniging Nederlandse Cementindustrie zijn inmiddels per convocatie tot het bijwonen van de Betonwegendag 1982 uitgenodigd.
Indien u zich alsnog wenst aan te melden, dan kunt u contact opnemen met het secretariaat van de Betonvereniging.

Reparatiedag, 7 december 1982, Casino Den Bosch
Op dinsdag 7 december 1982 zal in het Casino Den Bosch te 's-Hertogenbosch door de Betonvereniging in samenwerking met de Stichting CUR-VB een studiedag over het repareren van betonconstructies worden georganiseerd.
Het is de bedoeling dat tijdens deze studiedag naast het voordracht- en discussiegedeelte, een doorlopende expositie/presentatie van produkten, werkmethoden e.d. zal plaatsvinden in de foyer van het Casino. Bedrijven die aan deze expositie wensen deel te nemen, kunnen zich nog vóór 15 november 1982 in verbinding stellen met het secretariaat van de Betonvereniging.
Tussen de ochtend- en middagzitting zal een aantal demonstraties plaatsvinden op het buitenterrein vóór het Casino.
Het programma is als volgt:

09.30 uur	ontvangst, openstelling expositie
10.00 uur	opening ochtendzitting door prof.dr.ir. A.S.G.Bruggeling, voorzitter van de Betonvereniging
10.05 uur	ochtendzitting met de volgende voordrachten (onderbroken door een ruime koffiepauze, waarin gelegenheid tot het bezoeken van de expositie): *Zelfs beton vraagt aandacht*, door ir.W.R. de Sitter, HBG, *Reparatiemogelijkheden*, door ir.P.D.Steijaert, TNO-IBBC, secretaris CUR-VB-commissie B 16 'Reparatie betonconstructies' en ir.H. van Amerongen, TNO-IBBC *Spuitbeton*, door ir.P. van den Berg, Dosbouw
12.00 uur	demonstraties, waaronder demonstratie spuitbeton door Vogel Spuitbeton BV
12.45 uur	aperitief en lunch
13.45 uur	opening middagzitting door ir.Ch.J.Vos, mentor CUR-VB-commissie B 16
13.50 uur	middagzitting met de volgende voordrachten (onderbroken door een ruime theepauze met gelegenheid tot bezoeken van de expositie): *Cement/kunstharsgebonden mortels*, door ing.G.A.Brandt, Rijkswaterstaat Directie Bruggen, lid CUR-VB-commissie B 16 *Uitvoering en controle van gelijmde wapening*, door prof.dr.ir.D. van Gemert, Katholieke Universiteit Leuven, België *Onderzoekresultaten*, door ing.H.G.Koornstra, voorzitter CUR-VB-commissie B 16 *Reparatie maritieme constructies*, door ir.P.Kieft, Rijkswaterstaat Directie Sluizen en Stuwen, voorzitter CUR-VB-commissie B 30 D 'Reparatie en bescherming'
16.00 uur	forumdiscussie, onder leiding van ir.Ch.J.Vos
16.30 uur	sluiting

Alweer enige jaren geleden resulteerden de werkzaamheden van CUR-VB-commissie B 16 in de publikatie van de rapporten nr. 90 en 91 'Reparatie van betonconstructies' resp. deel I 'Vervangen of repareren van beschadigde constructies' en deel II 'Pleisteren, aanstorten, spuiten'. Het ligt in de bedoeling tijdens de Reparatiedag CUR-VB-rapport nr. 110 te presenteren 'Reparatie van betonconstructies deel III, Reparatie en bescherming van beton door middel van kunstharsen.'
De kosten voor het bijwonen van deze studiedag (incl. koffie, aperitief, lunch en thee) bedragen:

voor leden en vrienden van de Betonvereniging en commissie leden van de CUR-VB	*f* 75,–
voor studenten en gepensioneerde leden	*f* 55,–
voor overige belangstellenden	*f* 90,–

Belangstellenden voor deze studiedag kunnen bij het secretariaat van de Betonvereniging een convocatie aanvragen.
Van de tijdens deze dag te houden voordrachten zal een syllabus worden uitgegeven in de S&E-publikatiereeks. Deze kan tegelijk bij de aanmelding worden besteld tegen een gereduceerde prijs van *f* 20,– (normale prijs *f* 25,–).

Cursussen

In januari 1983 zullen weer diverse cursussen van start gaan. Informatie over de inhoud van deze cursussen is verkrijgbaar bij het secretariaat van de Betonvereniging. Informatie over aanmelding e.d. is verkrijgbaar bij de Stichting Bijzondere Cursussen, afdeling Cursussen Materialenkennis, postbus 415, 3330 AK Zwijndrecht, tel.: 078 - 19 40 00.

Voorspantechniek voor constructeurs (CVT1-a)
cursusplaats: Utrecht
aanvang: dinsdag 18 januari 1983
duur: 12 lesavonden à 2 uur
doel: constructeurs vertrouwd te maken met die begrippen die essentieel zijn voor het kunnen berekenen, ontwerpen en detailleren van voorgespannen beton voor statisch bepaalde constructies.
kosten: *f* 815,–
examen: schriftelijk examen.
bestemd voor: constructeurs die nog geen of weinig ervaring hebben met voorgespannen beton.
De cursus wordt gegeven aan de hand van een speciaal voor deze cursus samengesteld dictaat. Mondelinge toelichting op de lesstof met maximale gelegenheid tot discussie met daarnaast een grote mate van zelfstudie. De lesstof van deze cursus komt vrijwel overeer met die van de in voorgaande jaren gegeven cursus Voorspantechniek voor constructeurs (CVT 1).
In de cursus worden de navolgende onderwerpen behandeld:
- algemene principes en begrippen
- materiaaleigenschappen, voornamelijk met betrekking tot voorspanstaal
- dimensioneringsvoorbeelden met berekening
- nadere beschouwing van spanningstoestanden in samenhang met de graad van voorspanning
- spanningsverliezen door wrijving, krimp, kruip en relaxatie
- ontwerpcriteria: aanvangsvoorspanning in staal en beton, gebruikstoestand, hoofdtrekspanningen, vervormingen en balken met voorgerekt staal
- principe van voorgespannen vlakke plaatvloeren
- voorspannen met en zonder aanhechting
- voorspansystemen en toepassingen, het spannen en injecteren
- constructieve details, verankeringszone, opleggingen, zachtstaalwapening, eindblokken, voegen, praktisch kabelverloop, bekisting en maatregelen in de uitvoering
- diverse toepassingen, praktische wenken, instructies voor tekenzalen en uitvoering.

Deze cursus Voorspantechniek voor constructeurs (CVT1-a) kan het volgend najaar, dus in september 1983, voortgezet worden met het volgen van de cursus Voorspantechniek voor constructeurs (CVT1-b). Dit geldt ook voor degenen die de opleiding CVT1 reeds eerder hebben gevolgd.
De nieuwe cursus CVT1-b zal de volgende onderwerpen gaan behandelen:
- statisch onbepaalde voorgespannen betonconstructies
- heipalen
- gedeeltelijk voorgespannen beton
- drukvoorspanning
- voorspanning zonder kernstralen
- bijzondere constructies

Bekistingen Ontwerpen (CBK1)
cursusplaats: Wageningen
aanvang: 14 januari 1983
duur: 3 weekeinden van vrijdag 19.00 uur tot zaterdag 16.00 uur en één hele zaterdag in totaal inhoudende ca. 31 lesuren op de data: 14 en 15 januari, 28 en 29 januari, 11 en 12 februari en 26 februari 1983.
doel: Het doel van deze cursus is bij te dragen aan rationalisatie van het ontwerpen van bekistingen in het kader van het totale bouwgebeuren. Tevens is de cursus gericht op het doen van de juiste keuze bij het aanschaffen, ontwerpen en inzetten van bekistingen.
bestemd voor: technici op HTS-TH-niveau, werkzaam in de bouwindustrie in functies als bedrijfsleiders, projectleiders, bekistingsconstructeurs, werkvoorbereiders en medewerkers van bedrijfsbureaus.
programma:
- bekistingstechnieken
- statica
- schoon beton
- organisatie en planning

kosten: *f* 1525,– (inclusief studiemateriaal en volledige verzorging in het Internationaal Agrarisch Centrum te Wageningen)
examen: geen

Architectuur en Betonconstructies (CAB 1)
cursusplaats: Wageningen
aanvang: voorjaar 1983
duur: 3 weekeinde-blokken van vrijdag 19.00 tot zaterdag 15.00 uur
doel: architecten en betonconstructeurs die zich nader willen oriënteren op de wederzijdse problematieken op technisch, economisch en esthetisch gebied, kennis te laten maken met de mogelijkheden van voorbereiding en ontwerp, uitvoering, produktie en nazorg van betonwerken.
bestemd voor: architecten en betonconstructeurs op HBO-niveau
programma:
- esthetica en vormgeving van betonwerken
- technologie van beton ten opzichte van esthetica
- adequate technische leerstof over statica en uitvoeringsmethodieken van beton- en bekistingswerken
- geïntegreerd ontwerpen: vormgeving/constructiesysteem/uitvoeringsmethode
- nazorg, onderhoud en reparatie van betonwerken

kosten: nog niet bekend
examen: Aan deze cursus is geen examen verbonden. Aan de deelnemers wordt de mogelijkheid geboden mee te doen aan een projectstudie, waarin de cursusstof volledig kan worden verwerkt.

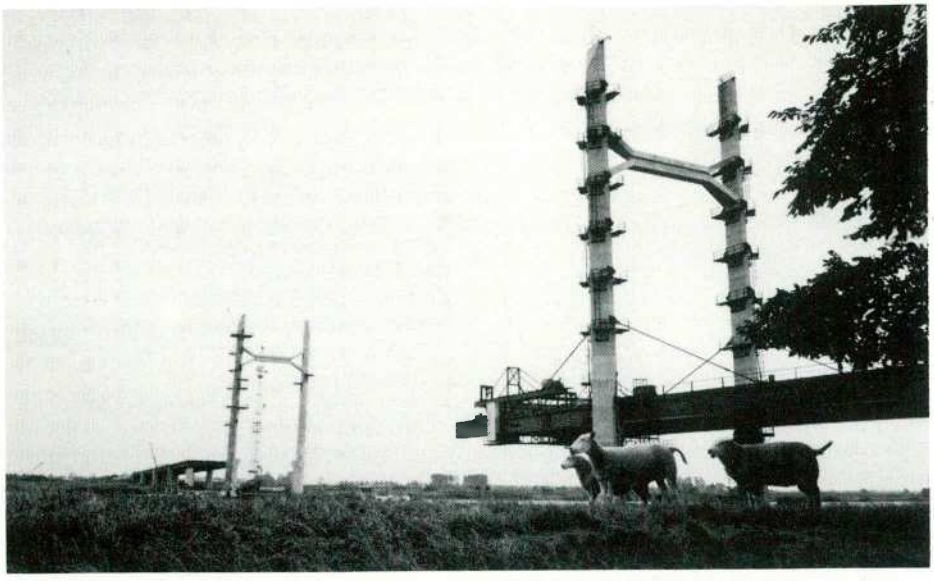
Voorspantechniek Uitvoering (MTS-niveau) (CVT 2)
cursusplaats: Utrecht
aanvang: 18 januari 1983
duur: 10 lesavonden à 2 uur
doel: kennis bijbrengen over het materiaal voorgespannen beton en van de achtergronden en typische kenmerken van de verschillende spansystemen, het spannen en de hierbij te treffen veiligheidsmaatregelen
bestemd voor: degenen die direct betrokken zijn bij het voorspannen, zoals uitvoerders, hulpuitvoerders, opzichters, monteurs en personeels van de technische diensten van de overheid
programma:
- het principe van de voorspanning; verschil tussen gewapend beton en voorgespannen beton
- het in het werk brengen van de voorspanelementen; controles voor en na het storten
- het spannen, de spanapparatuur en de veiligheidsmaatregelen
- het injecteren en de bescherming van de constructie bij een lage temperatuur
- de belangrijkste systemen
- schadegevallen

kosten: *f* 670,–
examen: schriftelijk examen

Betontechnologie-basiscursus (CB 2)
cursusplaats: Amsterdam, Deventer, Eindhoven, Rotterdam
aanvang: 25 januari 1983
cursusplaats: Drachten, Roosendaal, Utrecht
aanvang: 27 januari 1983
duur: 8 lesavonden à 2 uur
doel: Deze cursus heeft tot doel een introductie te geven in het vak betontechnologie. Aansluitend op deze basiscursus wordt een vervolgcursus gegeven, te weten de cursus Betonlaborant BV.
bestemd voor: mengmeesters, laboranten, mixerchauffeurs, voorlieden en uitvoerders van betonaannemers, betonwarenfabrieken of betonmortelbedrijven alsmede voor personeel van overheidsdiensten die betrokken zijn bij het maken van beton.
Voor het volgen van deze cursus is geen middelbare vooropleiding vereist.
programma: voor deze cursus is een speciaal cursusboek samengesteld.
De volgende onderwerpen zullen worden behandeld:
- grondstoffen
- wapening en bekisting
- samenstellen van beton
- verwerken en nabehandelen
- eigenschappen
- normalisatie

kosten: *f* 595,–
examen: schriftelijk examen

Tuibrug over de IJssel bij Kampen
Op donderdag 9 september is een excursie gehouden naar de in aanbouw zijnde tuibrug. De excursie was georganiseerd door de Betonvereniging in samenwerking met het Staalbouwkundig Genootschap



Opleiding en examen Betonconstructeur BV

De mogelijkheid van het volgen van de opleiding voor Betonconstructeur BV zal met ingang van het voorjaar 1983 worden verruimd. Koninklijke PBNA te Arnhem zal namelijk op initiatief van de Betonvereniging de gelegenheid bieden de opleiding Betonconstructeur BV op schriftelijke basis te volgen. De cursusstof is gedurende een intensieve voorbereidingstijd ontwikkeld in nauwe samenwerking met o.a. docenten van het Hoger Technisch Instituut te Amsterdam. De cursusduur zal 2 jaar bedragen, zodat men in 1985 via deze cursus aan het examen kan deelnemen.
Voor degenen, die tot nu toe niet in de gelegenheid waren de mondelinge cursussen aan de diverse HTS-en en het HTI te Amsterdam te volgen, zal hierdoor een nieuwe en waarschijnlijk aantrekkelijke studievorm voor het examen Betonconstructeur BV ontstaan, nadat aanvankelijk m.i.v. het studiejaar 1982/1983 de studiemogelijkheden beperkter waren geworden als gevolg van bezuinigingsmaatregelen van het Ministerie van Onderwijs en Wetenschappen. Deze hadden tot gevolg dat de opleiding Betonconstructeur BV niet meer aan de HTS-en gegeven kon worden. Het Hoger Technisch Instituut te Amsterdam, waar de opleiding reeds jarenlang in mondelinge vorm op particuliere basis wordt gegeven, verheugt zich echter in de belangstelling van een groot aantal cursisten. Hieruit blijkt duidelijk, dat in het algemeen, ondanks de recessie in de bouw, de wens aanwezig is om zich verder te specialiseren en de kennis op te doen, die juist in deze tijd nodig is, om tot deskundig ontworpen en daardoor economisch aantrekkelijke betonconstructies te komen.
Dit is ook een reden temeer voor de Betonvereniging om het examen Betonconstructeur BV, zoals dit reeds sinds 1957 wordt afgenomen, te continueren en het maatschappelijk belang ervan te benadrukken.
De bestaande mondelinge opleiding aan het HTI te Amsterdam en de binnen afzienbare tijd te starten schriftelijke opleiding van Koninklijke PBNA bieden de komende jaren voor iedere geïnteresseerde voldoende mogelijkheden tot studie voor het examen Betonconstructeur BV.
Aanmelding voor de opleiding kan geschieden bij:
Hoger Technisch Instituut,
Rombout Hogerbeetsstraat 109a,
1052 VW Amsterdam (tel. 010 - 36 62 44).
Koninklijke PBNA,
Postbus 9053,
6800 GS Arnhem (tel. 085 - 71 61 51).

Informatie betreffende het examen en de exameneisen kan worden ingewonnen bij het secretariaat van de Betonvereniging te Zoetermeer.

Handboek Bekistingen van STUBECO Nu met kwantumkorting, vooral voor het onderwijs

Het in april 1980 verschenen Handboek Bekistingen van Stubeco is destijds met veel waardering ontvangen. Het is het eerste bekistingshandboek in de Nederlandse taal, bestemd voor allen die met bekistingen te maken hebben, zoals architecten, constructeurs, opzichters en uitvoerders.
In verband met de belangstelling vanuit het onderwijs is besloten tot het verlenen van een kwantumkorting op de normale prijs van ƒ 65,–.
Bij bestelling van 20-40 exemplaren bedraagt de prijs ƒ 58,50;
bij bestelling van 40-60 exemplaren ƒ 55,25 en
bij bestellingen van 60 of meer exemplaren ƒ 52,– per exemplaar.
De prijzen zijn inclusief verzendkosten en BTW. Bestellingen kunnen uitsluitend geschieden door overmaken van het verschuldigde bedrag op postgirorekening 35 12 39, ten name van de Betonvereniging, Zoetermeer.

CUR-VB

CUR-VB-rapport 110 **Reparaties van betonconstructies deel III: Reparatie door middel van kunstharsen**; november 1982, CUR-VB/Betonvereniging Zoetermeer; 170 × 240 mm 80 blz., samenvattingen in Frans, Duits en Engels, prijs ƒ 62,50

Dit derde en laatste rapport van CUR-VB-commissie B16 'Reparaties aan betonconstructies' is voornamelijk gewijd aan de reparatie en bescherming van beton door middel van kunstharsen. Het verstrekt basisinformatie aan betrokkenen bij reparatiewerk, waardoor deze de aard van het schadegeval snel herkennen en een passend reparatiemiddel kunnen vaststellen.
Er is een enorme variëteit aan kunstharssoorten en modificaties hiervan verkrijgbaar met een grote variatie in materiaaleigenschappen. Kennis van de samenhang tussen de chemische samenstelling van kunststoffen en de uiteindelijke materiaaleigenschappen mag bij de civiele constructeur niet à priori worden verondersteld. Om de geïntereseerden onder hen toch de relevante informatie te verstrekken worden de hoofdlijnen aangegeven betreffende samenstellingen en eigenschappen van kunstharsen, gewenste eigenschappen bij reparatie en bescherming, alsmede betreffende uitvoerings- en controlemethoden.
Het rapport telt 7 hoofdstukken: Na een inleiding wordt in het tweede hoofdstuk een globaal verband gelegd tussen soort schade en mogelijke reparatiemethoden en -materialen. Daarna volgt een hoofdstuk over chemische, fysische en mechanische eigenschappen van kunstharsen.
In hoofdstuk 4 komen kunstharslagen ter verfraaiing en bescherming van beton aan de orde. De hoofdstukken 5 en 6 behandelen het kleine en snelle reparatiewerk zowel met behulp van kunstharsmortels als met zandcementmortels die met kunsthars zijn gemodificeerd.
Hoofdstuk 7 tenslotte is gewijd aan de reparatie van scheuren voor zover deze om redenen van stijfheid, waterdichtheid of duurzaamheid zijn geïnjecteerd met kunstharsen.
CUR-VB-rapport 110 is verkrijgbaar door overmaking van ƒ 62,50 op postgiro 35 12 39 ten name van de Betonvereniging te Zoetermeer onder vermelding van het rapportnummer.

BMC

Goedkeuring

Door het Bestuur Betonmortelcontrole werd met ingang van 8 september 1982 de goedkeuring gecontinueerd van BV Edese Beton Centrale te Veenendaal, waarvan de installatie een ingrijpende wijziging had ondergaan.

DIVERSEN

Cursus 'Beton en zijn grenstoestanden', georganiseerd door het Studiecentrum voor Techniek en Ingenieurswetenschappen (STI), Antwerpen
Dit najaar zal in de vorm van enkele computer-gerichte lezingen een cursus worden gehouden over het berekenen van beton volgens de grenstoestanden. Bij elke lezing zullen de overeenstemmende computerprogramma's ter beschikking worden gesteld. De cursisten worden erop attent gemaakt dat er in verband met de berekening volgens de uiterste grenstoestanden geen voorbereidende kennis nodig is. In iedere lezing zijn programmeerbare rekenschema's verwerkt. Bovendien kunnen magneetkaarten voor bepaalde problemen worden aangeschaft.

Inhoud
1e lezing, 18-11-1982
Verband tussen de inwendige krachten en de vervormingen voor een rechthoekige doorsnede, bepaling van de wapening in een uiterste grenstoestand, inlassen van het kruipverschijnsel, vervormingen

2e lezing, 25-11-1982
Algemene methode voor het oplossen van het tweede-ordeprobleem van een rechthoekige doorsnede (knik), toepassing op samengestelde scheve buiging, inlassen van het kruipverschijnsel

3e lezing, 2-12-1982
Uiterste grenstoestanden van een rechthoekige doorsnede, willekeurige wapening, minimum wapening, gelijke wapening

4e lezing, 9-12-1982
Studie van T-doorsneden, verband tussen de inwendige krachten en de vervormingen, tweede-orde probleem (knik), uiterste grenstoestanden

5e lezing, 16-12-1982
Klassieke breukmethoden en nieuwe perspectieven voor het berekenen van de dwarswapening

De lezingen zullen worden gehouden te Antwerpen, lokaal ACEBE, Breughelstraat 25. Als docenten zullen optreden ir.H.Somers, ing.E.Fierens, ing.A.Stallaert, G.Vandenhorre, mevr.ir.I.De Brabanter en ing.G.Houwaer.
De kosten voor deelname (incl. cursusteksten) bedragen:
voor leden STI, NIRIA en VTIH 4 400 Bfr
voor niet-leden 5 200 Bfr
Nadere inlichtingen kunnen worden verkregen bij het STI-secretariaat, Jan van Rijswijcklaan 117, Antwerpen (tel. 031 - 37 33 87).

AGENDA

8-9 november 1982, Seminar Unterhaltung und Instandsetzung von betonbauwerken, Stuttgart; VDI-Bildungswerk
18 november 1982, Betondag, Utrecht; Betonvereniging
19 november 1982, Betonwegendag, Utrecht; Betonvereniging in samenwerking met Studiecentrum Wegenbouw (SCW) en Vereniging Nederlandse Cementindustrie
25 november 1982, Eéndaagse leergang CAD/CAM in de praktijk, TH-Eindhoven
7 december 1982, Reparatiedag, 's-Hertogenbosch; Betonvereniging in samenwerking met CUR/VB
26 februari – 2 maart 1983, World of Concrete, Las Vegas
22–26 mei 1983, 7e ERMCO congres, Londen; British Ready-Mixed Concrete Association
22–25 juni 1983, International Conference on Alkalis in Concrete, Kopenhagen; Danish Concrete Association, Technical University of Denmark
31 juli – 5 augustus 1983, International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag and Other Minerale By-Products, Montebello, Canada; ACI en CANMET

ADRESSEN

Betonvereniging, CUR-VB, Bureau Betonmortelcontrole: postbus 61, 2700 AB Zoetermeer, 079 - 21 93 13
Stubeco: postbus 4, 4064 ZG Varik (Gld.), 020 - 5 45 91 11 (Amstelveen)
Stumico: TH-Delft, gebouw Civiele Techniek, kamer 3.33, Stevinweg 1, 2628 CN Delft, 015 - 78 52 83
Stupré: Raamweg 16, 2596 HL Den Haag, 070 - 46 95 55
Stutech: postbus 3232,5203 DE 's-Hertogenbosch, 073 - 15 03 02
Stuvo: postbus 3011, 5203 DA 's-Hertogenbosch, 073 - 15 02 22
Betondispuut: TH-Delft, gebouw Civiele Techniek, kamer 508, Stevinweg 1, 2628 CN Delft, 015 - 78 47 69
BFBN: Bond van fabrikanten van betonwaren in Nederland postbus 194, 3440 AD Woerden, 03480 - 1 09 44
KOMO: postbus 240, 2280 AE Rijswijk, 070 - 99 14 50
VBN: Kon. Julianaweg 122, 2264 BE Leidschendam 070 - 27 18 02
SBR: postbus 20740, 3001 JA Rotterdam, 010 - 12 35 28



Hydraudyne engineered and delivered the hydraulic equipment,drives and control systems for the "Oosterschelde"special purpose vessels.

-The deep densification vessel "Mitilus"
-The lifting and transporting vessel "Ostrea"
-The mooring vessel"Macoma"
-The mattress laying vessel"Cardium"

Presently Hydraudyne has under construction the hydraulic systems to actuate the cylinders for the opening and closing of the 63 steelgates in the flood barrier.

van Salmstraat 70
p.o.box 32 5280 AA Boxtel
the Netherlands
Phone (0)4116-51951
Telex 50308 hydyn nl

HYDRAUDYNE

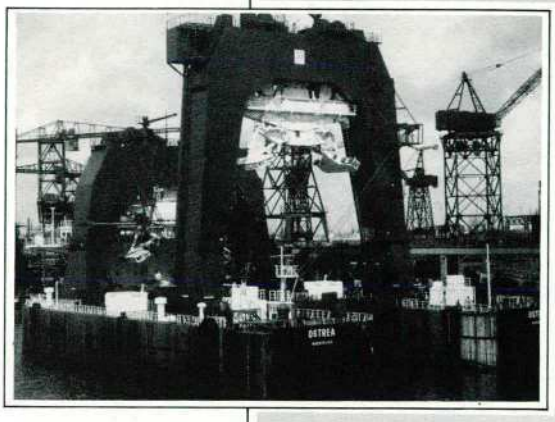


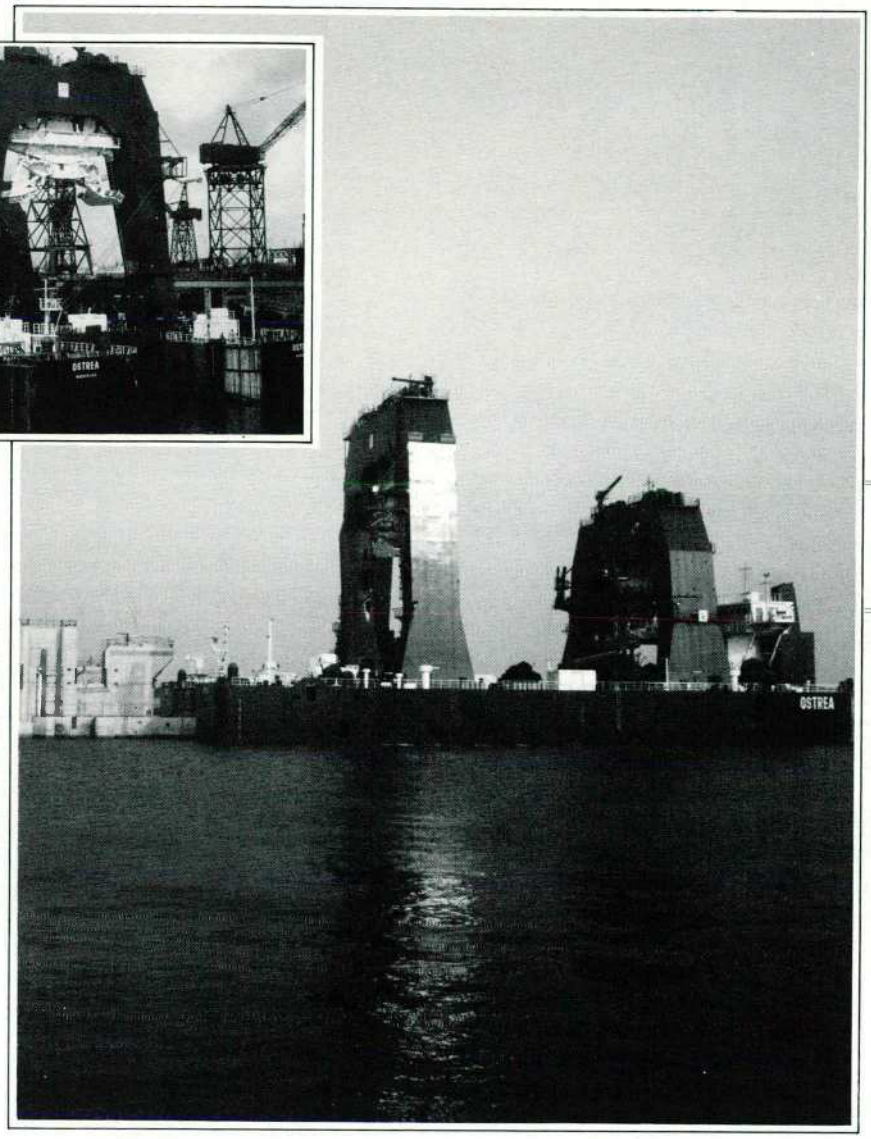
Systems and Engineering,specialist in oil hydraulic related equipment for the offshore,mining,dredge and marine equipment

ALGEMENE WERKTUIGBOUW OFFSHORE

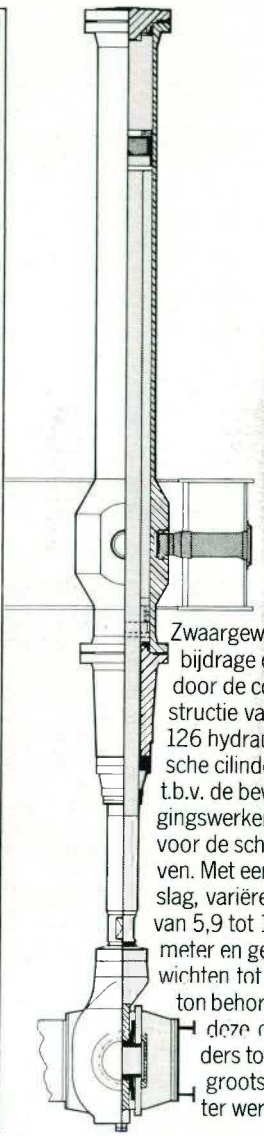
ZWAARGEWICHT PRESTATIES MET MILLIMETER PRECISIE

DE BOUW VAN DE STORMVLOEDKERING OOSTERSCHELDE: PRECISIEWERK PER STREKKENDE METER...





De WF-RDM Groepsmaatschappij levert aan de realisering van dit project zwaargewicht bijdragen. Letterlijk! O.m. door de bouw van het hefvaartuig „OSTREA". Ontworpen voor veilig transport en precisie-plaatsing van 66 pijlers tot 39 meter hoog en 18.000 ton zwaar.



Zwaargewicht bijdrage ook door de constructie van 126 hydraulische cilinders t.b.v. de bewegingswerken voor de schuiven. Met een slag, variërend van 5,9 tot 11,9 meter en gewichten tot 100 ton behoren deze cilinders tot de grootste ter wereld.

De technici van WF-RDM Groepsmaatschappij voelen zich volkomen thuis in deze combinatie van zwaargewicht prestaties en millimeter precisie. Zij danken er hun internationale reputatie aan. Uitgesproken constructief van karakter.

WF-RDM GROEPSMAATSCHAPPIJ BV

Voor informatie: Postbus 1039, 3000 BA Rotterdam. Tel.: 010-879111. Telex: 28281.



Scheurpreventie vraagt wat meer dan goede bouwvilten

Nevima levert bouwvilten. In tientallen uitvoeringen voor onder meer drukverdeling, glij-oplegging en geluidsisolatie.

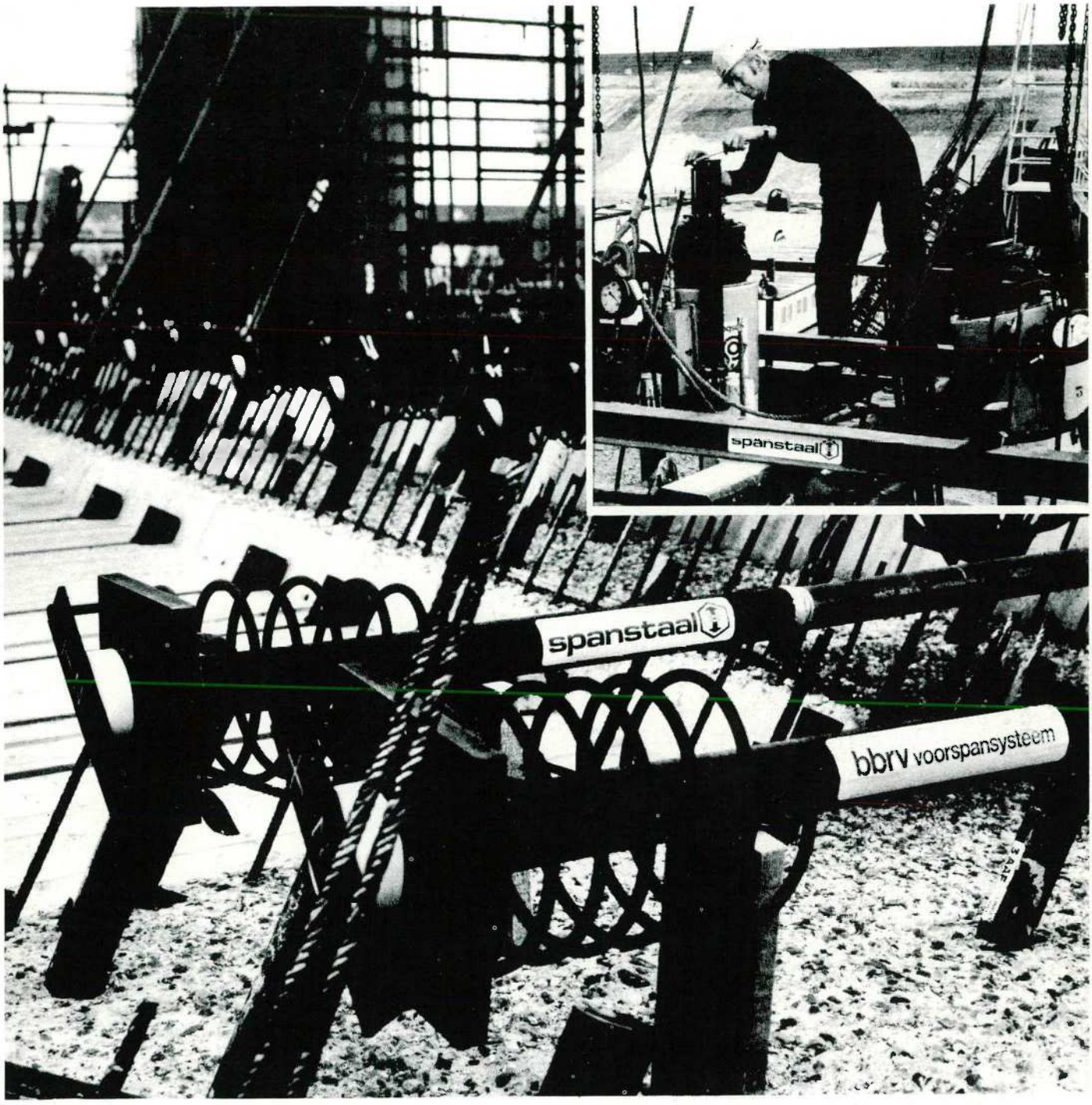
Maar Nevima biedt meer; zij geeft u ook de nodige adviezen voor een optimaal gebruik van bouwvilt. Adviezen op grond van 50 jaar ervaring. Dat beperkt risico's, vooral wanneer het om minder gebruikelijke konstrukties gaat.

Vraag onze dokumentatie voor een volledig overzicht van toepassingsmogelijkheden.

Nederlandsche Bouwvilt Maatschappij
'Nevima' bv Amersfoort
Postbus 4 3800 AA Amersfoort
Tel. 033 - 1 12 45* Telex 79167 vilt nl.

bouwvilten voor het betere bouwen

Nevima



Spanstaal-activiteiten bij de bouw van de pijlers voor de Oosterscheldedam.

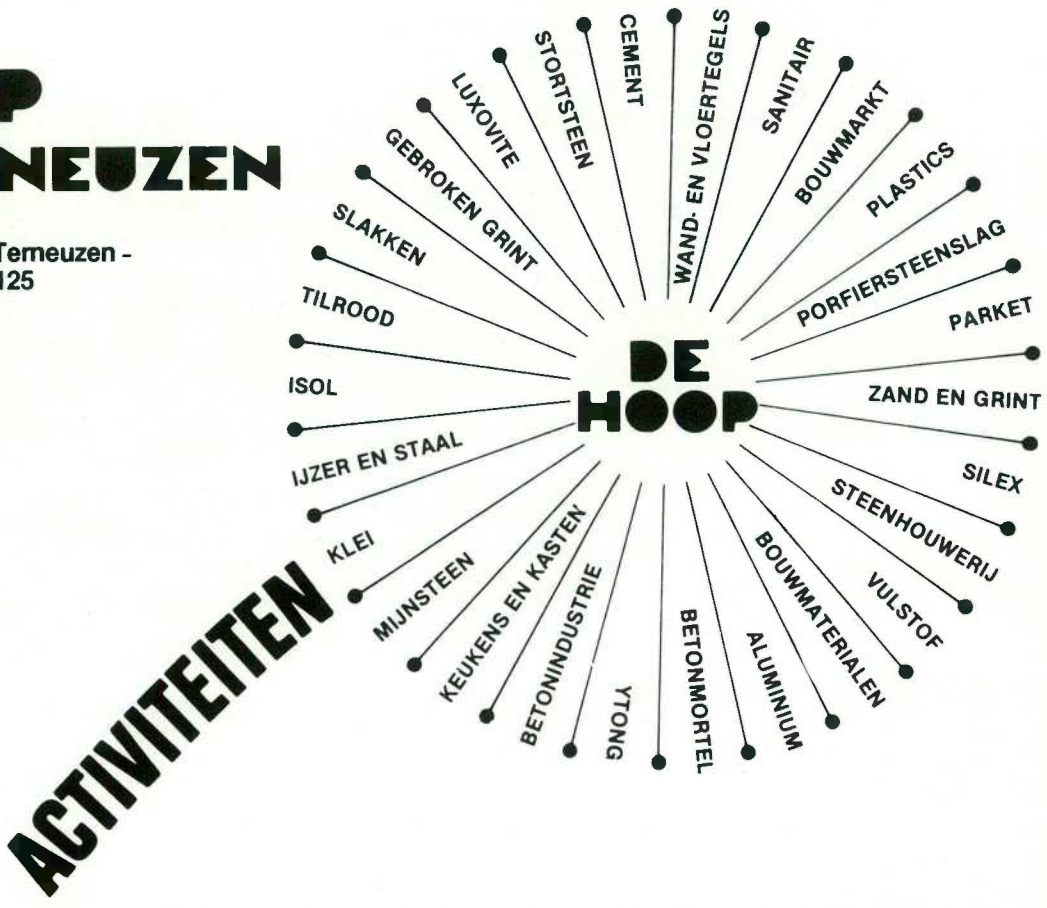
De voorspanning die toegepast wordt in de pijlerwanden is het CONA-Multi-systeem, 12 x 15,7 mm strengenbundels in de vorm van luskabels.
Deze kabels worden voorgespannen met 300 ton vijzels.
In het pijlerdek en -schacht wordt het BBRV-systeem toegepast als 50 Ø 7 mm draadbundel in de vorm van compleet samengestelde korte kabels.
Voor deze voorspanning worden 250 tons vijzels gebruikt.

spanstaal b.v.

divisie construction van de ballast-nedam groep n.v.
de liesbosch 5 - postbus 2028 - 3500 ga utrecht - telefoon 030 - 88 71 21

DE HOOP TERNEUZEN

Duitslandweg 2, 4538 BK Terneuzen -
Tel. 01150-80911, Telex 55125



OP VIL-TON® - BOUWVILT KUNT U BOUWEN

Fundatie / oplegging / drukverdeling / trillingdemping
Isolatie / geluiddemping / separatie / glij-oplegging.
Te leveren in platen, rollen, stroken, etc.
Ook verpakt in folie.
Documentatie en TNO-rapporten op aanvraag verkrijgbaar.

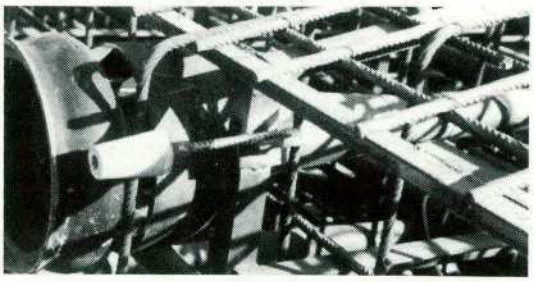
stokvis & smits b.v. haarlem vilt-specialisten
Spaarne 51 ★ postbus 626 ★ tel. (023) 32 28 50 ★ telex 41336 felt nl

st

Ha... die *Hakron*

GEEN ZEE GAAT ONS TE HOOG, ONZE SYSTEMEN BLIJVEN WATERDICHT !

- Niet voor niets werden onze systemen gebruikt bij de realisatie van de Oosterschelde werken
- Ook voor uw bekisting hebben wij het passende systeem o.a. stalen doorvoerbuizen met waterdichte afsluitstoppen betonconussen met 30, 70 en 100 mm betondekking hoogwaardige in te storten centerpennen met opgelaste waterkering



Voor meer informatie bel beter direkt 03412 - 49 04*

Hakron – Nunspeet B.V.
Postbus 46, 8070 AA
Voltweg 6, 8071 CZ Nunspeet
Telex 40914

DELTA-PHOT, een dynamisch bedrijf. Specialisten in luchtfotografie, gevestigd in Middelburg maar met héél Nederland als hun werkterrein.
Snel en bedrijfszeker werkend met eigen vliegtuig, piloot, fotografen en... eigen kleuren-afwerklaboratorium! Onafhankelijk van derden voeren zij hun opdrachten uit. Dat betekend slagvaardig opereren.
DELTA-PHOT ... specialisten, snélle specialisten in luchtfotografie!!!



delta -phot

LUCHTFOTOGRAFIE MIDDELBURG HOLLAND
Nieuwe Kleverskerkseweg 25 4338 PP Middelburg Telefoon (01180) 37100*

"Als een werksituatie om een geheel op uw bedrijf gerichte training van medewerkers vraagt, dan neemt u gewoon contact op met de afdeling cursus-ontwikkeling van SBC"

SBC
STICHTING BIJZONDERE CURSUSSEN

Postbus 415, 3330 AK Zwijndrecht.
Tel. 078-194000 - Telex 20202

JB JURG EN DE BIE GRIJPERS B.V.

Strijkviertel 18,
3454 PL De Meern
Tel.: 03406 - 23 65
Telex: 43776-INCO



Jurg en de Bie heeft voor alle massagoederen en elke kraan een passende grijper.



Poliepgrijpers voor het zware werk
- uitvoering 2- of 4-draads
- solide constructie
- lage onderhoudskosten

Hydraulische Poliepgrijpers
voor elk type hydraulische kraan
- robuuste uitvoering
- snelle sluittijden
- maximum aan capaciteit



doornbos **EUROCRANE b.v.**

verhuur van: rupshijskranen
ruwterreinkranen
draglines

giessenweg 65-67 – 3044 ak rotterdam
postbus 11017 – 3004 ea rotterdam
tel. (010)-15 50 66 / 37 34 15*
telex 23331

SPANTECHNIEK

SPANTECHNIEK HOLLAND v.o.f.

Gespecialiseerd in het leveren en aanbrengen van vloerconstructies in V.Z.A.® en V.M.A.®

- Ook uitvoering van complete vloer(pakket) mogelijk.
- Bestaande uit: vloeiwerkvloer, spanwapening en beton.
- Voordeel: optimale afstemming, kwaliteitsbegeleiding en aansprakelijkheid **in één hand.**
- Voorbeelden:
  Aspa-complex - Utrecht - 20.000 m².
  Bot & Partners - Vlaardingen - 4.000 m².
  Boots - Hoogvliet - 6.000 m².
  Brinkman - Rotterdam - 2.000 m².
  Spaarnestaete - Haarlem - 10.000 m².
  Friesland Hallen - Leeuwarden - 5.000 m².
  Etcetera

SPANTECHNIEK HOLLAND v. o. f.
Herenweg 116-118
3648 CM WILNIS
Telefoon: (02979) - 13 01
Telex: 15673 voton nl

VRAAG: WIE KAN DAT AAN?

Elke 8 dagen 1200 sparingskasten vullen
met hoogwaardig spuitbeton en in dezelfde tijd ook nog zo'n
220 m^2 gewapend spuitbeton per pijler
verwerken als tijdelijke bescherming van het konstruktiebeton.
Waarbij we het nog niet eens hebben over
de tienduizenden conusgaten e.d. die afgedicht moeten worden...

EN DAT JARENLANG...

Dat moet een bedrijf zijn, dat kwaliteit in huis heeft.
Dat in vergaande mate geautomatiseerd is. Dat eigen mobiele gritstraal- en betonspuitunits in kan zetten, die geheel
zelfstandig opereren met eigen water, stroom en grondstoffen. En niet te vergeten, in staat is een ijzersterke planning te handhaven.



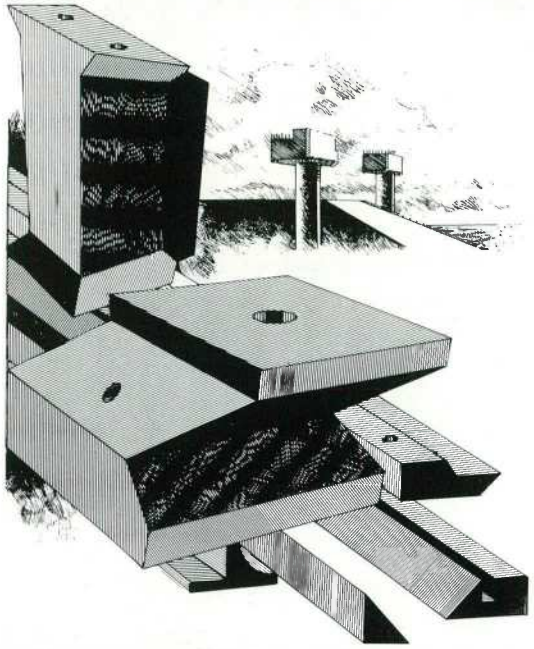
VOGEL SPUITBETON 85 jaar

VOGEL SPUITBETON DUS

Als u er op let ziet u ze overal: die gele wagens.
Overal waar kwaliteitswerk in betonherstel, -onderhoud en afwerking
wordt gevraagd. Wilt u onze nieuwste ontwikkelingen
bijhouden, vraag dan om toezending van ons 4 x per jaar verschijnend
periodiek "In Vogelvlucht".

Vogel Spuitbeton b.v., Fruitenniersstraat 13, Postbus 152, 3330 AD Zwijndrecht
Telefoon 078-100400, Telex 20349

DAT MOET WEL VAN KORS KOMEN:
HAKORIT® BETONSPARINGEN



Het verlanglijstje voor de ideale betonsparing:
- vochtwerend, dus krimpvrij
- slijtvastheid voor een lange levensduur, dus bruikbaar in seriewerk
- eenvoudig te lossen
- chemisch indifferent, dus ongevoelig voor de werking van betonspecie
- ruime temperatuurbestendigheid
- breekt of splintert niet
- slagvast, kan een klap met de hamer verdragen

Kors Plastics BV maakt betonsparingen van Hakorit®, een ultra hoogmoleculair lagedruk polyethyleen, dat aan alle bovenstaande specificaties voldoet.

Alle reden dus om met ons kontakt op te nemen.
Telefoon: 05730-1931.

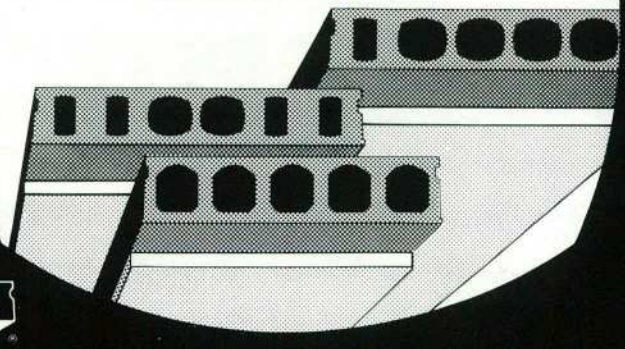
KORS PLASTICS BV

Kwinkweerd 2 / P.O. Box 11 / 7240 AA LOCHEM, Holland / Tel. (0)5730-1931 / Telex 49207

DY-CORE SPANVLOEREN
voor woning- en utiliteitsbouw

- standaard 200 en 260 mm Dy-Core spanvloeren voorzien van 50 mm polystyreen
- groot draagvermogen
- geïsoleerde vloeren tot 12 meter

Rc-waarde 1,6 m² K/W



B.V. DY-CORE SYSTEMS

Postbus 197 4900 AD Oosterhout (NB) Ambachtsweg 16
Telefoon 01620-50550 Telex 74051

k&b

Proefstation voor bouwmaterialen en bureau voor chemisch onderzoek

KONING & BIENFAIT B.V.

Een deel van de kwaliteitscontrole ten behoeve van de pijlerbouw voor de Stormvloedkering werd door ons verricht.

AMSTERDAM
Da Costakade 104
Postbus 6005
1005 EA Amsterdam
Tel. 020 - 12 81 84/18 30 47

SOEST
Koningsweg 8
Postbus 198
3760 AD Soest
Tel. 02155 - 16 42 8

KOÖRDINATIE –
ENGINEERING
FABRIKAGE – MONTAGE
VAN

FILTERMATTENFABRIEK
2 STUKS MATTENROLLEN
DIVERSE KONSTRUKTIES

DEMY bv
Rijksweg Noord 250
6162 AR Geleen
Tel. (04490) 11881*
Telex 36095 Demy nl



80-17a NL



Betreft: Moderne vormgeving van betonoppervlakken.

NOEplast voor stijlvolle creatieve betonstrukturen. Een duurzame investering voor moderne ontwerpers.

Niet duur, maar gewoon goed.

Eén telefoontje is voldoende om alle NOEplast informatie in huis te krijgen.
Wij zenden U kostenloos zelfklevende transfers toe, geschikt om te lichtdrukken.
Zo kunt U op Uw bouwtekeningen op schaal de NOEplast-strukturen weergeven.
Dit werkt het meest overtuigend bij Uw opdrachtgever.

Gestruktureerde betonvlakken verfraaien Uw bouwwerk.
Met struktuurbeton kunt U een levendig spel creëren van licht en schaduwvlakken.

NOE heeft een uitgebreid programma struktuurdessins met natuurlijke en abstrakte motieven in verschillende prijsklassen.
Ook motieven naar eigen ontwerp zijn leverbaar.

NOE-Bekistingtechniek b. v.
Vlietskade 9, 4240 CA Arkel
Tel. (0 18 31) 19 45, Telex 23 788

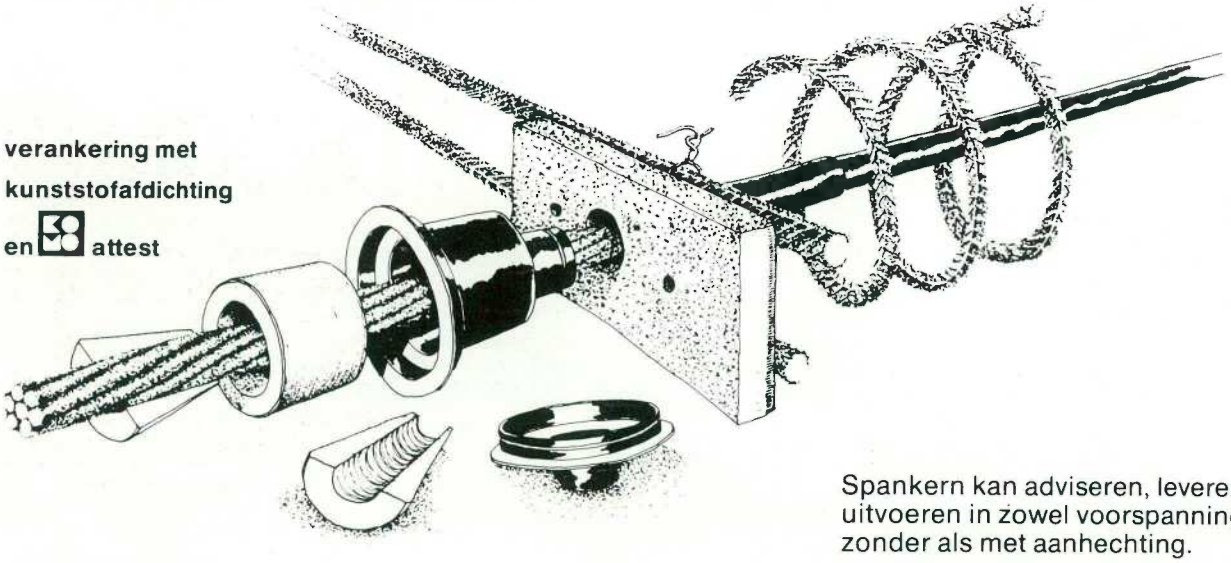
Voor bekistingen moet U bij NOE zijn.



spankern VMA EN VZA

SPECIALISTEN IN VOORSPANNING

verankering met
kunststofafdichting
en KOMO attest



Spankern kan adviseren, leveren en uitvoeren in zowel voorspanning zonder als met aanhechting.

Voor kwaliteit, betrouwbaarheid en degelijkheid is Spankern dan ook uw beste keus.

A. C. L. Spankern b.v.
Industrieweg 10, 3606 AS Maarssenbroek
telefoon 03465 - 6 02 09

...voor de ruim 2870 meter lange hulpbrug en de stormvloedkering in de Oosterschelde leverden wij -prompt volgens schema- vele duizenden tonnen hoogwaardig staal...



NEDEXIMPO
staal
AMSTERDAM

BV "NEDEXIMPO" - Postbus 5028 - 1007 AA Amsterdam - Tel. 020-719811 - Telex 11406

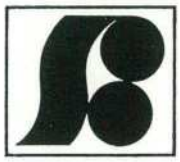
''24-UURS SERVICE?''

BAKKER REPAIR B.V.
te Sliedrecht

heeft zich gedurende de Oosterschelde Werken reeds meerdere malen gemanifesteerd als reparateur van electro motoren en generatoren, die deze ''kreet'' ook echt waar maakt.

Voor reparaties en revisies van motoren en generatoren, 01840 - 10555 bellen en U wordt op slag geholpen.

ALTIJD EN OVERAL



bakker repair bv

Postbus 212 3360 AS SLIEDRECHT

,,Zoekt u een vervoerder, welke gespecialiseerd is in het vervoer met terreinwagens, het vervoeren van perspijpen, container en tankvervoer zowel binnen als buitenland, neem dan contact op met

G. v. Dongen, transportbedrijf Dirksland B.V.

Spuikolk 6, 3247 LK Dirksland.
Telefoon (01877) - 10 22 of 15 90. Telex Dotra 24135.''



Gebr. GEELHOED B.V.

BETONIJZERVLECHT CENTRALE

Nijverheidsstraat 18
4458 AV 's-Heer Arendskerke
Postbus 11
4458 ZG - Tel. 01106-1810

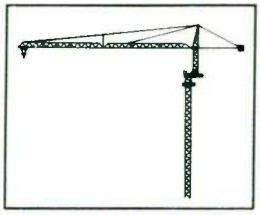
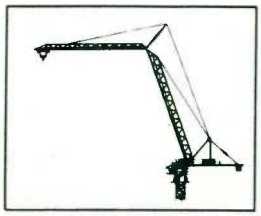
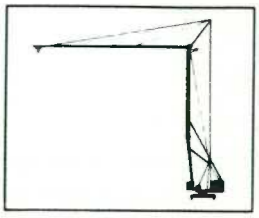
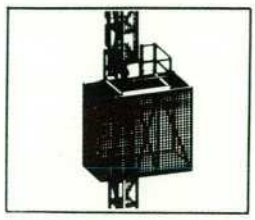
ONS PROGRAMMA:

Alle voorkomende vlechtwerkzaamheden.
Alle knip- en buigwerk.
Levering van Prefab-wapening voor bouwwerken en betonindustrie.
Prefab-wapening onder keur van de R.B.W.

Succes verzekerd

ELBA KAISER SCHEELE

Deze stelregel geldt zowel voor ons als voor u, als slagvaardige onderneming in de bouwbranche.
Slagvaardig zijn en succes behalen met ELBA-KAISER torenkranen en bouwliften.

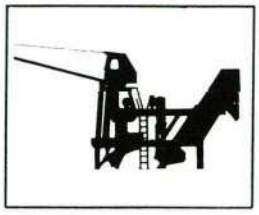
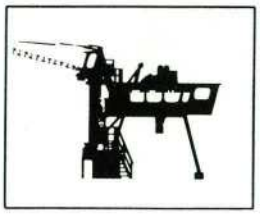
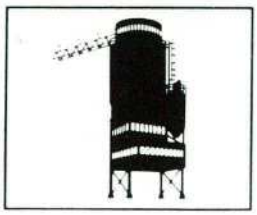





B.M.I. N.V. – telefoon 03480 - 11414 - telex 40763

Succes verzekerd

ELBA KAISER SCHEELE

Deze stelregel geldt zowel voor ons als voor u, als slagvaardige onderneming in de bouwbranche.
Slagvaardig zijn en succes behalen met ELBA betoncentrales van 15 tot 240 m³/h.

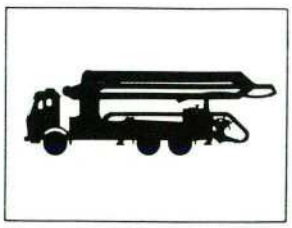
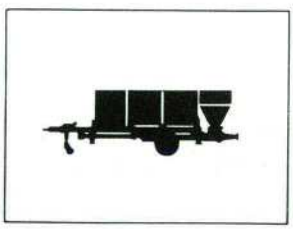
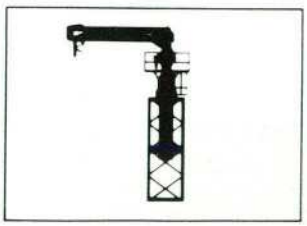





B.M.I. N.V. – telefoon 03480 - 11414 - telex 40763

Succes verzekerd

ELBA KAISER SCHEELE

Deze stelregel geldt zowel voor ons als voor u, als slagvaardige onderneming in de bouwbranche.
Slagvaardig zijn en succes behalen met ELBA-SCHEELE betonpompen en verdeelmasten.

B.M.I. N.V. – telefoon 03480 - 11414 - telex 40763

BMI bv

B.M.I. B.V.
Postbus 81
3440 AB Woerden

Kantoor en werkplaats:
Laan van Overvliet 9
3461 HE Linschoten
Telefoon 03480 - 1 14 14
Telex 40763

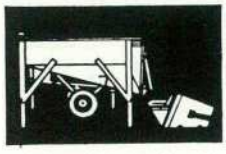
Sigromac bv

Dulleweg 23 (Ind. terrein)
1721 CT Broek op Langedijk
Tel.: 02260 - 77 45
Telex: 57345 SGM nl
* toepassing stormvloedkering Oosterschelde

RHEOBUILD – superplastificeerders
ADMIX – plastificeerders
EMACO – krimpvrije mortels
BIANCO – spuitbeton
MACFLOW – injectie mortel*
MACRON – slijtvaste beton
MACKURE – curing compounds

BETER IN BETON

de ideale stortbak



WOLFF



HEERENVEEN
TEL. 05130-22986-24316

inhoud 3 tot 6 m3



cementsilo's
inhoud 1 tot 3 m3

MIJNLIEFF
BETONINDUSTRIE N.V.

Postbus 14 DRUTEN Tel. 08870 - 2050

voor
- BIMSBETONDAKEN
- VLOER- EN WANDPLATEN
- TRILBETONELEMENTEN
- SIERBETON
- GLOOIINGEN
- PREFABBOUW

MET DEMU KOMT U HOGER OP!

wij leveren u deze produkten nog steeds tegen sterk konkurrerende prijzen



VEMO
hijslus
no. 1260
Leverbaar met metr. + ronde schroefdraad

VEMO
hijshuls
no. 1200-G

DEMU
VEMO

DEMU-METAALINDUSTRIE B.V.
Atoomweg 1 / 3542 AA Utrecht / Nederland
Tel. 030-442421 / Telex 47923

IEBIC
VEILIGHEIDSANKER



vele extra's biedt het Liebig-veiligheidsanker

- klemkracht kontroleerbaar
- gedwongen spreiding bij toename van belasting
- grote spreidreserve

uitvoerige dokumentatie en belastingtabellen worden op aanvraag vrijblijvend toegezonden

alléénvertegenwoordiging

J.G. KLAASSEN
Postbus 40050 Tel. 053 - 76 19 43
Bevestigingstechniek
7504 RB ENSCHEDE Magazijnadres: De Reuver 109

Van Neerbos Betonchemie



drukt zijn stempel op beton.

Beton wordt méér dan beton.

Beton kan niet meer zonder hulpstoffen. Dat weten u en wij uit de harde praktijk. Alle hulpstoffen van Van Neerbos Betonchemie voldoen aan uw hoge eisen van verwerking, verdichting en sterkte. Of 't nu gaat om beton vervaardigen in de fabriek, op de betoncentrale, op het werk of ... in het verre buitenland: het vertrouwde en gedegen advies van Van Neerbos Betonchemie staat daar borg voor.
Wij maken van uw beton méér beton.

Méér beton met Van Neerbos Betonchemie produkten.

Kies Van Neerbos Betonchemie en u kiest voor zekerheid en vooral voor konstante kwaliteit. De kwaliteit van zorgvuldig geproduceerde en gecontroleerde produkten.
Wij bieden u alleen produkten die terdege onderzocht zijn en ... in de praktijk hun waarde bewezen hebben.

Voor méér beton leveren wij

- superplastificeerders
- plastificeerders
- plastificeerders/vertragers
- vertragers
- chloridehoudende en chloridevrije versnellers
- dichtingsmiddelen
- luchtbelvormers/schuimactivatoren
- thixotrope plastificeerders
- metselspecievertragers
- werkvloerspecietoevoeging
- antivries
- curing compounds
- antibetonkleef
- oppervlaktevertragers
- betonontvetters
- roestverwijderaars
- betonverzegeling
- betonoplosmiddel
- doseerinstallatie
- curingspuiten
- opslagtanks voor hulpstoffen
- krimpvrije mortels
- betonhardstoffen
- polystyreen kubenmallen.

Naast hulpstoffen levert Van Neerbos Betonchemie een zeer uitgebreid pakket **kunststof- en betonreparatie-produkten.**

Méér beton en méér service.

Wij houden van een goed kontakt met onze relaties, een gedegen advies en vlotte levering. Tevens is ons laboratorium altijd beschikbaar voor proeven. Wij hebben zo'n vertrouwen in onze produkten, dat wij u een unieke verzekeringsgarantie kunnen bieden. Wilt u meer weten?
Bel of schrijf: **01620 - 26556**
postbus 132,
4900 AC Oosterhout.



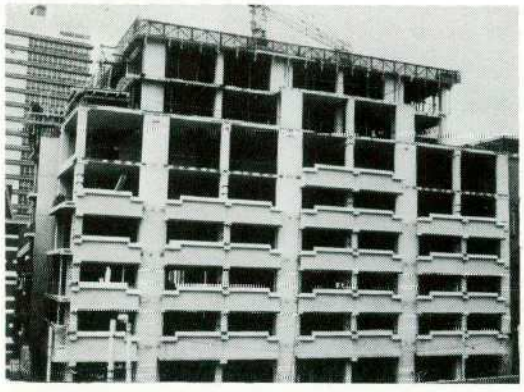
Geen beton kan zonder

Telefoon 01620 - 26556,
postbus 132, 4900 AC Oosterhout.

Lid VHB

VAN NEERBOS BETONCHEMIE

Tensor nodigt u uit voor een ontspannend gesprek over gespannen zaken



Kantoorgebouw Verzekeringen „de Centrale" Architect: Brakel en Buma, Haarlem. Constructeur: Pieters, Haarlem. Aannemer: A.C.B., Rotterdam. Onderaannemer: V.Z.A. vloeren (6.000 m²) Tensor Contracting bv, Haarlem.

tensor

TENSOR CONTRACTING BV
WAGENWEG 252 / 2012 NP HAARLEM
TELEFOON 023 - 32 55 42 / TELEX 41772 KENAU NL

Als het er om spant kwalitatief goed te bouwen, dan zijn de adviezen en activiteiten van Tensor aanleiding tot een inspirerend spanningsveld. Want waar vindt een bouwer zoveel know-how omtrent voorspanning zonder aanhechting?

Tensor specialiseert zich *al meer dan 5 jaar* in de VZA-techniek. Met name voor vloeren in bedrijfsgebouwen en kantoorgebouwen. Voor zware en voor minder zware belastingen. Die specialisatie munt onder meer uit in het verlenen van diensten. Zoals het maken van berekeningen en werktekeningen, het bepalen van vloerdikten en van de hoeveelheid kabels en overige wapening. Vanzelfsprekend legt Tensor het geheel ter goedkeuring aan Bouw- en Woningtoezicht voor.

Daarmee is de spanning er nog lang niet af. Integendeel. Tensor zorgt immers ook voor de levering van verankeringen en kabels, die op lengte worden gemaakt en, indien nodig, voorzien van *opgeperste slipvrije blinde verankeringen.*

Bovendien installeert Tensor dit alles. Ook de benodigde overige wapening. Tenslotte worden de kabels afgespannen, de einden afgeslepen en de spansparingen gedicht met speciaal ontwikkelde *betonproppen.*

Kijk, zo wordt bouwen een ontspannend gebeuren. Mede dank zij het door Tensor vertegenwoordigde CCL-systeem. Uiteraard met *KOMO-Attest.*

TRICOSAL®

krimpvrije mortels op cementbasis

- V.G.M. Tricosal Superfluid - krimpvrije gietmortel
  drie typen leverbaar: fijn, normaal en grof
- V.G.M. Triconomic
  een economische kant en klaar gietmortel
- Tricosal staalvezel versterkt gietmortel
- Tricopac: ondersabel- en vulmortel
- Tricoshot: krimpvrije spuitbeton, laagdikte van 15 cm in één handeling.
- Tricosan wand-, vloer-, pleister- en reparatiemortel
- Tricuring - curing compound
- Tricovit - een snelverhardende vulmortel
- Tricosal T1, versneller voor spuitbeton.

In gebruik bij Rijks- en Gemeente-instanties.

GROUTEC

GROUT TECHNIEK B.V.
NUNSPEET-HOLLAND
8070 AB Postbus 57
8071 CZ Voltweg 2
TEL. 03412-1734
TELEX 70362

de waal funderings-specialisten
sinds 1911

economisch funderen bij renoveren

technische informatie wordt gaarne verstrekt

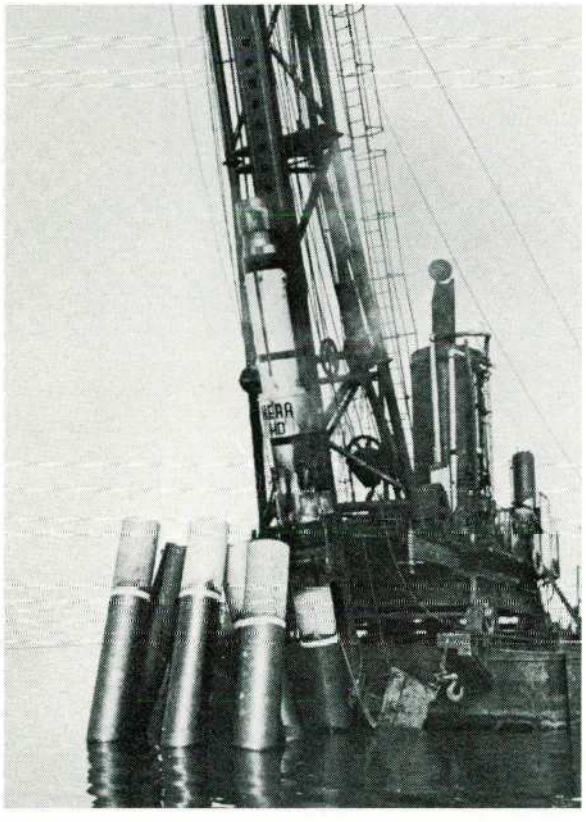
Nieuw Mathenesserstraat 28
3113 AH Schiedam. Tel. 010-73 99 55

de waalpaal b.v.



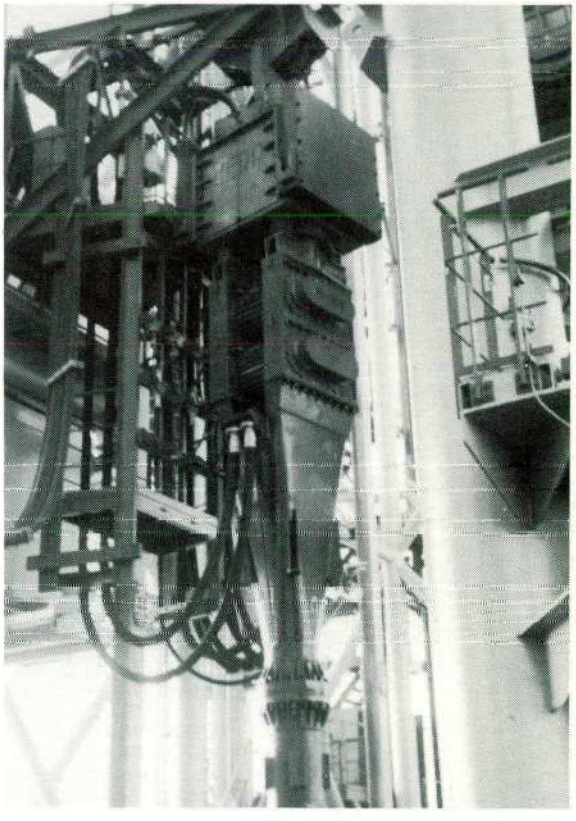
HERA Machinefabriek en Technische Handel B.V.

2e Havenstraat 6
1976 CE IJmuiden
Telefoon 02550 - 3 18 44
Telex 41053



Fabrikant van electrische vibratoren in verschillende uitvoeringen:
HV 25, HV 60 en HV 120 met centrifugale kracht van resp. 25 Mp, 60 Mp en 120 Mp.

Speciaal voor Dosbouw ten behoeve van de bodemverdichting van de Oosterschelde ontwikkeld een HV 120 in speciale uitvoering.
(zie afbeelding)

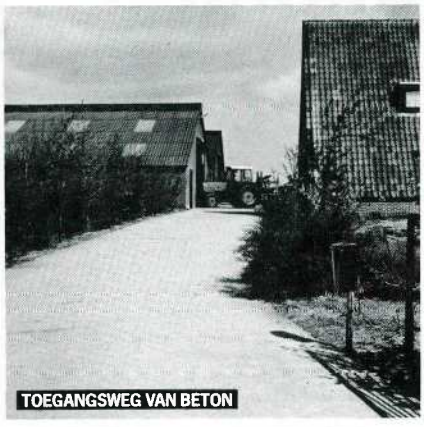


Toonaangevende fabrikant van dieselheimachines met een valgewicht van 1250 kg tot en met 8800 kg.

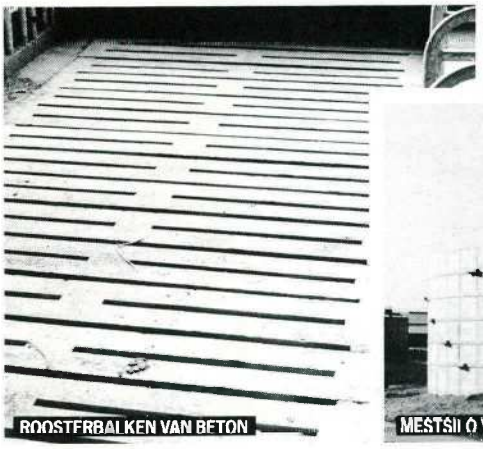
Adviseur op gebied van speciale funderingsapparatuur, zoals makelaars, mutsen en richtinstallaties, welke tevens in eigen werkplaats worden vervaardigd.

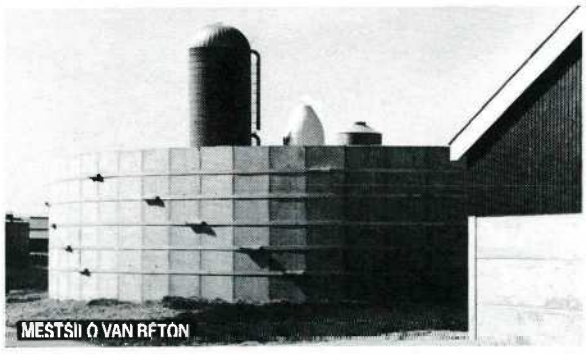
MET BETON METEEN GOED


BIOGAS-INSTALLATIE VAN BETON


TOEGANGSWEG VAN BETON


SLEUFSILO VAN BETON


ROOSTERBALKEN VAN BETON


MESTSILO VAN BETON


ERFVERHARDING VAN BETON


BEDRIJFSWEG VAN BETON


KASVLOER VAN BETON


MESTKELDER VAN BETON

Het materiaal beton wordt in de land- en tuinbouw in ruime mate toegepast, zowel in de vorm van ter plaatse gestort beton als kant-en-klare produkten. Indien u meer informatie wenst over een toepassing van beton in de land- en tuinbouw kunt u bijgaande bon insturen.

BETON MET NEDERLANDS CEMENT

Vereniging Nederlandse Cementindustrie
postbus 3011, 5203 DA 's-Hertogenbosch
telefoon (073) 15 02 52

Stuur mij gratis en zonder verplichtingen informatie over de toepassing van beton voor: _____

Naam: _____
Adres: _____
Postcode en plaats: _____
Soort bedrijf: _____
Zonder postzegel aan Antwoordno 168, 5200 VE 's-Hertogenbosch.

CEMENT VACANT

bos beton b.v. apeldoorn

vraagt voor direct een

betontechnoloog

(CB 1 of studerend daarvoor)

Leeftijd 25-35 jaar

Sollicitaties uitsluitend schriftelijk richten aan:
BOS BETON B.V.,
t.a.v. J. W. Bos,
Soldeniersveld 101, 7327 GJ Apeldoorn.

---

te koop gevraagd

voor Export

Betonmixers, bij voorkeur Daf en betonpompen en kleine centrales.

Wij tekenen uw afstandsverklaring en u ontvangt van ons een vrijwaring.

Firma Verheul Intersteege B.V.
Handelsonderneming Import-Export
Diemerbroek 29
3464 HP Papekop
telefoon: (03486) 17 50

DEENS SUPERWIT PORTLANDCEMENT 'LION'

Het bekende, uiterst witte, cement uit Aalborg.
Levering prompt uit voorraad.

DEENS GEKLEURD PORTLANDCEMENT 'LION'

- 8 standaardkleuren
- licht- en kalkecht
- levering in zakken van 50 kg B/N

Op aanvraag verstrekken wij u gaarne documentatie, monsters en prijzen.

EMPOL

Import:
E. M. van de Pol's
Handelsonderneming B.V.
Postbus 152
2501 CD 's-Gravenhage
Telefoon 070 - 60 59 35
Telex 32760

Hoger Technisch Instituut

Op **zaterdag 8 januari 1983** begint het nieuwe studiejaar van onze veertiendaagse cursus

Modern Rekenen

een cursus die bestemd is voor afgestudeerde HTS'ers en beton- en/of staalconstructeurs (HTI en/of BV dan wel op vergelijkbaar niveau), die werken – of van plan zijn te gaan werken – met elektronische rekenautomaten.

Onder meer worden behandeld: speciale onderwerpen uit de mechanica, wiskunde en informatica (o.a. de programmeertaal Pascal).

Cursusduur: tien maanden (met onderbreking in de vakanties).

Docenten:
Ing. T. Miedema en Ing. M. H. Tholenaar

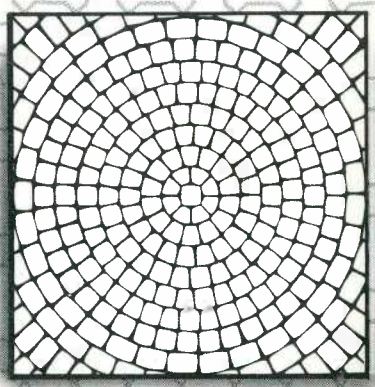
Lestijden: 10.30 tot 16.30 uur.

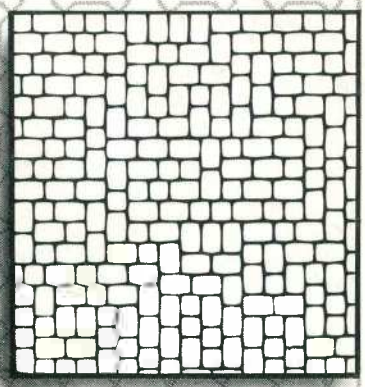
Inlichtingen:

Administratie
Hoger Technisch Instituut (HTI)
Rombout Hogerbeetsstraat 109a
1052 VW Amsterdam
Telefoon: 020 - 84 57 80

BIEMANS SIERBESTRATING







cement van de obourg~groep

b.v. verkoopkantoor obourg-thieu cement
antiloopstraat 81-83 - 4817 LA breda -
tel. 076-22 47 11*

Biemans Beton Nederland b.v
Havenweg 49,
4900 AB Oosterhout
Tel. 01620-54940

N.V. Biemans Internationaal
Berkebossenlaan 10,
2400 MOL (België)
Tel. 09-3214315888