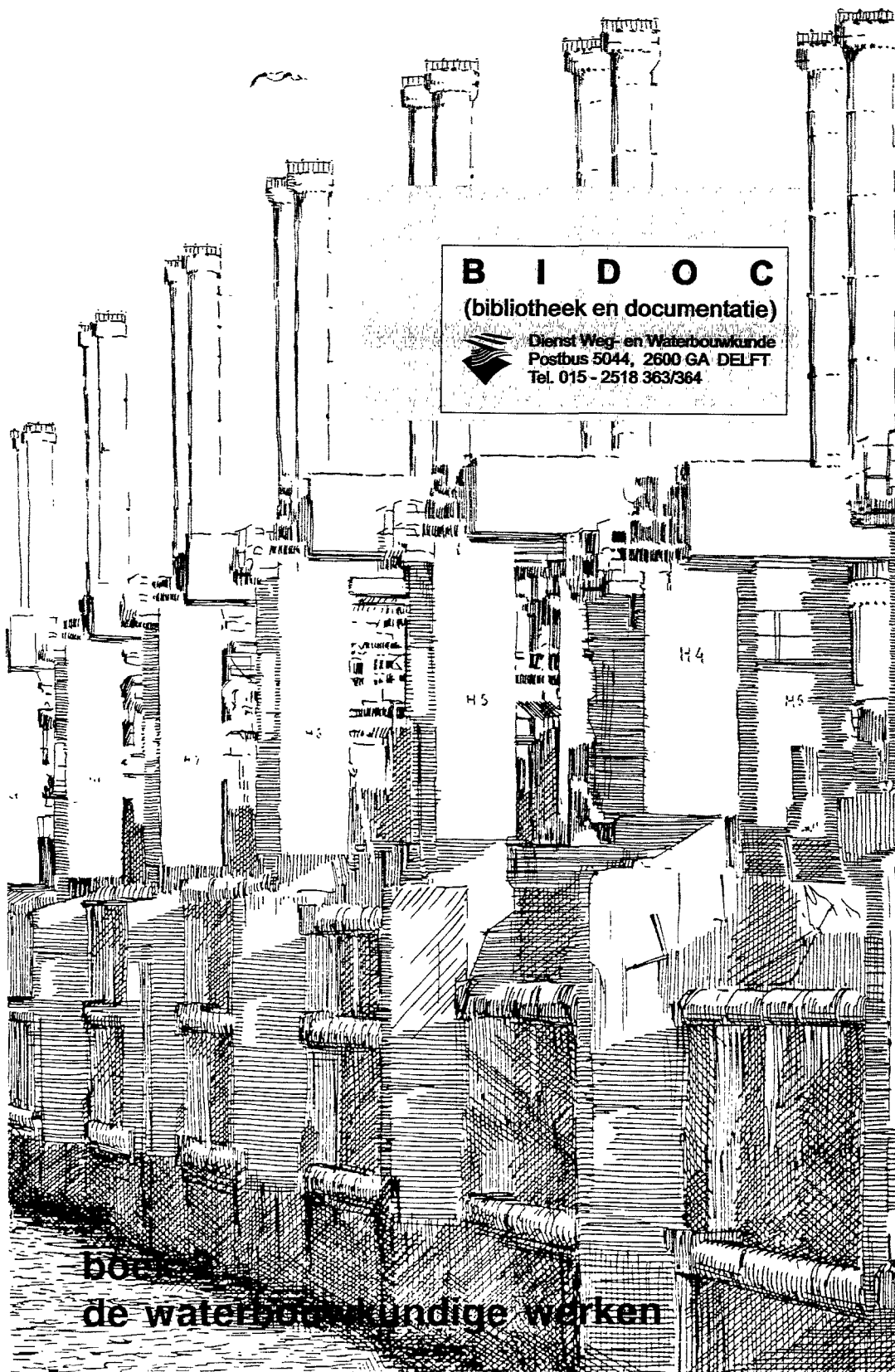
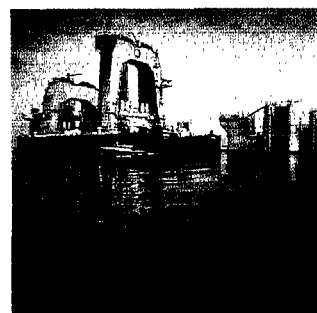
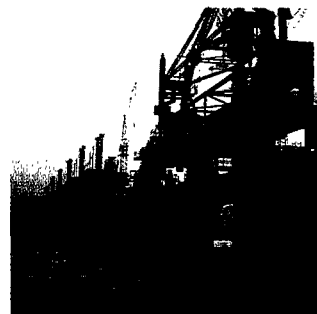
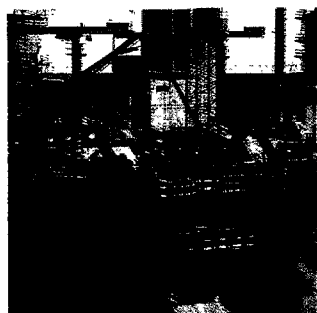
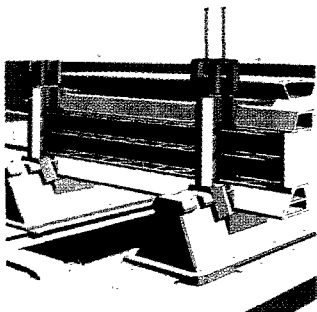


ontwerpnota stormvloedkering oosterschelde



B I D O C
(bibliotheek en documentatie)
Dienst Weg- en Waterbouwkunde
Postbus 5044, 2600 GA DELFT
Tel. 015 - 2518 363/364

boeken
de waterbouwkundige werken

0.5-11,2

Ontwerpnota Stormvloedkering Oosterschelde

BIBLIOTHEEK
Dienst Weg- en Waterbouwkunde
Postbus 5044, 2600 GA DELFT

- 4 JULI 1991

**Boek 2:
De waterbouwkundige werken**

Boek 2: De waterbouwkundige werken

- Deelnota 1 : Algemene beschouwingen
- Deelnota 2 : Havens
- Deelnota 3 : Waterkeringen
- Deelnota 4 : Wegen en aansluitingen
- Deelnota 5 : Grondverbetering en verdichting funderingsbed
- Deelnota 6 : Funderingsbed
- Deelnota 7 : Drempel en overgangsconstructie
- Deelnota 8 : Breukstenen dammen
- Deelnota 9 : Bodembescherming
- Deelnota 10: Damaanzetten

Deelnota 1: Algemene beschouwingen

BIBLIOTHEEK
Dienst Weg- en Waterbouwkunde
Postbus 5044, 2600 GA DELFT

Inhoud

1.	Inleiding	6
2.	Ontwerphilosofie en ontwerpprincipes	7
2.1.	De onderdelen van de afsluitbare kering	
2.1.1.	Nadere onderverdeling en functionele analyse	
2.1.2.	Ondergrond en funderingsbed	
2.1.3.	Drempel, bodembescherming en breukstenen dam	
2.2.	De overige onderdelen	
3.	Bouwmaterialen	11
3.1.	Inleiding	
3.2.	Breuksteen en steenachtige materialen	
3.2.1.	Toepassing en functie-eisen	
3.2.2.	Stroom- en golfbestendigheid	
3.2.3.	Filterfunctie	
3.2.4.	Grondmechanische eigenschappen	
3.2.5.	De materiaalspecificaties	
3.3.	Zand en grind	
3.4.	Kunststoffen	
3.5.	Bitumineuze materialen	
3.5.1.	Mastiek	
3.5.2.	Open steenasfalt	
3.5.3.	Dicht steenasfalt	
3.5.4.	Zandasfalt	
3.5.5.	Gietasfalt	
3.5.6.	Waterbouwasfalt	
4.	Documentatielijst	16
5.	Literatuurlijst	17

1. Inleiding

In dit boek wordt in afzonderlijke deelnota's het ontwerp van onderdelen van het project Stormvloedkering behandeld, die men zou kunnen aanduiden met de term Waterbouwkundige Werken. Hieronder worden die onderdelen verstaan die in hoofdzaak uit grond en steenachtige materialen zijn opgebouwd.

De in dit boek te behandelen onderdelen kunnen globaal in twee groepen worden verdeeld:

- De eerste groep, die in het spraakgebruik van de projectorganisatie werd aangeduid met de term „Natte Werken”, omvat die onderdelen die deel uit maken van het afsluitbare deel van de kering of daar een nauwe relatie mee hebben. Dit zijn:
 - * de funderingsgrondslag, grondverbetering en verdichting;
 - * het funderingsbed en de tegelmatten;
 - * de drempel met de aanstortingen van de dorpelbalken en de overgangsconstructie naar de stortebedden;
 - * de stortebedden, de overige bodembescherming en het randgebied naar de onbeschermde bodem (randbodembescherming);
 - * de breukstenen dam.

Op het ontwerp van deze groep onderdelen is vooral de in deelnota 1.2. uiteengezette probabilistische ontwerpbenedering van toepassing.

- De tweede groep onderdelen is meer heterogeen van samenstelling. Bepaalde onderdelen hebben nog een duidelijke functie in het object Stormvloedkering in engere zin. Andere onderdelen hebben een meer algemene infrastructurele functie die doelbewust is nagestreefd, terwijl er ook nog onderdelen zijn aan te wijzen die alleen in de totstandkoming van het project een rol hebben gespeeld en nu als een soort erfenis zijn achtergebleven. Zij bepalen echter mede het uiterlijk van het object Stormvloedkering in de ruime zin, reden waarom de beschrijving van hun ontwerp toch in dit boek is opgenomen.

De totale groep omvat:

- * de damaanzetten, zowel aan de Schouwse en Noord-Bevelandse oever als aan de eilanden;
- * het eilandcomplex Neeltje Jans met als componenten: de voormalige werkeilanden Neeltje Jans en Noordland en het daartussenliggende Damvak Geul;
- * het werkeiland Roggenplaat;
- * de eigenlijke hoofdwaterkering op deze eilanden;
- * het wegstelsel op de hele stormvloedkering;
- * de havens Noordland als voorhavens van de Roompotsluis en de overige havens en (ex)bouwputten.

Eigenlijk zouden de Roompotsluis, de kleine kunstwerken op Neeltje Jans en het ir. J.W. Tops-huis ook in deze groep moeten worden ondergebracht. Omdat dit echter hoofdzakelijk betonwerken zijn, wordt het ontwerp daarvan in Boek 3 behandeld. Het ontwerp van de onderdelen van deze tweede groep is veel meer langs de traditionele deterministische weg totstandgekomen.

In hoofdstuk 2 wordt dieper ingegaan op de ontwerpfilosofie en ontwerpprincipes van de in dit boek behandelde onderdelen. De hierboven aangegeven verdeling in twee groepen wordt daarbij aangehouden vanwege de reeds gesignaleerde verschillen in ontwerpbenedering.

In het derde hoofdstuk van deze inleidende deelnota wordt ingegaan op de technologische aspecten van de bouwmaterialen die voor de constructie van de te behandelen onderdelen zijn gebruikt. Veel van deze materialen zijn in meerdere onderdelen toegepast zodat een centrale behandeling van deze aspecten meer voor de hand ligt.

2. Ontwerphilosofie en ontwerpprincipes

2.1. De onderdelen van de afsluitbare kering

2.1.1. Nadere onderverdeling en functionele analyse

De onderdelen van de in het vorige hoofdstuk aangegeven eerste groep zijn naar hun functie te onderscheiden in:

- Onderdelen met een hoofdzakelijk dragende functie:
 - * ondergrond;
 - * funderingsbed.
- Onderdelen met een stroomgeleidende en/of waterkerende functie:
 - * drempel met overgangsconstructie en aanstortingen van de dorpelbalk;
 - * breukstenen dam.
- Onderdelen met een beschermende functie:
 - * stortebed;
 - * overige bodembescherming;
 - * randbodembescherming.

Al deze onderdelen hebben met elkaar gemeen dat ze in hoofdzaak zijn opgebouwd uit korrelige materialen, hetgeen in belangrijke mate de ontwerpproblematiek heeft bepaald.

Weliswaar zijn de stortebedden uit asfaltmastiek opgebouwd en zijn bij de bodembescherming ook nog andere materialen (geotextiel, steenasfalt) toegepast, maar deze hebben geen wezenlijke invloed gehad op de ontwerphilosofie en ontwerpprincipes. Verder hebben deze onderdelen met elkaar gemeen dat in de gebeurtenissenboom die volgt op het falen van één van deze onderdelen, één tak leidt naar dezelfde gebeurtenis namelijk: het verzakken of een totaal stabiliteitsverlies van één of meer pijlers (zie Deelnota 1.2. hoofdstuk 3, figuur 2).

Het verschil tussen de drie hiervoor onderscheiden subgroepen ligt daar in dat bij de eerste subgroep de betrokkenheid bij deze gebeurtenis direct is en dat voor de twee overige groepen deze betrokkenheid indirect is via een aantasting door voortschrijdende erosie van de funderingsgrondslag van buitenaf.

Voor de derde subgroep is deze relatie de achtergrond van de beschermende functie als hoofdfunctie.

Voor de tweede groep treedt deze relatie hoofdzakelijk in werking wanneer de hoofdfunctie gefaald heeft. De beschermende functie zou hier als een nevenfunctie kunnen worden aangeduid.

Bij de ondergrond en het funderingsbed wordt de problematiek van het ontwerp hoofdzakelijk bepaald door de eis van een zo gering mogelijke vervorming in verband met de dragende functie. Dit wordt in paragraaf 2.1.2 verder uitgewerkt.

De onderdelen van de twee andere groepen worden vooral onderworpen aan hydraulische belastingen. De eis van hydraulische stabiliteit is dan ook vooral bepalend geweest voor het ontwerp van deze onderdelen, zij het dat functie-afhankelijk de uitwerking daarvan enigszins verschillend was. Hierop wordt in paragraaf 2.1.3 verder ingegaan.

2.1.2. Ondergrond en funderingsbed

In het ontwerp van de stormvloedkering kan de funderingsgrondslag, namelijk dat deel van de ondergrond dat wordt beïnvloed door de uit de kering voortvloeiende belastingen, worden beschouwd als een onderdeel van de constructie. Het argument hiervoor is dat de natuurlijk aanwezige grondmechanische eigenschappen zijn beïnvloed door maatregelen als grondverbetering en verdichting.

Hierdoor is een zekere mate van aanpassing verkregen aan de eisen die het ontwerp van de kering zelf stelt aan de funderingsgrondslag. In dit verband is essentieel dat de vervorming van het betonnen raamwerk van pijlers, dorpel- en bovenbalken, grotendeels wordt gedecteerd door de vervorming van de funderingsgrondslag van de pijlers onder de daarop werkende invloeden. In dit betonnen raamwerk moeten de schuiven als afsluitend element kunnen bewegen, waardoor de vervorming aan zekere toelaatbaarheidsgrenzen is gebonden.

De mogelijkheden tot vervorming komen onder andere tot uiting in de stabiliteits- en zettingsberekeningen voor de pijlers. Afgezien van een eventuele overschrijding van het evenwichtsdraagvermogen van de funderingsgrondslag, waren het potentiële verwekingsgedrag van labiele korrelstructuren in de zandbodem en de elastische/plastische deformatie karakteristieken van meer stabiele structuren, de belangrijkste grondmechanische aspecten waarmee in deze berekeningen rekening moest worden gehouden.

De doelstelling van de uitgevoerde grondverbetering en verdichting was, het bereiken van een zo homogeen mogelijke funderingsgrondslag, waarin de aanwezigheid van verwekingsgevoelige structuren vrijwel was uitgesloten. De parameters, die het elastische/plastische deformatiegedrag bepalen, moesten optimaal zijn, zodat lokale vervormingen en vervormingsverschillen zoveel mogelijk werden beperkt.

De homogeniteit van de funderingsgrondslag werkte ook nog op een andere wijze door in het ontwerp van de kering.

De hiervoor reeds genoemde stabiliteits- en zettingsberekeningen van de pijlers werden in de (semi-)probabilistische benadering van het ontwerp, uitgevoerd volgens de spoor A-strategie en deels volgens de spoor B-strategie (zie Deelnota 1.3., hoofdstuk 6.8.).

Als rekenwaarde voor de in deze berekeningen gebruikte grondmechanische parameters werd het gemiddelde gebruikt van de uit veld- en laboratoriumonderzoek bepaalde werkelijke waarden. In de spoor A-strategie was de standaardafwijking van de werkelijke waarden ten opzichte van het gemiddelde bepalend voor de grootte van de voor de afwijkingen van de rekenwaarde ingevoerde partiële veiligheidscoëfficiënt. In de spoor B-strategie werden deze standaardafwijkingen direct als een afwijkingkans van de rekenwaarde ingevoerd.

Een grotere homogeniteit in de funderingsgrondslag verkleint de afwijkingsskansen van de grondmechanische parameters, waardoor in de spoor B-strategie de totale overschrijdingskans van de grenssituatie kleiner kan worden en nauwkeuriger kan worden vastgesteld. In de spoor A-strategie kunnen de daarop betrekking hebbende partiële veiligheidscoëfficiënten lager worden zonder afbreuk te doen aan de totale veiligheid.

Een ander aspect, dat van invloed is op de vervorming van de funderingsgrondslag, is de mogelijkheid van erosie langs het oppervlak daarvan.

In de eindsituatie zijn hiervoor de voorwaarden:

- De aanwezigheid van holle ruimten waar het zand zich naar toe kan verplaatsen en;
- de aanwezigheid van potentiaalverschillen in het poriënwater om een waterstroom te genereren met voldoende meesleepkracht.

In situaties met een groot verval over de kering is berekend dat deze potentiaalverschillen op het grensvlak van de funderingsgrondslag kunnen optreden

De holle ruimten zullen in principe altijd aanwezig zijn omdat:

- de geprefabriceerde pijlervoet nooit volmaakt op de ondergrond zal aansluiten,
- de uit veel grover materiaal opgebouwde drempel en breukstenen dam daarvoor voldoende holle ruimten hebben.

De, voor het Oosterscheldezand fysisch ondoordringbare, filteropbouw van het funderingsbed, dat over de hele funderingsgrondslag is aangebracht, voorkomt de zandverplaatsing en daarmee het genoemde erosieverschijnsel. Dit geldt in het bijzonder onder de pijlervoet, terwijl in de constructie van de drempel en breukstenen dam deze filteropbouw naar de grovere materialen verder is doorgezet. De waterdoorlatendheid van het filter maakt verder een drainage van het funderingsbed mogelijk, waardoor een te sterke opbouw van waterspanningen wordt voorkomen en de kans op verwekingsverschijnselen verder wordt verkleind.

De verpakking van dit filter in geotextiel droeg onder andere zorg voor voldoende erosiebescherming in de bouwfasen, toen de funderingsgrondslag nog direct aan getijstromen was blootgesteld

2.1.3. Drempel, bodembescherming en breukstenen dam

Aan deze onderdelen worden, ondanks hun verschillende functies, min of meer overeenkomstige eisen gesteld ten aanzien van:

- de hydraulische stabiliteit,
- de (grond)mechanische stabiliteit
- de zanddichtheid;
- de duurzaamheid.

De duurzaamheidseis betekent dat voor de beschouwde onderdelen met betrekking tot hun functievervulling het voldoen aan de eerste drie eisen voor tenminste 200 jaar gewaarborgd moet zijn. Of, anders gezegd, dat de kans van het niet voldoen aan die eisen over een periode van 200 jaar, al dan niet met toepassing van inspectie en onderhoud, binnen de aanvaardbaarheidsgrens wordt gehouden.

Van de drie eerste eisen is die van de hydraulische stabiliteit voor de beschouwde onderdelen de belangrijkste voor de verdere uitwerking van de ontwerpfilosofie en ontwerpprincipes, mede gezien het grote aantal belastingsituaties die maatgevend zouden kunnen zijn. In de rest van deze paragraaf wordt daar verder op ingegaan.

De eis van mechanische stabiliteit is vooral van toepassing voor de drempel en breukstenen dam. Het gaat dan om de grondmechanische stabiliteit in verband met de kerende functie. Op de bodembescherming en stortebedden ontstaan geen mechanische belastingen die uit het gebruik van de kering voortvloeien.

Bij het ontwerp van deze onderdelen is er vanuitgegaan dat mechanische belastingen door andere oorzaken, door organisatorische maatregelen kunnen worden voorkomen.

De eis van zanddichtheid is een zuiver functionele eis, die betrekking heeft op de erosiebescherming van de ondergrond (funderingsgrondslag). Hiervan kan worden opgemerkt dat hij zwaarder weegt naarmate de direct te beschermen ondergrond dichterbij de funderingsgrondslag van de pijlers ligt. (Een grotere overdrachtskans in de foutenboom).

Het locale gewicht van deze eis is maatgevend voor de beoordeling en weging van de eis van hydraulische stabiliteit van de beschouwde constructie (locale klassifikatie van de bodembescherming, zie deelnota 2.9).

Vooraf voor de hydraulische belastingen werden voor het ontwerp drie verschillende belastingbepalende omstandigheden in aanmerking genomen, waarbij verschillende mogelijke situaties werden bekeken.

Voor deze omstandigheden werden ook verschillende criteria voor de aanvaardbaarheid van mogelijk optredende schaden aangelegd. De bedoelde omstandigheden waren:

- de bouwfase, waarin zowel de verschillende stadia in de opbouw van het onderdeel als van de hele kering in aanmerking werden genomen voor de bepaling van de belasting (hierbij werd uitgegaan van natuurrandvoorwaarden met een 1% overschrijdingskans voor de duur van de betreffende fase);
- de eindfase (voltooid kering) onder normale omstandigheden waarbij de belastingbepalende natuurrandvoorwaarden een overschrijdingskans hebben van 0,1 per jaar;
- de eindfase onder extreme omstandigheden, waarbij de belastingbepalende natuurrandvoorwaarden en andere belastingbepalende situaties gezamenlijk een overschrijdingskans hebben van $2,5 \times 10^{-4}$ per jaar, conform de geest van het Delta-rapport.

Algemeen geformuleerd werden bij deze omstandigheden de volgende schadecriteria gehanteerd.

- Voor de bouwfase: een beperkte eenvoudig herstelbare schade, die de totale voortgang van het werk niet bedreigt en geen gevolgen heeft voor de deugdelijkheid van het werk in de eindfase, is nog acceptabel.
- Voor de eindfase onder normale omstandigheden: er mag geen (herstelbare) schade optreden. Dit criterium staat in een directe relatie met de duurzaamheidseis (beperking van accumulerende schade) en het onderhoud aan de kering en eerst via deze aspecten in een indirecte relatie met de totale faalkans van de kering.

In het bijzonder bij de bodembescherming werd, afhankelijk van de plaats, dit criterium genuanceerd uitgelegd. Voor deze nuancering werden aspecten in aanmerking genomen als:

- * de kans op de tijdige ontdekking van een beginschade, mede in relatie met de technische detectiemogelijkheden en de kosten van bewaking;
 - * de ernst van de mogelijke vervolgschade en de snelheid van ontwikkeling daarvan;
 - * de mobilisatietijd van maatregelen ter consolidatie van de eenmaal opgetreden schade en het zonnodig volledig herstel daarvan.
- Voor de eindfase onder extreme omstandigheden: de constructie mag niet bezwijken. Door de bezwijkkans van het onderdeel, de bijbehorende foutenboom met overdrachtskansen naar de fatale eindgebeurtenis "delen van Zeeland lopen onder water", staat dit criterium in een directe relatie met de faalkans van de hele kering.

Overeenkomstig de filosofie van het Deltarapport is deze totale faalkans, als acceptabel, gesteld op 10^{-7} per jaar (zie Deelnota 1.2.1., hoofdstuk 3.). Vanuit deze geaccepteerde kans terugrekenend kan voor ieder onderdeel een acceptabele bezwijkkans worden afgeleid.

Het nu verder uit te werken aspect „hydraulische stabiliteit” is onder te verdelen in twee deelaspecten:

- de stabiliteit onder invloed van waterspanningsverschillen in en over de constructie (oplichten, opbarsten);
 - de stabiliteit onder invloed van de overtrekkende stroom (erosie).
- Het eerste deelaspect was mede van toepassing bij het ontwerp van de drempel en de breukstenen dam en in hoofdzaak van toepassing op het ontwerp van de asfaltmastiekstortebetten.

Bij de drempel en de breukstenen dam hing deze problematiek ten nauwste samen met de grondmechanische stabiliteit van de steenstapelings. Voor dit deelaspect was eigenlijk alleen de situatie met een maximaal verval over een gesloten kering (eindsituatie, extreme omstandigheden) maatgevend.

De problematiek is hoofdzakelijk benaderd aan de hand van mathematische modellen volgens de spoor A-strategie.

De mogelijkheid van mosselaangroei in de holle ruimten tussen de stenen (beïnvloeding van de doorlaatcoëfficiënt) van de drempel en de breukstenen dam is bij de behandeling van dit deelaspect een belangrijk punt van aandacht geweest.

Het tweede deelaspect, de erosie door stroom en/of golven is overheersend geweest voor alle in deze paragraaf beschouwde onderdelen. Voor de bodembescherming ligt dit voor de hand, voor de drempel en breukstenen dam wat minder.

Door het complexe, veelal drie dimensionale karakter van de belastingen was een benadering aan de hand van mathematische modellen niet goed mogelijk en moest voor het ontwerp gebruik worden gemaakt van fysische modellen (op schaal en ware grootte), om de van toepassing zijnde grenstoestanden onder verschillende omstandigheden en met verschillende sterktewaarden van de constructie te bestuderen.

Uitgaande van de eerder meer algemeen geformuleerde criteria zijn voor de overwegend uit korrelige materialen (breuksteen) opgebouwde constructies de volgende grenstoestanden gedefinieerd:

- onder normale omstandigheden (overschrijdingsfrequentie 0,1 per jaar met open kering): het begin van bewegen van stenen uit de bovenste laag;
- onder extreme omstandigheden (overschrijdingsfrequentie $2,5 \times 10^{-4}$ per jaar): het begin van bezwijken.

Deze grenstoestand werd nader gedefinieerd als het verdwijnen van een bepaald aantal stenen (afhankelijk van plaats een steengrootte) uit de bovenste laag per vak (poortje) met een breedte van 15 m in de stroomrichting. De overweging hierbij was, dat bij dit aantal verdwenen stenen de onderliggende lagen met lichtere steen aan erosie zouden worden blootgesteld.

Voor de direct aan de stroom blootgestelde blokkenmatten golden vergelijkbare criteria.

De erosiesterkte van een toplaag werd gekarakteriseerd door de zogenaamde ΔD -waarde, waarin Δ het relatieve soortelijk gewicht van de betrokken steensoort onder water is en D de nominale steendiameter (uitgedrukt in meters) van de gebruikte sortering. Ook voor de blokkenmatten werd uit proeven een vergelijkbare (fictieve) ΔD -waarde vastgesteld.

De stroombelasting op een onderdeel werd gerelateerd aan het zogenaamde ontwerpverval over de kering in een bepaalde toestand (open, gesloten, weigerende schuif, etc.). De gecombineerde kans van optreden van de verval bepalende natuurrandvoorwaarden en de concrete toestand van de kering ($2,5 \times 10^{-4}$ respectievelijk 0,1

per jaar) bepaalde de in tabel 1 weergegeven ontwerpverval, geldend voor drempel en bodembescherming.

De toplaag van de breukstenen dam werd gedimensioneerd op een overstroming van de dam door een verval dat werd afgeleid uit het maximale verval over de kering en de daarbijbehorende golfhoogte. De constructies werden ontworpen volgens de spoor A-strategie. Achteraf werd ter controle de kans van optreden van een aantal concrete bezwijkmechanismen met hun eventuele gevolgen volgens de spoor B-strategie bepaald.

De bij de spoor A-strategie behorende veiligheidscoëfficiënten, in grootte mede afhankelijk van de toelaatbare overschrijdingskans van de bestudeerde grenstoestand van het betrokken onderdeel, werden afgeleid uit de eigen spreiding van de modelresultaten en de modelnauwkeurigheid ten opzichte van het prototype.

Door het grote aantal modelproeven en vergelijkende ware-grootte proeven bestond hierover een goed inzicht.

De veiligheidsfactoren zijn in het ontwerp verwerkt door in de modelproeven het ontwerpverval met een gelijke factor te vergroten.

2.2. De overige onderdelen

De onderdelen van de in hoofdstuk 1 onderscheide tweede groep zijn, in tegenstelling tot de in de voorgaande paragrafen behandelde eerste groep, veel meer op de traditionele deterministische wijze ontworpen. De detaillering van deze onderdelen was gebaseerd op een beschikbare ruime ervaringskennis, waar nodig aangevuld met de resultaten van modelproeven, die hoofdzakelijk betrekking hadden op de vormgeving (eilanden, havendammen).

De eerste tussenvormen van de damaanzetten aan de Schouwse en Noord-Bevelandse oever en de eilanden met een aantal werkhavens zijn als een bruikbare erfenis overgenomen uit de reeds uitgevoerde eerste fasen van het oorspronkelijke project voor een geheel afgesloten Oosterschelde.

Ook toen al gold als uitgangspunt voor de fasering van het project: het uitvoeren van de eerste fasen met een zo gering mogelijke verstoring van de aanwezige hydraulische en morfologische toestand, om op die manier te komen tot een drielat beter controleerbare sluitgaten (zie ook Deelnota 1.2., hoofdstuk 1.).

Op basis van dit uitgangspunt is de grondvorm van de damaanzetten Schouwen en Noord-Beveland en de drie oorspronkelijke werkeilanden met hun havens bepaald en in een volgende fase het Damvak Geul aangelegd.

Verskillende havens en bouwputten zijn daar later aan toegevoegd als voorzieningen in de behoefte aan verdere infrastructuur voor de bouw van de afsluitbare kering.

De vorm was gebaseerd op de toen onderkende behoeften en vaak later aan gewijzigde behoeften aangepast.

Het wegensysteem is ontworpen vanuit planologische, utilitaire en landschappelijke overwegingen, terwijl de opzet van de vaste hoofdwaterkering, voor de handliggend, zoveel mogelijk is gecombineerd met de opzet van de autoweg over de kering.

Voor sommige delen waren natuurrandvoorwaarden als golven en waterstanden min of meer maatgevend voor de dimensionering. Dit geldt voor de kerende hoogte van de hoofdwaterkering en de bouwputdijken en de functionele hoogte van de havendammen.

De maatgevende combinatie van waterstanden en (significante) golfhoogten is min of meer probabilistisch bepaald. Voor de hoofdwaterkering was een combinatie met een overschrijdingsfrequentie van $2,5 \times 10^{-4}$ per jaar maatgevend, met als bijbehorend criterium voor de kerende hoogte: maximaal de overslag van water uit 1% van de hoogste golven. Deze combinatie kan worden gekarakteriseerd als een extreme belasting.

Alleen bij coupures is voor de bepaling van de daar geldende kerende hoogte (later) rekening gehouden met de golvenremmende werking van aan de zeezijde daarvan liggende objecten als duintjes en havendammen, die daarmee (achteraf) een ondersteunende functie kregen.

Evenals dat het geval is voor de kerende hoogte van de afsluitbare kering, is voor de kerende hoogte van de Roompotsluis (feitelijk ook een coupure) alleen het ontwerppeil als uitgangspunt genomen. Het overslaande water kan via het sluisplateau zonder veel bezwaar naar de binnenhaven worden afgevoerd.

De dijken van de bouwputten en de havendammen werden gedimensioneerd op een combinatie van waterstanden en golven, met een overschrijdingskans van 1% per jaar. De belasting hieruit kan als een karakteristieke belasting in relatie met de functie worden beschouwd.

Voor geen van de onderdelen is een bezwijkkans analyse gemaakt. Enerzijds omdat het bezwijken van de meeste onderdelen niet relevant is voor de faalkans van de stormvloedkering.

Anderzijds omdat, zoals bij de hoofdwaterkering, de aanwezige reserve ten opzichte van het totaal falen van de stormvloedkering zo groot is, dat de invloed van de bezwijkkans op de totale faalkans van de kering bijna te verwaarlozen klein is.

De koppen van de damaanzetten vormen de overgang van de hoge zandlichamen van de vaste kering naar de open constructie van de breukstenen dam. In de opbouw hiervan is het filterprincipe gehanteerd om wateroverspanning in de zandlichamen en het uitspoelen van zand daaruit te voorkomen.

Vanwege de dragende functie voor de er op liggende betonnen landhoofden is veel aandacht besteed aan de vormvastheid van deze constructies.

Tabel 1. Ontwerpevalen voor verschillende belastingsituaties

Ontwerpcriterium en kans van optreden	Ontwerpeval in meters			
	bezwijken $2,5 \times 10^{-4}/jr$		begin van be- wegen 0,1xp.j.	
Belasting situatie	vloed	eb	vloed	eb
Gesloten kering	5,30	3,40		
Gesloten + weigerende schuif WS	4,15	2,40		
Open kering	1,70	1,50	1,35	1,15
Openende kering	n.v.t.	1,50		
Sluitende kering	4,20	n.v.t.		
Open kering + omgekeerde WS	1,70	1,50		

3. Bouwmaterialen

3.1. Inleiding

Bij de waterbouwkundige werken zijn een groot aantal materialen toegepast die in een viertal hoofdgroepen kunnen worden ondergebracht:

- breuksteen en steenachtige materialen;
- zand en grind;
- kunststoffen;
- bitumineuze materialen.

De keuze voor het toepassen van bouwmaterialen in een constructie wordt bepaald door de eisen, welke door de belastingen aan de constructie worden opgelegd.

Tijdens het ontwerpen van de waterbouwkundige werken werden meerdere varianten onderzocht met toepassing van diverse bouwmaterialen, waaruit een keuze kon worden gemaakt door afweging van technische kwaliteit, uitvoerbaarheid en economische haalbaarheid.

Ter ondersteuning van de keuzemogelijkheden werd eveneens basisonderzoek verricht naar de eigenschappen van de diverse bouwmaterialen zoals, o.a. sterkte, stroombestendigheid, grondmechanische stabiliteit, waterdoorlatendheid, zanddichtheid, duurzaamheid en milieuvriendelijkheid.

Ten aanzien van verkrijgbaarheid van bepaalde hoeveelheden materialen in een bepaalde tijd, kwaliteit en tegen redelijke kosten werden productieprocessen en productiecapaciteiten getoetst, alsmede transportmogelijkheden en verwerkingsmethode bezien.

In vele gevallen werden aan de materialen zodanige eisen gesteld dat deze niet direct in de handel verkrijgbaar waren zodat in samenwerking met de producenten productieprocessen moesten worden aangepast of bijgesteld.

Ook moesten nieuwe kwaliteitseisen worden opgesteld of bestaande eisen worden aangepast, toegespitst op die constructieonderdelen waarin de betreffende materialen werden toegepast.

Ten aanzien van de kwaliteitsbeheersing werden keuringsvoorschriften en keuringsmethoden opgesteld.

De resultaten van de diverse onderzoeken zijn vastgelegd in publicaties en rapporten, waarvan een belangrijk deel te vinden is in documentatie 1 t/m 3.

In het hiernavolgende worden de materialen en hun toepassing beschreven.

3.2. Breuksteen en steenachtige materialen

3.2.1. Toepassing en functie-eisen

Deze materialen werden, behalve in de meer traditionele constructies van de waterbouwkundige werken zoals havendammen en dijklighamen, vooral toegepast in die constructieonderdelen die een deel vormen van de stormvloedkering zelf, zoals fundering drempel, overgangsconstructie en breukstenen dammen.

Deze constructieonderdelen zijn allen uit meerdere lagen opgebouwd en vormen tezamen een filter waarvoor speciale eisen aan de toe te passen materialen moesten worden gesteld.

Uitgaande van de primaire functies van de constructieonderdelen kunnen met betrekking tot de toe te passen breuksteen de volgende constructieve functies (c.q. eigenschappen) worden geformuleerd:

- stroom- en golfbestendigheidsfunctie;
- filterfunctie;
- grondmechanische eigenschappen.

3.2.2. Stroom- en golfbestendigheid

Voor al het loskorrelig materiaal, dat voor de hier beschouwde constructieonderdelen is gebruikt, geldt dat het stroom- en golfbestendig moet zijn. Voor de tussenlagen werd bestendigheid tegen stroom- en golfomstandigheden in de bouwfase vereist, terwijl de toplagen aan omstandigheden in de eindfase moeten voldoen.

Zowel de mate van stroom- als van golfbestendigheid van breuksteen kan worden uitgedrukt in de Δ D-waarde van het materiaal. Hierin is:

- Δ = relatieve dichtheid $(\rho_s - \rho_w) / \rho_w$ (—)
- ρ_s = dichtheid van de steen (kg/m^3)
- ρ_w = dichtheid van zeewater (kg/m^3)
- $D = D_n$ = nominale diameter van de steen, deze is gelijk aan

$$\sqrt[3]{\frac{M^{50}}{\rho_s}} \quad (\text{m})$$

$M = M^{50}$ = de massa van het maatgevende steenstuk die door massaprocent wordt onderschreden (kg)

Daar waar de steen een onderdeel vormt van een filteropbouw moest tevens aan de voorwaarden worden voldaan dat de verhouding tussen de steengrootte van twee opeenvolgende lagen binnen bepaalde grenswaarden bleef.

3.2.3. Filterfunctie

Een filterconstructie van steen bestaat uit achtereenvolgens in grofheid toenemende lagen steen. De lagen moeten elkaar zodanig in grofheid opvolgen, dat onder invloed van stroming en golfwerking geen materiaal door de grovere bovenliggende laag kan verdwijnen. Hierbij mogen geen ontoelaatbare wateroverdrukken vanuit de onderlagen op de bovenste laag worden uitgeoefend.

In principe zijn er twee filters te onderscheiden n.l.:

- een geometrisch ondoorlatend filter;
- een geometrisch niet ondoorlatend filter.

Een filter is geometrisch ondoorlatend indien geldt:

- $D_{50f} \leq 3 \text{ à } 5 D_{50b}$ (of $n_f D_{15f} \leq 1 \text{ à } 1,6 D_{50b}$), hierin is:
 f = filtermateriaal
 b = basismateriaal
 n = poriëngehalte.

De coëfficiënt 3 geldt in geval van cyclische stroming en 5 in geval van eenparige stroming. In verband met de waterdoorlatendheid en de daarmee in verband staande overdrukken geldt:

- $D_{20f} \geq 4 \text{ à } 5 D_{20b}$

Verder moet de filterlaag intern stabiel zijn:

- $D_{60f} \leq 10 D_{10f}$.

Voor geometrisch niet ondoordringbare filters geldt, dat de kritieke belasting (verhang waarbij transport van basismateriaal optreedt) afhankelijk is van de zgn. „filterkarakteristiek”

- $\gamma = n_f D_{15f} / D_{50b}$

De relatie tussen de filterkarakteristiek γ en de kritieke belasting i_{cr} wordt vrijwel altijd via onderzoek bepaald.

Voor een taludverdediging in de golfzone worden in de literatuur verschillende eisen gesteld. Als algemeen veilige eis geldt:

- D_{50} (toplaag) = 4,5 à 7 D_{50} (1e onderlaag), zie doc. 7 en 8.
- Aan de laagopbouw van golfbrekers worden eisen gesteld, die veel strenger zijn (deze eisen worden vrij algemeen toegepast):
- M_{50} (toplaag) $\leq 10 M_{50}$ (2e laag) en,
 - M_{50} (2e toplaag) $\leq 20 M_{50}$ (3e laag).

De eisen zijn echter niet alleen gebaseerd op filterwerking, zij garanderen ook een goede afvoer van golfdrukken en een goede haakweerstand tussen de verschillende lagen (taludhellingen zijn vaak erg stijl). Verder dient te worden opgemerkt dat de toplaag van golfbrekers vaak uit uniform materiaal bestaat.

In het algemeen zijn de toplagen van de beschouwde constructieonderdelen op geometrische ondoordringbaarheid ontworpen, terwijl voor de tussenlagen de parameter dusdanig is gekozen dat de bijbehorende kritieke randvoorwaarden (locaal verhang) boven het optredende bezwijkverval ligt.

3.2.4. Grondmechanische eigenschappen

Uit grondmechanisch oogpunt zijn de volgende materiaaleigenschappen van belang.

- interne wrijvingshoek;
- wrijvingshoek tussen breuksteen en beton;
- effectief volumegewicht.

De grootheden worden bepaald door de vorm van de stenen en de aard (hardheid e.d.) van het materiaal.

In de analytische, numerieke of fysische modellen zijn waarden voor deze grootheden ingevoerd, die het hele scala van te gebruiken materialen bestreken.

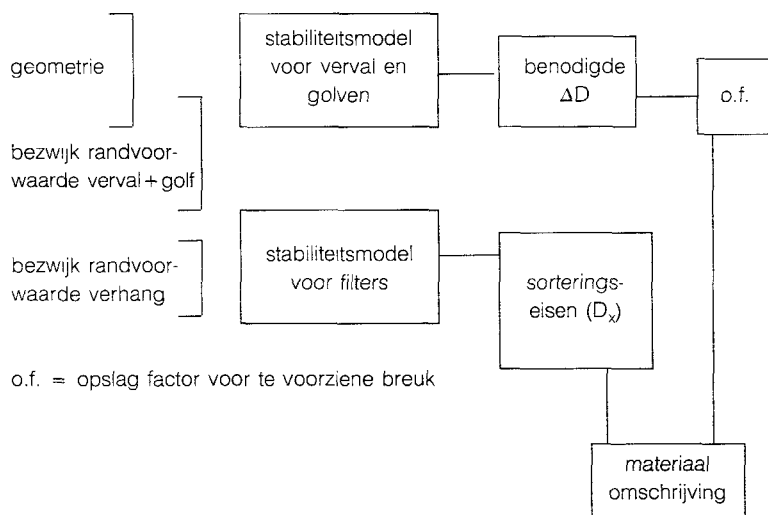
3.2.5. De materiaalspecificaties

Globaal is het ontwerpproces voor de materiaalspecificaties in de beschouwde constructie-onderdelen weer te geven als een stroomschema (fig. 1).

De op deze wijze bepaalde ontwerpeisen gelden voor het materiaal zoals dit in de constructie aanwezig moet zijn en gelden als uitgangspunt voor het formuleren van de materiaaleisen, zoals die door de producent in de groeve gehanteerd moeten worden.

Door de vele handelingen die het materiaal vanaf de groeve tot in de constructie moet ondergaan, zoals overslag, transport, depôtvorming en verwerking, ontstaat ten gevolge van afschilfering en breuk verfijning welke op 10% afname van de M_{50} kan worden gesteld. Bij het bepalen van de veiligheidscoëfficiënt moet hiermee rekening worden gehouden.

Het ontwerp van de drempel, overgangsconstructie en breukstenen dam was zeer complex. Per locatie en per laag verschillen de eisen die aan het materiaal worden gesteld. Om toch enige uniformiteit in de te gebruiken materialen aan te brengen is er gekozen voor een klasse-indeling. Voor de lichte en zware sorteringen is gekozen voor in massa opéénvolgende sorteringen, zoals 60-300 kg, 300-1000 kg e.d. De fijne sorteringen zijn afhankelijk van de ontwerpeisen aangeduid in mm, zoals 8/40 mm, 40/250 mm en dergelijke. Vooral bij de fijne sorteringen (zoals slakken) kan de dichtheid van de steenstukken en dus de ΔD -waarde sterk variëren. De dichtheid kan dan variëren tussen 2650 kg/m³ en 3900 kg/m³.



figuur 1. Stroomschema ontwerp materiaal-specificatie

Samenvattend heeft dit alles geleid tot eisen, die zich richten op:

- soort steen (materiaal), zoals diabaas, basalt, staal- of koperslak e.d.;
- ΔD -waarde van het materiaal (per sortering);
- korrel- en massaverdeling van het materiaal;
- vorm van de steenstukken.

Voor het definiëren van eisen voor de massaverdeling van de sorteringen golden niet alleen de eisen zoals in het voorgaande is beschreven, maar tevens overwegingen van praktische en economische aard.

De eisen bepalen de breedte van de sortering zodanig, dat met de M_{50} waarde de gehele massaverdeling kon worden vastgelegd.

Naarmate een sortering smaller is, wordt de rol, die ontmenging ten aanzien van stabiliteit en filteropbouw kan spelen, geringer.

Door een opeenvolgende reeks van smalle sorteringen toe te passen is steeds een zo optimaal mogelijk keuze mogelijk.

In principe werd voor de toplagen gekozen voor steen met een hoge dichtheid, zoals basalt, diabaas en Greenshore. In relatie tot de vereiste ΔD -waarde werd hierdoor de zwaarte van de sorteringen beperkt en werd de dikte en de massa van de toplaag geringer dan bij gebruik van steen met een geringere dichtheid. Dit maakte tevens de produceerbaarheid van de zwaarste sorteringen 6-10 ton en 10-15 ton beter.

Vooraf bij de zware sorteringen werd bij de massaverdeling een bovengrens gesteld met het oog op het economisch inzetten van materieel (hefvermogen kranen) en, bij bepaalde toepassingen, de kans op het beschadigen van het beton van pijlers en dorpelbalken.

Voor de kern van de drempel en de tussenlagen van de filterconstructie werden zowel steen met een lagere dichtheid als steen met een hoge dichtheid toegepast, afhankelijk van de stabiliteitseis in bouwfase omstandigheden. Het toepassen van steen met een geringere dichtheid is economisch aantrekkelijk omdat minder massa nodig is om het gegeven volume te vullen.

Bij de fijne sorteringen zoals 40/160 mm en 40/250 mm was het gezien de bouwfase-omstandigheden, noodzakelijk materialen met een nog hogere dichtheid toe te passen, zoals staalslakken en koperslakken. Deze materialen hadden een brede sortering.

De reden hiervoor was het enigszins beperken van het aantal filterlagen o.a. met het oog op de uitvoering, die anders te gecompliceerd zou worden.

De eisen voor de sterkte, uitgedrukt in de dynamische verbrijzelingswaarde, voorkwamen dat te zwak materiaal met een te grote breukgevoeligheid geleverd werd. Alhoewel bij zware steensorteringen de sterkte voornamelijk door het breukpatroon in de steenstukken bepaald wordt, is de mate van afsplinteren en verbrijzelen aan de randen van de steenstukken wel sterk afhankelijk van de elementaire sterkte, zoals die in de dynamische verbrijzelingswaarde wordt uitgedrukt.

Voor de produceerbaarheid en leverbaarheid van de sorteringen werd onderzoek verricht bij diverse producenten. Met proefleveringen werd uiteindelijk de haalbaarheid van de eisen getoetst.

3.3. Zand en grind

Deze materialen worden toegepast in de onderste filterlagen direct op het Oosterscheldezand.

De aan deze materialen te stellen eisen kwamen op dezelfde wijze tot stand als bij de breuksteen.

De nadruk werd hier echter gelegd op de filtereisen n.l. geometrisch ondoorlatend bij cyclische stroming en vooral ook de interne stabiliteit van de lagen afzonderlijk. De stroombestendigheid bij deze fijnkorrelige materialen moet gezocht worden in de wijze van uitvoering, verpakt, zoals bij de filtermat of direct afgedekt met een stroombestendige laag zoals bij de negatieve overlap.

Aan de hand van de filtereisen, zoals reeds omschreven, werden zeeafkrommen opgesteld, die naar materiaaleisen werden vertaald. Dit resulteerde in strenge eisen waaraan praktisch geen materiaal uit de normale productie voldeed en moesten er bij de producent produktiemiddelen worden aangepast.

In een wisselwerking van wat bij de producent haalbaar en wat in het ontwerp mogelijk was, kwamen uiteindelijk de materiaaleisen tot stand.

In de omschrijving van het ontwerp van de diverse constructieonderdelen zijn de verschillende sorteringen reeds genoemd (zie deelnota's 2.6, 2.7 en 2.8).

3.4. Kunststoffen

De traditionele wijze van bescherming van vooral een zandige bodem onder water tegen ontgroningen onder invloed van stroom en golven was (en is op beperkte schaal nog steeds) het aanbrengen van rijshouten zinkstukken, voorzien van een aan de omstandigheden aangepaste bestorting van breuksteen.

Met het ter hand nemen van de grote afsluitingen in het kader van het Deltaplan is er echter al gauw gezocht naar alternatieve middelen voor de bodembescherming in de sluitgaten (lit. 1 en 2). Daar er enorme oppervlakten bodem tot op vaak een grote diepte verdedigd moesten worden, was het te voorzien dat de hiervoor benodigde hoeveelheden rijshout en arbeidskrachten voor de verwerking problemen zouden kunnen opleveren. Bovendien werd het rijshouten zinkstuk toch niet onder alle omstandigheden het ideale beschermingsmiddel geacht door o.a. de vrij grote kwetsbaarheid en bijbehorende plaatsingson nauwkeurigheid bij het aanbrengen op grote diepten, de niet altijd voldoende geachte zanddichtheid en de gevoeligheid voor aantasting door de paalworm.

Bij het zoeken naar alternatieve bodembeschermingsmiddelen werd al spoedig gegrepen naar kunststoffen, die als membraan enerzijds voldoende grond dicht moesten zijn en anderzijds voldoende water moesten doorlaten om overdrukken onder de bodembescherming te voorkomen. De ontwikkeling van de zogenaamde geotextielen kwam op gang. Hiervoor werden diverse soorten kunststoffen gebruikt. Aan de gebruikte materialen werden hoofdzakelijk sterkte-eisen gesteld voor het opnemen van de vooral tijdens het vervaardigen en aanbrengen van de bodembeschermingsconstructie optredende krachten en eisen ten aanzien van de levensduurverwachting onder water. Aan het kunststoffilter werden, naast de sterkte, eisen gesteld ten aanzien van de zanddichtheid, uitgedrukt in de diameter van de aanwezige poriën en de waterdoorlatendheid, uitgedrukt in een verhang over het doek als filter bij een filtersnelheid van 10^{-2} m/sec⁻¹. De zanddichtheid werd gewaarborgd door de dichtheid van het kunststoffilter te relateren aan de korreldiameter van het vast te leggen zand (zie doc. 4).

Voor de afsluiting van de Oosterschelde werden als bodembeschermingsconstructie de steenasfalt- en blokkenmatten ontwikkeld. De steenasfaltmatten bestonden uit een zanddichte mat van polypropreen weefsel, verzaard met een staal draad gaas gewapende laag open steenasfalt dik 0,12 m. De blokkenmatten bestonden uit een zanddichte mat van polypropreen weefsel met daarop een polypropreen vlies, verzaard met daarop vastgehechte betonblokken en na het leggen nog voorzien van een initiële bestorting van staalslakken, om het klapperen van het doek tussen de blokken tegen te gaan. Voor verdere constructiedetails wordt verwezen naar Deelnota 2.9 en lit. 3 en 4.

Het aanvankelijke ontwerp ging uit van een tijdelijke functievulling voor een periode van ca. 5 jaar, nodig voor het overbruggen van de tijd tussen het leggen van de eerste matten (voorjaar 1974) en de definitieve afsluiting van de Oosterschelde (gepland voor 1978).

Met het ontwerp van de Stormvloedkering werd de tijdelijke functie van een groot deel van de (gedeeltelijk reeds aangebrachte) bodembescherming (zie ook Deelnota 2.9) vervangen door een definitieve functie. Dit had vooral consequenties voor de materiaaleis te stellen aan het geotextiel. De minimale levensduurverwachting van dit materiaal moest nu 200 jaar worden.

In het algemeen kunnen de mechanische eigenschappen van een geotextiel in de tijd door meerdere processen en/of mechanismen worden beïnvloed (zie doc. 5). Uit onderzoek is gebleken dat voor de geotextielen van de bodembescherming het belangrijkste proces, dat op den duur tot een desintegratie van het geotextiel kan leiden, de thermo-oxidatieve veroudering is.

Karakteristiek voor dit proces is, dat gedurende vrijwel de hele duur van het proces de mechanische eigenschappen van het materiaal vrijwel niet veranderen, waarna in een relatief korte periode een volledige desintegratie optreedt. Door de temperatuurafhankelijkheid van dit proces was het mogelijk om op grond van bij hoge temperaturen uitgevoerde onderzoeken, door middel van extrapolatie de duur van het proces in lucht bij een praktische temperatuur (10°C) in te schatten. Verder bleek het proces onderwater ongeveer 4 keer langzamer te verlopen dan in de lucht, terwijl door bepaalde overgangsmetaalverbindingen (met name van F_2) de thermo-oxidatieve afbraak met een factor 2-3 kan worden versneld.

Door toevoeging van de juiste stabilisatoren aan het polypropreen kan dit thermo-oxidatieproces zodanig worden vertraagd dat een levensduur van 200 jaar met een voldoende mate van zekerheid kan worden verwacht.

Het geotextiel dat vanaf juni 1978 in de blokkenmatten is verwerkt is vervaardigd uit polypropreen dat van de hiervoor bedoelde stabilisatoren was voorzien en voldoet daarmee aan de gestelde duurzaamheidseis. Dit is niet het geval met het geotextiel van de voor juni 1978 gelegde blokkenmatten en steenasfaltmatten.

Wanneer een desintegratie van het geotextiel dreigt te ontstaan, dan is het mogelijk om de bodem tegen ontgrondingen te beschermen door alsnog over de blokkenmatten heen een granulaire filter uit losgestort materiaal aan te brengen.

In deelnota 2.9 worden de consequenties van de in deze paragraaf aangesneden problematiek voor het uitgevoerde ontwerp verder uitgewerkt.

Ook voor het funderingsbed zijn op grote schaal kunststoffilters toegepast in de filtermatten.

De functie hier was echter een tijdelijke nl. die van „verpakking” van de fijnkorrelige materialen, nodig voor de opbouw van het granulaire filter in het funderingsbed.

Eenzijds om dit filtermateriaal in ongestoorde lagen op de bodem aan te brengen en anderzijds om het tegen erosie te beschermen totdat het definitief was opgenomen in de verdere opbouw van de drempel.

Het hiervoor geschetste probleem van de levensduur van de gebruikte kunststoffilters geldt daardoor niet voor deze toepassing.

3.5. Bitumineuze materialen

Deze materialen zijn o.a. toegepast als bekleding van taluds van dijken en dammen, als ballast op polypropreenoedok (open steenasfaltmatten) op de bodem van de Oosterschelde, als penetratiemateriaal van breuksteen in talud- en teenconstructies en als bodembescherming en beschermingsconstructie rond de pijlers. Ontwerp en overige toepassingsgegevens zijn beschreven in de „Leidraad” (doc. 7).

Afhankelijk van de toepassing zijn de volgende materialen te onderscheiden:

- mastiek;
- zandasfalt;
- open steenasfalt;
- dicht steenasfalt;
- gietasfalt;
- waterbouwasfaltbeton.

3.5.1. Mastiek

Mastiek werd voornamelijk toegepast in de stortebedden. Deze stortebedden bestonden uit banen van asfaltmastiek die elk 5,00 m breed en 0,10 m dik waren. Deze banen werden door het asfaltverwerkingschip „Jan Heijmans” dakpansgewijs met een overlap van 3,33 m aangebracht. Hiermee kwamen 3 lagen mastiek over elkaar te liggen die samen voldeden aan een vereiste minimale laagdikte van 0,2 meter.

De samenstelling van de mastiek wijkt af van de samenstelling zoals nu in de Eisen is voorgeschreven. Zo werd beduidend meer bitumen toegepast.

Er werd veel onderzoek verricht naar de invloed van het soort bitumen op het gedrag van de mastiek onder water (doc. 8 en 9)

3.5.2. Open steenasfalt

Open steenasfalt (20/40) werd aanvankelijk toegepast in de matten die door het asfaltverwerkingschip „Jan Heijmans” op de bodem van de Oosterschelde werden gelegd als bodembescherming.

Daarnaast is dit materiaal toegepast op diverse taluds en platbermen waar een open constructie wordt vereist.

De open structuur van het steenasfalt wordt bereikt door uit te gaan van een grof steenskelet waarbij door middel van slechts omhulling van de steen met mortel, verkitting van die steen plaatsvindt (doc. 10, 11 en 12).

De laagdikte van het open steenasfalt op de taluds en platbermen varieert van 0,2 tot 0,5 meter.

3.5.3. Dicht steenasfalt

Dicht steenasfalt (20/40) is o.a. toegepast als teenbescherming.

De samenstelling verschilt van die van het open steenasfalt met name in de steen/mortelverhouding. Hierbij wordt niet alleen de steen omhuld maar ook wordt de holle ruimte van het steenskelet geheel opgevuld. Gesproken wordt daarom van een overvuld mengsel.

De reden dat een dergelijk overvuld mengsel wordt toegepast, houdt verband met de eigenschap dat het mengsel enigszins flexibel moet zijn. Dit is nodig om te voorkomen dat bij geringe ontgroning de bekleding niet direct scheurt maar meebuigt en daardoor zijn beschermende functie behoudt.

Een gemodificeerd mengsel is in grote hoeveelheden verwerkt in „asfaltzakken”. Deze zakken hadden als functie de pijlers te beschermen tijdens het aanbrengen van breuksteen 6-10 ton. Daartoe werden de zakken, nadat ze voor een loswal met asfalt waren gevuld, met een daarvoor aangepast vaartuig naar de plaats van bestemming gebracht. Op de plaats van bestemming werden de zakken één voor één op de kern van de drempel, tegen de voet van de pijler geplaatst.

De modificatie betrof de korrelverdeling van het mineraal aggregaat. Deze was „doorgegradeerd”; een normaal dicht steenasfaltmengsel heeft namelijk een „gap” tussen de 2 en 16 mm.

De belangrijkste eigenschap van dit steenasfalt is dat, na de tijd benodigd voor productie en transport, de asfaltzak na plaatsing in de drempel („twee” op elkaar gestapeld) die vereiste vormvastheid verkrijgt, welke nodig is om als stootbuffer te kunnen dienen.

3.5.4. Zandasfalt

Zandasfalt werd toegepast als een tijdelijke bekleding (in bouwputten), als onderlaag (werkvloer) op taluds onder met gietasfalt gepeetreeerde taluds en als onderlaag (zanddichtfilter) onder open steenasfalt.

De samenstelling van het zandasfalt wijkt af van het zandasfalt dat bij verhardingen en in de wegebouw wordt toegepast. Er zit geen vulstof in. In de waterbouw wordt daarom ook gesproken over gebitumineerd zand (doc. 13). Het gewenste bitumenpercentage varieert van 3 tot 4 procent.

3.5.5. Gietasfalt

Gietasfalt is evenals het waterbouwasfaltbeton in grote hoeveelheden toegepast. De toepassing is vrij eenvoudig.

Inzichten om te komen tot een kwalitatief goed mengsel werden gewijzigd (doc. 14). Een en ander leidde ertoe dat het gewenste bitumenpercentage werd verlaagd met een 0,5 procent.

3.5.6. Waterbouwasfaltbeton

Waterbouwasfaltbeton is voornamelijk toegepast op taluds van dijken en dammen boven de getijzone (doc. 15 en 16).

De toegepaste laagdikte van het waterbouwasfaltbeton bedraagt in het algemeen 0,2 meter.

Als bijzondere ontwikkeling is te melden dat tijdens de periode van de uitvoering van het werk het gewenste bitumenpercentage werd met een 0,5 procent.

Deze verlaging lijkt in contrast te zijn met het toenmalige uitgangspunt zijnde: hoe meer bitumen hoe duurzamer het materiaal. Het bleek echter dat een teveel aan bitumen, tijdens het verdichten van asfalt, het oppervlak van de bekleding dusdanig afsluit dat lucht wordt ingesloten met het gevolg dat de holle ruimte in het asfalt relatief hoog blijft.

Daarnaast maakte „instabiliteit” in warme toestand van het relatief „vette” mengsel het onmogelijk optimaal te verdichten.

Tijdens het verdichten, bij de verwerkingstemperatuur van ca. 140°C, „leeft” (vervormt sterk) een „vet” mengsel waardoor scheurvorming geïnitieerd wordt. Zeker op een onvoldoende verdicht zandlichaam.

4. Documentatielijst

1. Kwaliteit en kwaliteitscontrole van breuksteen voor de waterbouw MAW-R-81054, WKER 82002
2. Evaluatie van de kwaliteitszorg voor de breuksteen voor de Stormvloedkering Oosterschelde MAA-R-86074, WBS-N-86350
3. Evaluatie van de kwaliteitszorg voor de granulaire filtermaterialen voor de Stormvloedkering Oosterschelde
4. W. de Rijke
Duurzaamheidsonderzoek geotextiel blokkenmat (ook onder nr. 22RABO-M-85027), d.d. 8 mei 1985, met als bijlage de notitie van W. de Rijke. SOOCOO-M-85155
5. W. de Rijke
Duurzaamheid/bewakingsfilosofie blokkenmat, d.d. 4 maart 1985 22RABO-M-85013
6. W. de Rijke
Duurzaamheid materiaal blokkenmat, d.d. 12 augustus 1985. 2PROBU-M-85053
7. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen "Leidraad voor de toepassing van asfalt in de Waterbouw", Staatsuitgeverij, Den Haag, 1984.
8. Boon, A. en Mulders, G. Nota: betreffende het mastiekmengsel voor de stortebedden van de Stormvloedkering Oosterschelde, september 1978.
9. Projectgroep evaluatie mastiekstortebedden, „Evaluatie Mastiek Stortebedden” 2PROBU-N-81090 1981
10. Montauban, C.C., Onderzoek Open Steenasfalt Proefvakken-Roompot, Wegbouwkundige Dienst, Delft 1981 MAW-R-81080
11. Montauban, C.C. Duurzaamheidsaspecten Open Steenasfalt en blokkenmat S.V.K.O., Wegbouwkundige Dienst Delft 1985. MAW-N-85034
12. Werkgroep 4 „Dijkbekledingen” van de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, „Open Steenasfalt, kennis van de eigenschappen verzameld uit onderzoek uitgevoerd in de periode tot 1984, S-85.029 juli 1985
13. Mulders, G. en Termaat, R.J., „Zandasfalt in waterbouwkundige constructies”, Ervaring, ontwerp en uitvoering. (polytechnisch tijdschrift, jaargang 42), maart 1987.
14. Gruis, H.J.A.J., Notitie betreffende de mengsel ontwerpmethode van asfaltmastiek. Wegbouwkundige Dienst MAW-N-82031
15. Bandsma, W. en Montauban, C.C. Enige eigenschappen van waterbouwasfaltbeton, (Ned. versie Eurobitumen), Wegbouwkundige Dienst, Delft 1984 MAW-P-84083
16. Werkgroep 4 „Dijkbekledingen” van de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, „Waterbouwasfaltbeton” Ontwerp en eigenschappen (Laboratorium- en praktijkresultaten tot en met 1986. Januari 1987.

5. Literatuurlijst

1. Onderzoek naar de verschillende methoden van bodembescherming; Driemaandelijks Bericht Deltawerken nr. 40, mei 1967, pagina 507 t/m 517.
2. Bodembeschermingen. Ervaringen en ontwikkelingen. Driemaandelijks Bericht Deltawerken nr. 64, mei 1973, pagina 180 t/m 185.
3. Productie en verwerking van blokkenmatten als bodembescherming; Driemaandelijks Bericht Deltawerken, nr. 66, november 1973, pagina 303 t/m 308.
4. De nieuwe „Jan Heijmans” (steenafvalmatten); driemaandelijks Bericht Deltawerken nr. 67, februari 1974, pagina 362 t/m 373.
5. Kunststoffilters in Kust- en Oeverwerken; K & O, 1982.
6. Wisse J.D.M. (TNO-KRI)
De thermo-oxidatieve duurzaamheid van P.P.-weefsel.
Syllabus Studiedag N.G.O., 18-12-1984.
7. Mouw K.A.G., Typen oeverbescherming en praktijkervaringen, Syllabus KIVI Symposium, 25 mei 1983.

Deelnota 2: Havens

Inhoud

1.	Inleiding	22
2.	Overzicht van de havens	23
3.	Havens Noordland	25
3.1.	Buitenhaven	
3.1.1.	Gebruikseisen	
3.1.2.	Randvoorwaarden	
3.1.3.	Ontwerpcriteria	
3.1.4.	Ontwerp van de buitenhaven	
3.2.	Binnenhaven	
3.2.1.	Gebruikseisen	
3.2.2.	Randvoorwaarden	
3.2.3.	Ontwerpcriteria	
3.2.4.	Ontwerp van de binnenhaven	
4.	Havens Neeltje Jans	31
4.1.	Buitenhaven	
4.1.1.	Gebruikseisen	
4.1.2.	Randvoorwaarden en uitgangspunten	
4.1.3.	Ontwerp	
4.2.	Binnenhaven	
4.2.1.	Gebruik van de haven	
4.2.2.	Vormgeving en inrichting	
5.	Haven Roggenplaat	33
5.1.	Gebruiksdoel	
5.2.	Vormgeving en inrichting	
6.	Roompothaven	35
7.	Documentatielijst	36

1. Inleiding

In het oorspronkelijk ontwerp voor de afsluiting van de Oosterschelde door een met behulp van kabelbanen op te bouwen afsluitdam waren een aantal werkhavens op en nabij het werk voorzien.

Door de aanwezigheid van de natuurlijke zandplaten Roggenplaat en Neeltje Jans, was een korte oversteek over water voor werkmaterieel niet mogelijk. Ter beperking van de vaartijden werden daarom zowel aan noord- als aan de zuidzijde van de Oosterscheldemonding werkhavens ingericht.

Onder de kust van Schouwen werd ter plaatse van het na de stormramp van 1953 ontstane sluitgat Schelphoek de gelijknamige werkhaven ingericht, aan de zuidoever van de Oosterschelde werd de werkhaven Sophia aangelegd.

Tezamen met de werkhavens van de werkeilanden Roggenplaat, Neeltje Jans en Noordland en van de damaanzetten Schouwen en Noord-Beveland werden zo de benodigde havens verkregen voor de op- en overslag van de dambouwmaterialen. Al deze havens waren gelegen aan de oostzijde van de te maken afsluitdam.

Toen echter in 1976 het besluit genomen werd een afsluitbare kering te bouwen ontstond tevens de noodzaak om ook aan de westzijde van de afsluiting over een tweetal werk- en/of vluchthavens te kunnen beschikken. Voor de werkzaamheden aan de zeezijde in de stroomgeul Roompot werd de buitenhaven Noordland en voor gelijksoortige werkzaamheden in de stroomgeulen Schaar van Roggenplaat en Hammen de buitenhaven Neeltje Jans ontworpen (zie ook Deelnota 1.4., par. 3.2, 3.3 en 4.2).

De werkhavens werden zo dicht mogelijk bij de bestaande, diepere stroomgeulen gesitueerd om de aanleg en het onderhoud van toeleidingsgeulen te beperken. Door de haveningangen, voor zover mogelijk, te kiezen in een richting tussen noord en oost kon de golfvorming in de havens worden beperkt waardoor een rustige ligplaats voor de schepen werd verkregen.

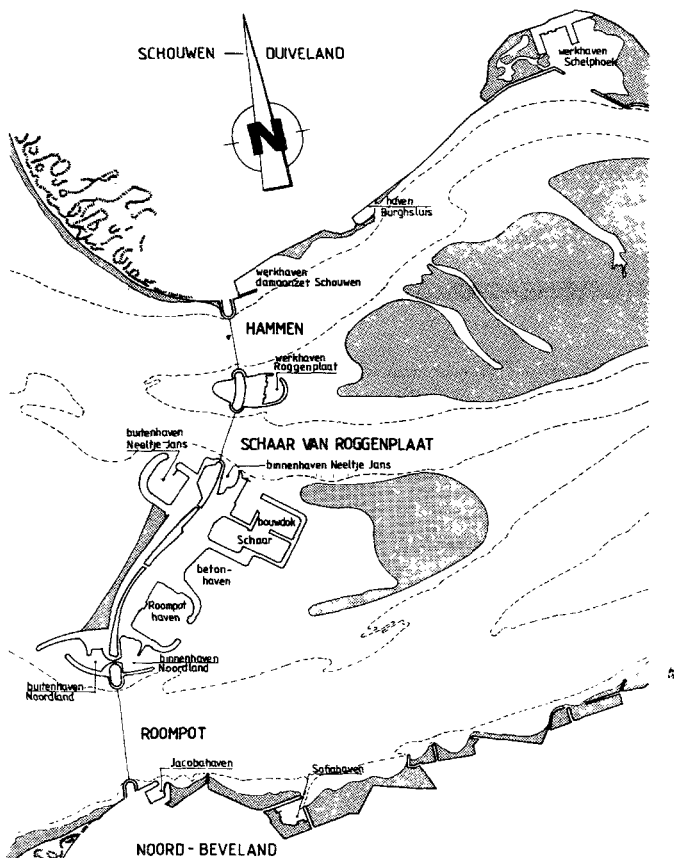
Het werkeiland Noordland was bij de aanleg bestemd voor de bouw van een kabelbaanstation en van een inlaat-/spuisluis. Deze laatste zou dienen voor de verversing van het te vormen Oosterschelde-meer en zou bestaan uit 6 kokers met een lengte van 220 m¹ en een spuicapaciteit van 325 m³/s.

Na 1976 verviel de noodzaak van een spuisluis. In 1978 werd besloten op dezelfde plaats een schutsluis te bouwen voor de werkvaart, nadat was berekend dat de bouwkosten van de sluis gecompenseerd zouden worden door de kostenbesparing op de bouw van de kering als gevolg van de aanwezigheid van de sluis. Enerzijds konden bouwmaterialen zonder omvaren aangevoerd worden, anderzijds kon een groot deel van het drijvend werkmaterieel snel aan weerszijden van de kering ingezet worden nadat de voortgang van het werk het passeren van de kering door de stroomgeulen onmogelijk zou maken. Verder zou deze sluis, na voltooiing van de kering, een nuttige functie kunnen vervullen als scheepvaartverbinding tussen de Oosterschelde en de zee (onderhoud kering, visserij, recreatievaart, kustvaart).

De aan te leggen buitenhaven Noordland kon dan ook worden ingericht als voorhaven bij de schutsluis.

2. Overzicht van de havens

Voor de uitvoering van het werk is gebruik gemaakt van de volgende havens (fig. 1), met vermelding van het jaar van aanleg en de gebruiksdoelen:



Figuur 1. Tijdens uitvoering gebruikte havens.

1. Schelphoek 1967:
 - opslag in natte depôts van breuksteen en fosforslakken;
 - ligplaats voor grote werkschepen;
 - terrein voor proefnemingen;
 - fabricage van zink- en kraagstukken.
2. Burgsluis (bestaande haven):
 - ligplaats voor o.a. directieschepen van zowel Rijkswaterstaat als de aannemer.
3. Damaanzet Schouwen 1974:
 - op- en overslag van materialen;
 - vervoer van personen naar Roggenplaat en naar Neeltje Jans totdat de hulpbrug in gebruik werd genomen.
4. Werkhaven Roggenplaat 1969:
 - op- en overslag van materialen;
 - werkhaven voor toekomstig onderhoud aan de kering.
5. Binnenhaven Neeltje Jans 1970:
 - op- en overslag van materialen.
6. Buitenhaven Neeltje Jans 1978:
 - op- en overslag van materialen, te verwerken aan de zeezijde in de sluitgaten Hammen en Schaar van Roggenplaat;
 - vluchthaven voor werk- en andere vaartuigen;
 - onderdeel van de waterkering (zie Deelnota 2.3.)
7. Beton- of Geulhaven (het gedeelte van de afgedamde stroomgeul Geul, dat werd omsloten door de bouwputten Roompot en Schaar en het Damvak Geul) 1975 - 1976:
 - opslag in natte depôts van stortmaterialen;
 - overslag van o.a. cement, zand en grind voor de betoncentrale.
8. Roompothaven (de niet-gesloten bouwput voor caissons als afsluitmiddel). Na de keuze van pijlers op staal kon deze bouwput benut worden als haven 1975 - 1976:
 - overslag van vooral breuksteen met behulp van een ro-ro steiger;
 - fabricage en transport van funderingsmatten;
 - reparatie en ombouw van werkschepen
 - personenvervoer naar werkschepen in de Roompot en naar de vaste wal (Sophiahaven).
9. Binnenhaven Noordland 1971 aangepast in 1980:
 - op- en overslag van materialen;
 - toegang tot en wachtplaats voor de schutsluis;
 - werkhaven voor toekomstig onderhoud aan de kering;
 - ligplaats voor een reddingboot.
10. Buitenhaven Noordland 1979 - 1980:
 - op- en overslag van materialen;
 - station voor een reddingboot;
 - wachtplaats voor en toegang tot de schutsluis;
 - werkhaven voor toekomstig onderhoud, tevens vluchthaven voor groot materieel;
 - onderdeel van de waterkering (zie deelnota 2.3.).
11. Jacobahaven 1972 (ook wel genoemd haven Damaanzet Noord-Beveland of werkhaven Flipje):
 - overslag van materialen;
 - personenvervoer naar en van het werkeiland Noordland;
 - bergplaats voor de reserve deur van de schutsluis.
12. Sophiahaven 1968:
 - op- en overslag van materialen;
 - fabricage en transport van betonblokkenmatten, tegelmatten en grindwiepenmatten;
 - belading en transport van asfaltkubels;
 - vervaardiging en transport van zink- en kraagstukken;
 - vervoer van personen.

Van de genoemde havens wordt Schelphoek na beëindiging der werkzaamheden overgedragen aan de eigenaar van het betreffende gebied; Burgsluis was en blijft eigendom van de gemeente Westerschouwen; de haven damaanzet Schouwen wordt opgeruimd; de werkhaven Roggenplaat blijft als werkhaven gehandhaafd, doch is

gezien de ligging op korte afstand van de kering niet toegankelijk voor pleziervaart. De binnenhaven Neeltje Jans en de Jacobahaven worden afgesloten. De laatste blijft echter bereikbaar wegens de aanwezigheid van de reservedeur voor de schutsluis. De Betonhaven wordt niet meer geëxploiteerd. Maatregelen zijn hier niet nodig. De werkhaven Sophia is inmiddels overgedragen aan de gemeente Wissenkerke en zal een bestemming als jachthaven krijgen.

De overige havens krijgen een functie in het onderhoud van de kering, als vaarroute van de Oosterschelde naar de Noordzee vice versa danwel een bestemming in de toekomstige (project)ontwikkeling van Neeltje Jans.

Een uitvoeriger bespreking van deze laatste havens wordt gegeven in de hoofdstukken 3 t/m 6 van deze deelnota.

3. Havens Noordland

3.1. Buitenhaven

3.1.1. Gebruikseisen

Tijdens de uitvoering van het werk aan de stormvloedkering werden de volgende werkzaamheden in en nabij de haven voorzien.

- Steenaanvoer uit Finland met pontons 130 x 32 x 8,5 m, nadat in 1983 passage van de kering door de Roompot niet meer mogelijk werd. De maximale diepgang van de pontons was 7,5 m. Het lossen zou plaatsvinden aan een ro-ro-steiger met afmetingen van 91,5 x 23,8 m, met behulp van een kraanbak. De ro-ro-steiger werd gesitueerd in de achterhaven. De bij de pontons behorende sleepboten hadden een diepgang van maximaal 6,5 m. Wachtende pontons konden in de voorhaven worden afgemeerd.
- Steenaanvoer uit Duitsland, met duwbakken 76,5 x 11,4 x 3,5 m en een maximale diepgang van 3,5 m. De duwbakken zouden de buitenhaven via de schutsluis kunnen bereiken en worden gelost aan de ro-ro-steiger.
- Het laden van steen ten behoeve van verwerking met steenstorters zou eveneens aan de ro-ro-steiger gebeuren.
- De opslag van steen in natte depots werd niet voorzien, doch zou in beperkte mate mogelijk zijn.
- De opslag van steen in droge depots kon plaatsvinden op het aangrenzende opslagterrein, groot 6 ha.

Werkschepen die de sluis niet zouden kunnen passeren (de sluisbreedte bedraagt 16 m) moesten de buitenhaven als afmeer- en vluchthaven kunnen gebruiken. De overige werkvaart zou worden verwezen naar de binnenhaven als vlucht- en afmeerhaven. Voor een reddingboot zou een ligplaats worden ingericht. Naast de werkvaart werden per week ongeveer 30 sluispassages verwacht van visserij- en handelsvaart. Het aantal passages van jachten werd geschat op 8000 in 1982 tot 10.000 à 15.000 in het jaar 2000. Afmeren van deze schepen zou niet worden toegestaan. Aan weerszijden van de sluis zouden wachtplaatsen worden ingericht met behulp van ducdalven en steigers. In de ontwerpnota „Remmingwerken van de Roompotsluis” (doc. 1) wordt hierop nader ingegaan. De bij het ontwerp geplande ro-ro-steiger is niet uitgevoerd. In plaats daarvan is een vaste betonnen loswal aangelegd.

3.1.2. Randvoorwaarden

Het ontwerp van de buitenhaven is afgestemd op de voorwaarden die de natuur oplegt, rekening houdend met de omstandigheden die optreden na het gereedkomen van de stormvloedkering.

Hydraulische omstandigheden

Voor het verticale getij was de getij-informatie van Vlietepolder (Noord-Beveland), zie tabel 1, het uitgangspunt.

Tabel 1. Vlietepolder: vertikaal getij

Waterstand	hoogten in m t.o.v. N.A.P.			
	springtij	gem. tij	doodtij	
Hoogst bekende stand (1 februari 1953)				+ 4,35
Gemiddeld hoogwater	+ 1,66	+ 1,44	+ 1,14	
Gemiddeld laagwater	- 1,50	- 1,40	- 1,24	
Laagst bekende stand (22 februari 1885)				- 3,10

Na gereedkoming van de stormvloedkering zouden deze waterhoogten worden gereduceerd tot de waarden van tabel 2.

Tabel 2. Vlietepolder: vertikaal getij na gereedkoming stormvloedkering

Waterstand	hoogten in m t.o.v. N.A.P.			
	springtij O.S.* Z.Z.**	gem. tij O.S. Z.Z.	doodtij O.S. Z.Z.	
Gemiddeld hoogwater	+ 1,20 + 1,80	+ 1,10 + 1,50	+ 0,90 + 1,20	
Gemiddeld laagwater	- 1,30 - 1,55	- 1,20 - 1,45	1,10 - 1,25	

* O.S. = Oosterscheldezijde van de stormvloedkering

** Z.Z. = zeezijde van de stormvloedkering

Voor de binnen- en buitenhaven Noordland werden hoogwaterstanden en golfhoogten afgeleid (doc. 2), uitgaande van de meest ongunstige windrichting, zie tabel 3.

Tabel 3. Waterstanden en golfhoogten

Overschrijdingsfrequentie per jaar	Buitenhaven Noordland			
	waterstand in m + N.A.P.		golfhoogten* H _s in cm	
	zomer	jaar	zomer	jaar
20 x	1,8	1,9	150	210
5 x	2,0	2,2	200	250
1 x	2,4	2,6	240	260
0,1 x	3,0	3,2	280	300
0,01 x	3,6	3,8	320	340

* De golfhoogten zijn afgeleid voor de meest ongunstige windrichting (zuid-west).

Voor de verdere informatie omtrent de windgolven wordt verwezen naar doc. 2 en 3.

Een sluiting van de schuiven van de stormvloedkering tijdens storm zal translatiegolven veroorzaken. Uit onderzoek is gebleken dat deze een verwaarloosbare invloed zullen hebben op het golfbeeld vóór en in de havens Noordland. Dat komt door de relatief geringe lengte van deze havens in relatie tot de lengte van de translatiegolven.

Het oorspronkelijke doorstroomprofiel van de stroomgeul Roopot wordt door de bouw van de stormvloedkering met circa 80% verkleind. Hierdoor treedt een reductie van het getijvolume op van circa 30% en zullen de stroomsnelheden tussen de pijlers toenemen tot circa 4,5 m/s bij gemiddeld getij.

In het hydraulisch model M 1000 zijn de stroomsnelheden tijdens en na de bouw van de kering onderzocht. Tijdens de bouw van de kering zou voor de haveningangen een dwarsstroom kunnen ontstaan, met snelheden van 1 tot 5 m/s. Gezien de aanwezige manoeuvreerruimte in de havenmondingen werd dit toelaatbaar geacht.

Na gereedkoming van de kering zal de stroom meer geconcentreerd worden in het midden van de Roopot, waarbij langs de oevers en voor de havenmonden, langgerekte neren zullen ontstaan. Voor de scheepvaart is dit gunstiger omdat de dwarsstromingen in dit geval kleiner zijn.

Meteorologie

De overheersende windrichtingen en -snelheden werden ontleend aan gegevens van het lichtschip Goeree (doc. 3 en 4). Een statistische weergave van deze gegevens over de jaren 1951 t/m 1960 is opgenomen in tabel 4.

Morfologie

Het bodemmateriaal bestaat voornamelijk uit middelfijn zand ($d^{50} = 150\mu\text{m}$). Nabij de stormvloedkering is de bodem beschermd over een lengte van circa 600 m vanaf de as van de kering (zie Deelnota 2.9.)

De aan te leggen havendammen zullen plaatselijk stroomconcentraties in de getijstromen van de Roopot veroorzaken.

Langs de rand van de bodembescherming, langs de kop van de noordwestelijke havendam en langs de zuidelijke havendam zouden daardoor ontgrondingen kunnen ontstaan, die bewaakt en bestort dienen te worden totdat zich een nieuw evenwicht heeft ingesteld. Voor de haveningang kan zich, volgens modelproeven, een neer ontwikkelen, waardoor ter plaatse op enige aanzanding zou moeten worden gerekend. Het kunstmatige duin en strand dat aan de zeezijde van het Damvak Geul, ten noorden van de buitenhaven Noordland is opgespoten, is het onderwerp geweest van bijzondere studie (doc 5 en 6). Het voorspelde evenwichtsprofiel bleek redelijk uit te komen. Er werd geen zandtransport verwacht van het strand naar de buitenhaven Noordland, omdat het zandtransport in noordelijke richting zou overheersen.

De aanwezigheid van dit strand is van invloed geweest op de constructie van de noord-westelijke havendam.

Fundering

Ter bepaling van stabiliteit en zettingen van de te bouwen havendammen is de gesteldheid van de ondergrond onderzocht. Dit onderzoek is vastgelegd in doc. 7, 8 en 9. Er is aangetoond dat de havendammen stabiel zouden zijn en dat zettingen na oplevering beperkt zouden blijven. Ter controle van de zettingen zijn in de kruin van de havendammen vaste meetpunten ingemeten.

3.1.3. Ontwerpcriteria

Naast de gebruikseisen werden een aantal aanvullende eisen gedefinieerd, waaraan het ontwerp van de haven moest voldoen. Deze waren:

- Het veilig in- en uitvaren. Hiervoor mag visueel geen onduidelijkheid bestaan. Hiertoe wordt een voldoende grote haveningang gekozen, die op voldoende afstand van de kering ligt.
- Voor de grootst voorkomende schepen dient voldoende manoeuvreerruimte en uitlooptmogelijkheid aanwezig te zijn, met een veilige aanleggelegenheid in de achterhaven.

Tabel 4

Statistische gegevens betreffende golven en wind bij lichtschip Goeree over de jaren 1951 t/m 1960														K 286
Overschrijdingsfrequentie in % van de tijd														tabel B 15 tijdvak: jan. t/m dec
Beaufort	wind-snelheid in knopen	windrichting in tientallen graden												Totaal
		35-01	02-04	05-07	08-10	11-13	14-16	17-19	20-22	23-25	26-28	29-31	32-34	
2	05	6,80	8,20	5,52	5,92	4,52	4,47	7,53	10,30	13,12	8,89	6,53	6,83	88,63
3	10	4,88	5,70	3,81	3,87	2,54	2,28	5,10	7,71	10,38	4,56	5,04	4,83	62,61
4	15	2,90	3,28	2,33	2,01	1,17	1,08	3,17	5,47	7,43	4,64	3,56	3,43	40,55
5	20	1,19	1,17	1,01	0,05	0,42	0,40	1,46	3,06	3,98	2,46	2,09	1,80	18,90
6	25	0,51	0,39	0,48	0,33	0,21	0,15	0,54	1,47	1,84	1,37	1,24	0,87	9,44
7	30	0,17	0,14	0,16	0,09	0,05	0,04	0,21	0,54	0,66	0,58	0,62	0,34	3,60
8	35	0,08	0,05	0,03	0,01	0,03	0,02	0,07	0,31	0,24	0,31	0,30	0,15	1,50
8	40	0,04	0,01	0,00	0,01	0,01	0,01	0,02	0,06	0,08	0,12	0,13	0,04	0,57
9	45	0,03	0,00	-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,03	0,02	0,07	0,06	0,05	0,25
10	50	0,01	-	-	-	-	-	-	0,01	0,01	0,02	0,04	0,03	0,12
10	55	0,00	-	-	-	-	-	-	0,00	0,01	0,00	0,01	0,03	0,05
	60	-	-	-	-	-	-	-	-	0,00	-	0,00	0,00	0,01
	65	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	70	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabel is opgebouwd uit 28.489 waarnemingen

- De golfdoordringing ter plaatse van de wacht- en ligplaatsen mag niet te groot zijn. Als norm is gesteld dat de significante golfhoogte $H_s = 0,5$ m een overschrijdingsfrequentie zal hebben van 1 x per jaar.
- De golfopwekking in de achterhaven als gevolg van golfoverslag over de noordwestelijke havendam diende eveneens binnen de gestelde normen te blijven (doc. 10).
- De sterkte. Het complex Noordland als primaire kering moest evenals de rest van de kering voldoen aan de algemene sterkte eisen, waarbij de onderdelen bestand zouden moeten zijn tegen stormbelastingen met een overschrijdingsfrequentie van 1/4000 x per jaar. De Roompotsluis is onderdeel van de primaire kering; de havendammen hebben hierbij een ondersteunende (beschermende) functie.

Het is gebruikelijk om havendammen te dimensioneren op belastingen met een kans van overschrijding van eens in 200 jaar gebaseerd op gevolgschade. De dichte bekleding van de havendammen werd gedimensioneerd op een overdrukbelasting met een kleinere kans van voorkomen (doc. 11).

Binnen de probabilistische ontwerpbenadering van de stormvloedkering, met als ongewenste gebeurtenis de overstroming van Zeeland, werd de faalkans van complex Noordland voldoende klein geacht (doc. 13). Factoren die daartoe bijdragen zijn:

De bekleding van de havendammen zal als gevolg van overdrukken pas bezwijken na afloop van de stormvloed, waardoor de stormschade beperkt zal blijven.

Nadat eventueel de havendam is bezwiken zal de havenkom gevuld worden met zand afkomstig van de dammen, waardoor de golfreductie gehandhaafd blijft. De gereduceerde golfbelasting zal door de verdediging van complex Noordland kunnen worden weerstaan (doc. 14).

3.1.4. Ontwerp van de buitenhaven

Algemeen

Voor de buitenhaven werden zes varianten onderzocht aan de hand van criteria zoals overzichtelijkheid, manoeuvreerbaarheid, bevaarbaarheid, veiligheid, rustige ligging (golfdoordringing), aanlegkosten en te verwachten onderhoud. In de loop van het onderzoek werd dit aantal teruggebracht tot drie varianten.

Deze werden nader uitgewerkt. Daarbij heeft overleg plaatsgevonden met:

- Gebruikers - Nautisch bedrijf
- Werkvaart - Aannemer
- Recreatievaart - ANWB, KNWV
- Beheerder - RWS Directie Zeeland
- Specialisten - RWS Dienst Verkeerskunde
hoofdafdeling Scheepvaart
- Onderzoek Instituten - NSP, TNO-IZF en WL.

In het kader van dit onderzoek werden golfdoordringingsberekeningen uitgevoerd voor meerdere varianten (doc. 15).

Uiteindelijk is gekozen voor de variant met de monding gericht op het zuid-westen, aansluitend op de vaargeul Roompot (doc. 16).

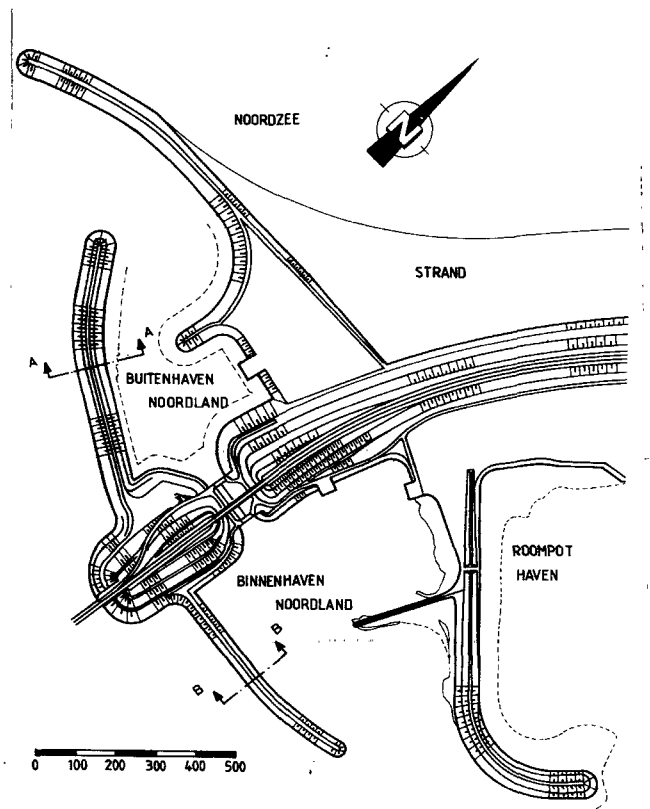
De gekozen variant werd nader onderzocht in een hydraulisch schaalmodel in het Waterloopkundig Laboratorium in Delft in het kader van een afstudeerproject (doc. 17).

Tevens werd ten behoeve van de uitvoering van de havendammen bouwfase-onderzoek verricht in het hydraulisch model M 1000 in het Waterloopkundig Laboratorium in de Voorst. Hierbij werd voor de gekozen variant de meest gewenste bouwvolgorde zodanig bepaald dat de optredende stroomsnelheden en dus ook het te verwachten zandverlies zoveel mogelijk beperkt werden.

Het ontwerp van de buitenhaven werd uiteindelijk getoetst aan de ervaringen welke met het navigeren van gesleepte steenpontons werden opgedaan tijdens het steentransport uit Finland in 1980/1981.

Beschrijving van het ontwerp

De geometrie van de buitenhaven is gegeven in figuur 2. De havendammen werden zodanig gesitueerd dat geen golven rechtstreeks in de achterhaven konden doordringen.



Figuur 2. Geometrie van de havens Noordland.

De voorhaven is vrij van stroming. Bij zuid-westelijke wind is de reductie in golfhoogte gering.

De reductie neemt toe naarmate de windrichting van deze richting afwijkt.

De bodemligging van de voorhaven is gebaseerd op beladen steenpontons en zeeslepers en werd vastgesteld op N.A.P.- 10 m*. De voorhaven is voldoende groot voor het voor anker gaan van twee steenpontons buiten de vereiste vaargeul. De steenpontons werden niet gevoelig geacht voor de golfhoogte die daar kan optreden. De vaargeulbreedte zou 96 m op N.A.P.- 10 m bedragen.

De achterhaven is voldoende groot voor het plaatsen van een ro-ro-steiger en het naast elkaar afmeren van een steenpontoon, een duwbak, een kraanbak en een steenstorter. De bodem van de achterhaven werd geprojecteerd op N.A.P.- 9,5 m*. De geleidewerken en wachtplaatsen voor de sluis zijn beschreven in de betreffende ontwerpnota (doc. 1), en in Deelnota 3.5 (Roompotsluis).

* In de overeenkomst nummer DED-1750/51 werd de buitenhaven voorlopig op een diepte van N.A.P.- 7,5 m gebracht. Deze diepte werd in een later stadium als de definitieve vastgesteld.

Orrust in achterhaven

Het golfbeeld in de achterhaven is bestudeerd met behulp van golfdoordringingsberekeningen met een diffractiecomputerprogramma (doc. 12 en 15).

Tevens zijn de golven berekend welke zullen ontstaan door golfoverslag over de havendam. Daarbij is uitgegaan van het evenwichtsprofiel van het strand van Damvak Geul en is rekening gehouden met buistoten en bui-oscillaties (doc. 7). Met de vergroting van het haventerrein zijn de golfhoogten door overslag verwaarloosbaar geworden voor overschrijdingskansen tot 0,1 x per jaar (zie ook tabel 5).

Tabel 5. Golven in de achterhaven buitenhaven Noordland

Overschrijdingsfrequentie	T.g.v. golfoverslag H_s in cm	T.g.v. golfdoordringing H_s in cm
10 x/jaar	0	23
1 x/jaar	nihil	30
0,1 x/jaar	nihil	35

Havendammen

Er zijn twee damtypen beschouwd, te weten:

- geheel uit stortsteen bestaande dam;
- met asfaltmengsel beklede zanddam.

Op basis van kosten is gekozen voor een beklede zanddam (zie figuur 3).

Door de stafgroep STOVIL (landschapsinrichting) werd aanbevolen de havendammen, evenals alle constructies grenzend aan de stormvloedkering, zo laag mogelijk te houden (zie ook Deelnota 1.2., hoofdstuk 8).

Voor het ontwerp van het dwarsprofiel werden de eisen gesteld:

- de dam dient bescherming tegen golfaanval te bieden waarbij overslag is toegestaan, mits met een geringe kans van voorkomen;
- de taluds dienen zodanig gekozen te worden dat minimale golfreflectie in het bekken zal optreden.

De kruinhoogten van de havendammen werden bepaald op basis van de toelaatbare golfhoogte ter plaatse van de ligplaatsen.

Voor de buitenhaven en voor de binnenhaven werden de volgende kruinhoogten vastgesteld: (zie doc. 19 en 20).

- noord-westelijke havendam N.A.P. + 5 m;
- zuid-westelijke havendam N.A.P. + 6 m;
- zuid-oostelijke havendam N.A.P. + 4 m.

De gewenste geringe reflectie leidde tot binnentaluds beneden N.A.P. van 1:4. Boven N.A.P. is de noordelijke dam aan de binnenzijde voorzien van een talud van 1:6.

De overige taluds zijn 1:4 en 1:3. De dikte van de asfaltbekleding die blootgesteld is aan hoge golven, bedraagt 0,75 m op N.A.P. Binnen de bescherming van de havenkom is 0,35 m asfaltbeton aangebracht op een goed drainerende laag van fosforslakken. De asfaltdikten zijn getoetst aan berekeningen naar overdrukken met behulp van elektrische analogonmetingen (doc. 21).

In de kruin van de noord-westelijke havendam zijn ontluchtingsgaten gespaard in het asfaltbeton en opgevuld met 0,10 m zandasfalt en 0,10 m open steenasfalt. Voor de constructiedetails, die grotendeels zijn gebaseerd op ervaring met soortgelijke constructies, wordt verwezen naar de bestektekeningen van de deelovereenkomsten DED-1750/11 en DED-1750/71.

De noord-westelijke havendam wordt deels beschermd door een opgespoten strand, waardoor de golfaanval gereduceerd wordt. Om deze reden werd over een deel van het buitentalud de bescherming aan de teen van de dam beperkt tot een asfaltslab breed 5 m op N.A.P. + 2 m.

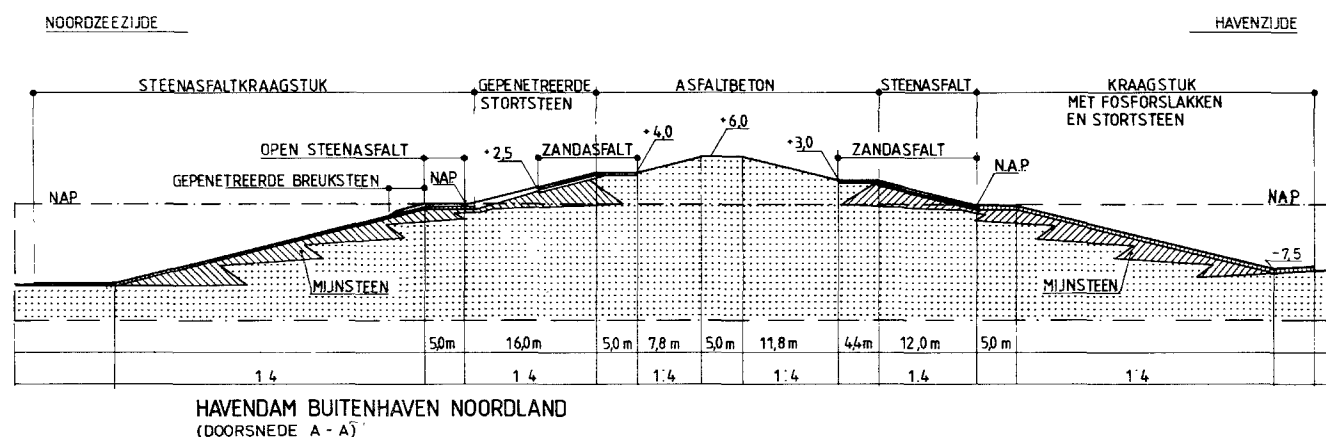
Aangezien de sterkte van dit deel van de dam afhangt van het evenwichtsprofiel van het strand zal bewaking hiervan in de toekomst nodig blijven.

Stortebed en taludbescherming

De invloed van de havendammen van de buitenhaven op de golfbelasting, ook wanneer tijdens een storm deze havendammen zouden zijn bezweken, is nagegaan in een studie (doc. 22).

Als resultaat wordt een golfhoogte gevonden in de achterhaven van $H_s = 2,5$ m met een overschrijdingsfrequentie van 1/4000 per jaar. Het ontworpen stortebed en de taludbekleding van het sluiscomplex zijn bestand tegen deze belasting (doc. 14).

De constructie van het stortebed en de taludbekleding gebaseerd op de in bedrijf zijnde sluis inclusief belastingen door stroom, golven en schroefstraal erosie is gegeven in doc. 23 en 24.



Figuur 3. Havendam binnenhaven Noordland.

3.2. Binnenhaven

3.2.1. Gebruikseisen

De binnenhaven Noordland maakt samen met de havens Roompot en Sophia deel uit van de werkhavens ten behoeve van de werkzaamheden in de stroomgeul Roompot ten oosten van de kering. Dit is van belang na sluiting van de stroomgeul in 1983.

De binnenhaven is sinds de aanleg in 1971 voorzien van twee vaste loswallen en een drijvende steiger voor vletten. De haven wordt ook gebruikt voor steenopslag in een nat depôt.

Voor de uitvoering van de werken aan de kering diende rekening te worden gehouden met:

- aanvoer en overslag van materialen met binnenschepen aan de loswallen;
- aanvoer, overslag en opslag van steen in droge depots (hiervoor was een terrein van 3 ha nodig);
- laden en/of overslag op steenstorters voor verwerking in de Roompot, zowel aan de westzijde van de kering (via de sluis) als aan de oostzijde;
- passage van werk- en andere scheepvaart (zie ook hoofdstuk 3.1.1.);
- beperkte aanleg- en afmeergelegenheid voor werkvaart.

Na gereedkomen van de kering zullen onderhoudswerken worden uitgevoerd, waarvoor aanvoer, op- en overslag van materialen nodig is. Tevens zal de haven gebruikt worden als toegang tot de sluis door handelsvaart, visserij en recreatievaartuigen. Ook zal er een reddingboot worden gestationeerd.

3.2.2. Randvoorwaarden

Door de ligging aan de oostzijde van de kering waren de golfhoogten aanmerkelijk kleiner dan bij de buitenhaven, terwijl bij extreme waterstanden de kering zou worden gesloten. Tijdens de bouwperiode van de kering diende gerekend te worden op enige golfoverslag over de zuidelijke havendam.

De afgeleide waterstanden voor de binnenhaven na gereedkomen van de kering, werden ontleend aan de getijgegevens van Vlietepolder (Noord- Beveland) en zijn weergegeven in tabel 6.

Tabel 6. Waterstanden en golfhoogten.

Overschrijdings- frequentie per jaar	Binnenhaven	
	waterstand in m + N.A.P.	golfhoogte H_s in cm*
20 x	+ 1,60	60
5 x	+ 1,90	80
1 x	+ 2,20	90
0,1 x	n.v.t.**(2,80)	110
0,01 x	n.v.t.**(3,40)	20

* De golfhoogten zijn bepaald bij de meest ongunstige windrichting.

** Bij extreme waterstanden wordt de kering gesloten. De getallen tussen haakjes geven de waterstanden zonder sluiten van de kering.

3.2.3. Ontwerpcriteria

Voor wat betreft de in- en uitvaart en de manoeuvreerbaarheid binnen de haven golden dezelfde criteria als voor de buitenhaven (zie hoofdstuk 3.1.3.). Golfrandvoorwaarden vormden de basis voor het ontwerp ten aanzien van het gebruik van de haven. Ook de sterkte van de constructies werd hieraan gerelateerd.

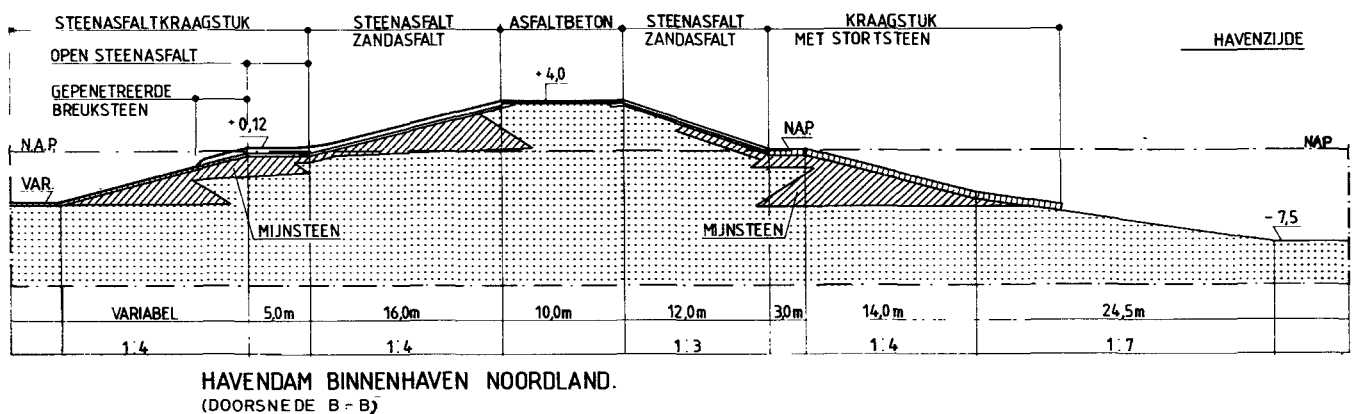
3.2.4. Ontwerp van de binnenhaven

Het ontwerp van de binnenhaven Noordland betrof in feite een uitbreiding en aanpassing van de werkhaven, die werd aangelegd ten behoeve van de bouw van de dichte Oosterschelddedam.

Deze haven moest twee vaste loswallen en een drijvende steiger bevatten. De haven moest ook worden gebruikt voor steenopslag in natte depôts. Voor de toekomst werd ook ruimte gereserveerd voor de opslag van de reserve-deur van de sluis (doc. 25).

De vormgeving van de binnenhaven lag binnen zekere grenzen vast. Aan de noordzijde werd het bekken begrensd door de havendam van de haven Roompot, terwijl de begrenzing aan de westzijde werd gevormd door de sluis en het aansluitende damvak.

Een haventoeegang aan de oostzijde lag voor de hand, gezien de aanwezigheid van de stormvloedkering en de aansluitmogelijkheid op de vaargeul naar haven Roompot. Aan de zuidzijde werd gekozen voor een havendam welke aansluit op het zuidelijke talud van het werkeiland Noordland evenwijdig aan de stroomgeul Roompot. Voor doorsnede van deze havendam, zie figuur 4. Op deze wijze werd een haven verkregen met het vereiste natte oppervlak van 15 ha en tegen de laagste uitvoeringskosten (figuur 2.).



Figuur 4. Havendam binnenhaven Noordland.

Bij de vormgeving van de haven speelden voorts aspecten als stroomsnelheden nabij de stormvloedkering, bereikbaarheid van de haven en golfdoordringing een rol. De bodemligging van de haven

was gepland op N.A.P.- 6 m en van de vaargeul naar Roompotsluis op N.A.P.- 7,5 m. Er werd vanuit gegaan dat diep stekend materieel een onderkomen zou kunnen vinden in de Roompothaven.

4. Havens Neeltje Jans

4.1. Buitenhaven

Door het besluit tot de bouw van de stormvloedkering moest voor de stroomgeulen Hammen en Schaar van Roggenplaat een werkhaven worden ingericht aan de zeezijde van de kering. Vanwege de ligging aan voldoende diep water viel de keuze op Neeltje-Jans, waarna in 1978 de buitenhaven werd aangelegd.

De aan te leggen hulpbrug voor aan- en afvoer van materialen en voor personenvervoer tussen Schouwen en Neeltje-Jans mocht in geen geval de werkvaart tussen de haven en de kering in de noordelijke stroomgeulen belemmeren. Met een tracé ten westen van de haven, kon de hulpbrug aansluiten op de westelijke havendam.

Via een binnenberm op N.A.P. + 7,00 m, aansluitend aan de oprit voor de hulpbrug, kon het verkeer het werkeiland bereiken.

4.1.1. Gebruikseisen

De buitenhaven moest dienen voor op- en overslag van materialen, in en uit zowel droge als natte depots. Het ging daarbij vooral om stortmaterialen voor de drempel en de bodembescherming, te verwerken aan de zeezijde van de te bouwen kering. Nadat de kering zover gevorderd was dat passage met werkschepen niet meer mogelijk was, vormde de buitenhaven de enige vanuit zee te bereiken scheepvaartfaciliteit in de noordelijke sluitgaten.

Een rustige ligging van de schepen in de haven moest dan ook gegarandeerd zijn. Golfoverslag over de havendammen en golfdoordringing in de haven dienden zoveel mogelijk beperkt te blijven. Voorts diende de haven een loswal en een steiger te bevatten.

De havendiepte werd bepaald op N.A.P. - 8,00 m, rekening houdend met de diepgang van de te verwachten schepen en een extra verdieping ter beperking van onderhoudsbaggerwerk als gevolg van aanzanding.

4.1.2. Randvoorwaarden en uitgangspunten

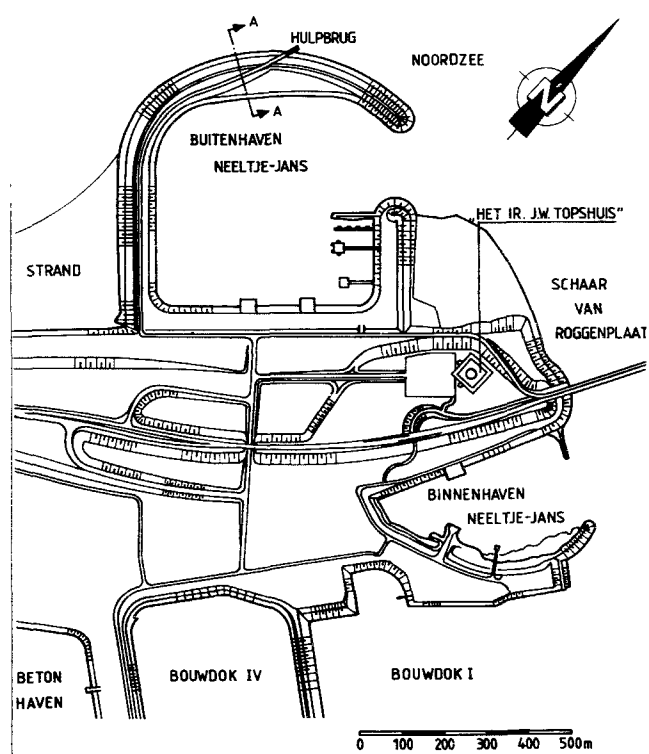
De stabiliteit van de havendam diende gegarandeerd te zijn bij golven, behorende bij een waterstand met een overschrijdingsfrequentie van 1/100 per jaar. Een optredende schade van 15% was hierbij toegestaan. De kruinhoogte moest worden afgestemd op de golfoploop die door 2% van het aantal golven wordt overschreden.

De haveningang moest de golfloop zoveel mogelijk beperken (de maatgevende windrichting ligt hier tussen noord en west) en de kortst mogelijke aansluiting geven naar diep water (de stroomgeul Schaar van Roggenplaat).

In de zuid-westelijke havendam diende een betonblokkendam van 400 m lengte te worden opgenomen. Deze dam was als proef gebouwd voor een eventuele afsluiting van de stroomgeulen door middel van het storten van 1 m³ betonblokken met behulp van helicopters. De havendam moest toegankelijk zijn voor het verkeer van en naar de hulpbrug.

4.1.3. Ontwerp

Uitgaande van de benodigde 21 ha wateroppervlakte, bepaald door de opslag van materialen en de scheepsbewegingen in de haven en van 5 ha benodigd haventerrein werd in het model M 1000 van het Waterloopkundig Laboratorium de vormgeving gevonden zoals weergegeven in figuur 5.

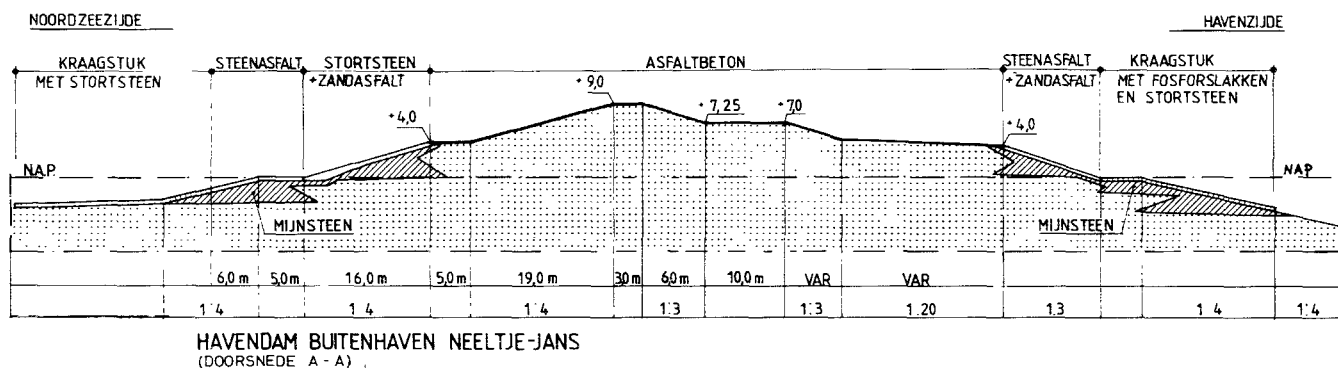


Figuur 5. Geometrie van de havens Neeltje Jans.

In dit model werden de stromingscondities ter plaatse mede bepaald door de stroomgeleidingsdam aan de kop van Neeltje Jans.

Het dwarsprofiel van de westelijke havendam (figuur 6.) bestaat hoofdzakelijk uit een beklede zandkern, opgebouwd tussen mijnsteenakaden, tot een hoogte van N.A.P. + 7 m, waarboven tot N.A.P. + 9 m een tuimelkade is aangebracht als bescherming tegen stuifwater.

Vanaf de 5 m brede berm op N.A.P. - 1,50 m is het buitentalud onder 1:4 bekleed met steenastfalt op polypropeenfilterweefsel. Beneden N.A.P. - 1,50 m zijn rijshoutkraagstukken van 30 m breed, voorzien van een zool van polypropeenfilterweefsel en bestort met 200 kg/m² breuksteen 10/60 kg en 600 kg/m² breuksteen 60/300 kg, aangebracht.



Figuur 6. Havendam buitenhaven Neeltje Jans.

Vanaf N.A.P. tot N.A.P. + 4 m bestaat de bekleding uit gepentreeerde breuksteen 10/60 kg op 0,2 m zandasfalt. De overige bekleding bestaat uit 0,2 m asfaltbeton.

Het talud aan de havenzijde is vanaf de 5 m brede berm op N.A.P. onder 1:3 voorzien van kraagstukken, breed 30 m, met een bestorting van 100 kg/m² fosforslakken en 300 kg/m² breuksteen 10/60 kg. Vanaf een houten teenschot op N.A.P. is het talud tot N.A.P. + 4 m bekleed met 0,2 m steenasfalt op 0,15 m zandasfalt. Boven N.A.P. + 4 m is 0,2 m asfaltbeton aangebracht. Ten behoeve van het wegverkeer naar de hulpbrug is de berm op N.A.P. + 7 m aan de havenzijde bovendien voorzien van een laag grindasfaltbeton, dik 8 cm.

4.2. Binnenhaven

4.2.1. Gebruikseisen

De binnenhaven is ontworpen als op- en overslaghaven voor steenachtige materialen. Voor personenvervoer van en naar de vaste wal moest een aanleginrichting voor vlietten aanwezig zijn. Bij slecht weer moest de haven tevens dienst doen als vluchthaven.

Voor scheepvaart en natte depotvorming was een natte oppervlakte van 5 ha nodig, met een bodemdpte op N.A.P. - 6,0 m.

De ligging aan de oostzijde van het werkeiland en de haveningang gericht op het noord-oosten, moesten een rustige ligplaats voor de schepen garanderen.

4.2.2. Vormgeving en inrichting

Aansluitend aan de stroomgeleidedam voor de kop van Neeltje Jans en rekening houdend met de benodigde oppervlakte werd een vorm gekozen als aangegeven in figuur 5.

De havendam werd opgebouwd met breuksteen 10/300 kg met taluds van 1:1,5 tot een hoogte van N.A.P. + 2 m op een bodembescherming van zinkstukken in breedte variërend van 35 tot 75 m. De glooiing aan de zijde van Neeltje Jans kreeg tot N.A.P. een talud onderwater van 1:4, aansluitend aan een 5 m brede berm op N.A.P. Vanaf het teenschot op N.A.P. tot N.A.P. + 4 m werden koperslaktegels toegepast.

Twee loswallen, samengesteld uit betonnen opzetstukken en een steiger, opgelegd op een ponton, completeerden de haveninrichting.

5. Haven Roggenplaat

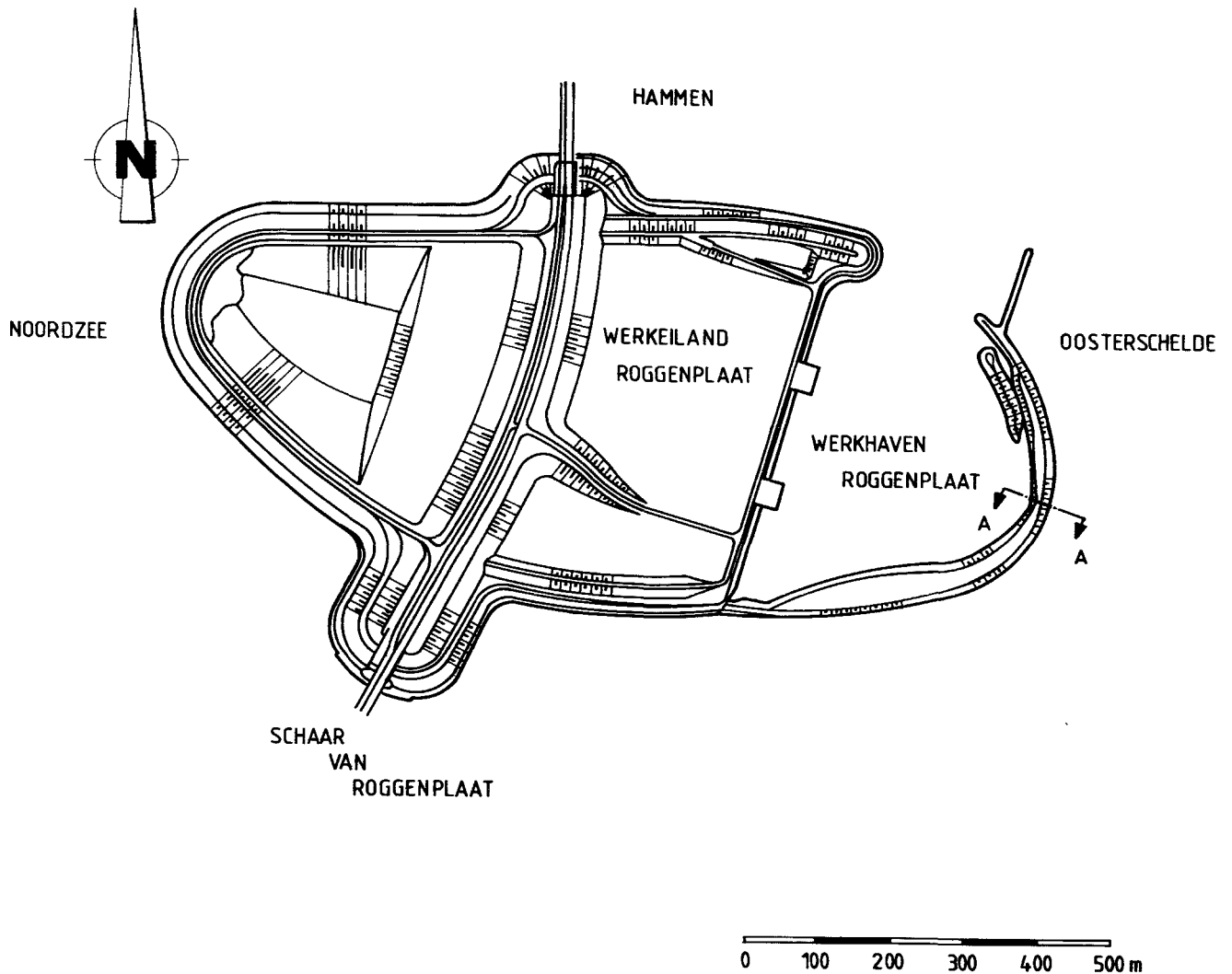
5.1. Gebruikseisen en -doel

Het werkeiland Roggenplaat (figuur 7.) zou als bruggehoofd dienen bij de sluiting van de stroomgeulen Hammen en Schaar van Roggenplaat met behulp van kabelbanen en betonblokken. Aanvoer en opslag van betonblokken diende via een aan te leggen werkhaven plaats te vinden. Bij de verdere afbouw van de afsluitdam konden eveneens andere materialen worden op- en overgeslagen. De haveningang ligt op korte afstand van de stormvloedkering. De ter plaatse optredende stroomsnelheden zijn regelmatig te hoog voor recreatievaartuigen.

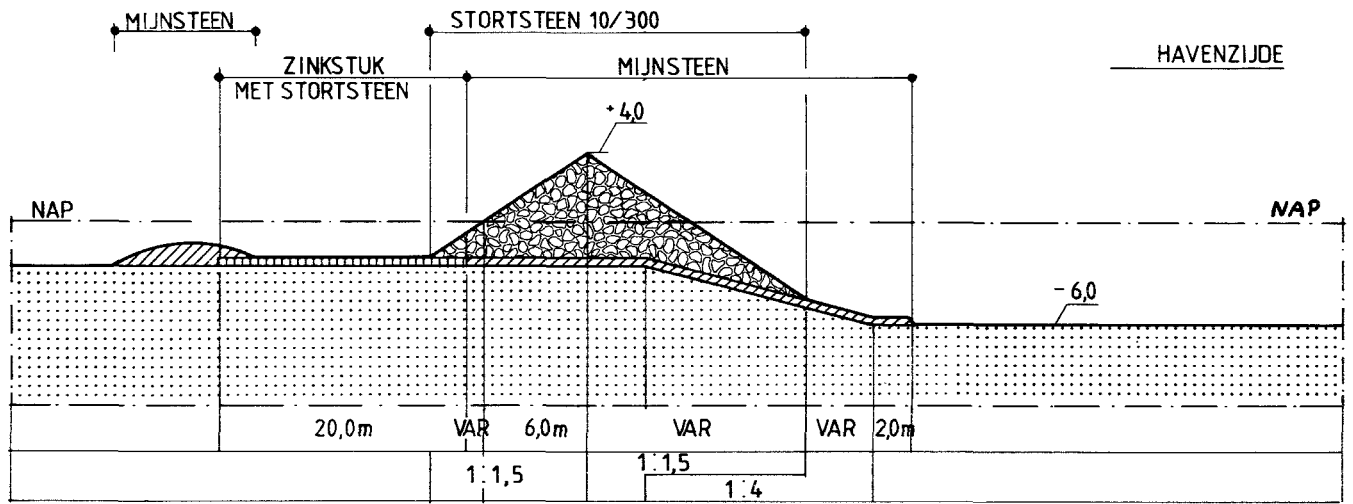
Het gebruik is dan ook beperkt tot de werkvaart en zal na gereedkomen van de kering alleen voor onderhoudswerken toegankelijk zijn.

5.2. Vormgeving en inrichting

De vormgeving en inrichting van de haven is vrijwel identiek aan de binnenhaven van Neeltje-Jans, zoals beschreven in hoofdstuk 4.2.2. Het benodigde natte oppervlak bedraagt hier 12 ha. Figuur 8 toont een doorsnede over de havendam.



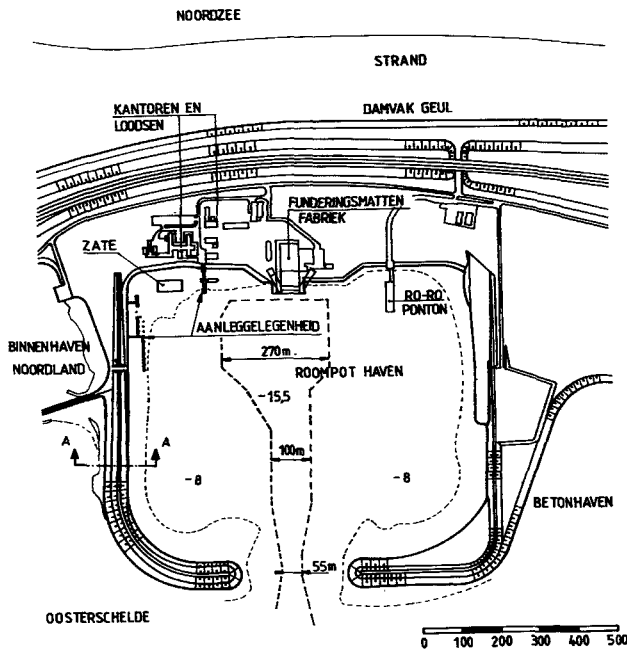
Figuur 7. Geometrie haven Roggenplaat.



HAVENDAM WERKHAVEN ROGGENPLAAT
(DOORSNEDE A - A)

Figuur 8. Havendam werkhaven Roggenplaat.

6. Roompothaven



Figuur 9. Geometrie Roompothaven.

Bij het begin van de studie naar een afsluitbare kering was de aandacht geconcentreerd op doorlaatcaissons voorzien van beweegbare afsluitingsmiddelen. Vooruitlopend op een definitieve keuze hiervan werd een aanvang gemaakt met de aanleg van twee bouwputten voor de fabricage van de caissons, om de bouwtijd van de kering niet onnodig te verlengen.

Na wijziging van het ontwerp van caissons op staal via caissons op putten en pijlers op putten naar de monolietpijlers, waaruit de kering

thans is opgebouwd, werd besloten de bouw van alle pijlers onder te brengen in bouwput Schaar.

De voordelen van concentratie van de bouw en de bemaling van één bouwput in plaats van twee wogen ruim op tegen de grotere transportkosten van de pijlers vanuit dit bouwput naar stroomgeul Roompot. Bouwput Roompot, waarvan de ringdijk nog niet was gesloten in afwachting van een definitieve beslissing omtrent de caissons, werd als zodanig overbodig en kon een andere bestemming krijgen.

De situering achter Damvak Geul en de natte oppervlakte van 60 ha boden veel mogelijkheden voor activiteiten die ruimte en soms ook veel diepte eisten (figuur 9).

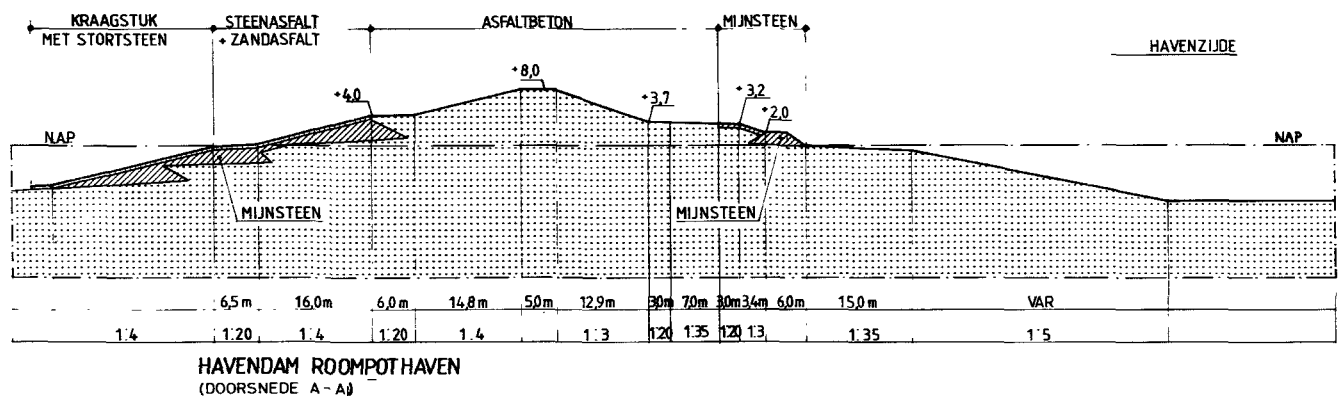
Op het aangrenzende terrein, met ruimte voor opslag van zand, grind en kunststofweefsels, werd de funderingsmattenfabriek gebouwd. De bijbehorende drijvende transportrollen (2 stuks) vereisten een toegangsheuvel, vaargeul en parkeerruimte met een diepte van N.A.P.- 15 m. De overslag van breuksteen uit Finland en Duitsland vond plaats via een ro-ro-steiger, grenzend aan de voor steenopslag gereserveerde terreinen op Damvak Geul.

Voor de binnenvaart (de werkschepen, vletten, meetvaartuigen enz.) werd een vaste aanleginrichting gemaakt; voor personenvervoer en ankerbehandeling werd een drijvende aanleginrichting gekozen.

Groot drijvend werkmaterieel kon, naast het gebruik als vluchthaven, in de Roompothaven terecht voor reparatie. De daarvoor benodigde werkplaatsen bevonden zich op het aanliggende terrein. Tevens was een zate aanwezig voor scheepsonderhoudswerkzaamheden.

De Roompothaven bood tevens de ruimte voor het vormen van natte depots voor breuksteen.

Figuur 10 laat een doorsnede over de zuid-westelijke havendam zien. Deze was nog gedimensioneerd als waterkering voor de te maken bouwput en had dus als havendam eigenlijk een te zware constructie.



Figuur 10. Havendam Roompothaven.

7. Documentatielijst

1. Notitie „Ontwerpnota van remmingwerken van de Roompotsluis”	11 NOLA-N-81017
2. Notitie „Golfrandvoorwaarden t.b.v. ontwerp buiten- en binnenhaven sluis Noordland”	DDWT-80.406
3. Notitie „Overschrijdingsspectra in de mond van de Oosterschelde”	DDWT-80.367
4. Nota „Windgegevens lichtschip Goeree, periode 1951-1969”	DDWT-77.261
5. Notitie „Strandsuppletie Damvak Geul”	DDWT-80.312
6. Notitie „Kustboog van buitenhaven Noordland”	DDWT-79.301 en 79.310
7. Grondmechanisch rapport betreffende de aanleg van binnen- en buitenhaven „Noordland” Laboratorium voor Grondmechanica. d.d. april 1979”	CO 406294/25
8. „Geologisch onderzoek binnen- en buitenhaven Noordland” Rijksgeologische Dienst, d.d. 23 oktober 1978”	10279
9. „Advies omtrent te verwachten zettingen van de havendammen Noordland als functie van de tijd” Laboratorium voor Grondmechanica, d.d. 21 april 1978”	CO 406283/9
10. Notitie „Onrust buitenhaven Noordland t.g.v. golfoverslag”	DDWT-79.316
11. Notitie „Beschouwing van overdrukken achter waterdichte bekledingen”	14 HAVE-M-82004
12. Notitie „Eisen fosforslakken en gesorteerde mijnsteen t.b.v. complex Noordland”	14 HAVE-M-82007
13. Notitie „Faalkansanalyse van complex Noordland”	14 HAVE-M-82005
14. Notitie „Vormgeving stortebed en dimensionering taludbed	DDWT-81.428
15. Notitie „Toelichting golfdoordringingsberekeningen buitenhaven Noordland”	DDWT-79.236
16. Notitie „Keuze lay-out buitenhaven Noordland”	1PROBU-M-79005
17. Afstudeerverslag T.H.-Delft „Ontwerp buitenhaven Noordland” oktober 1979	
18. Notitie „Golfdoordringingsberekening van de buitenhaven Noordland met verkleinde achterhaven”	14 HAVE-M-82003
19. Notitie „Buitenhaven Noordland. Berekening kruinhoogte havendammen bij gegeven golftransmissie”	DDWT-81.397
20. Notitie „Kruinhoogtebepaling binnenhavendam Noordland”	DDWT-78.343
21. Notitie „Havendammen Noordland-overdrukbepaling d.m.v. elektrische analogonmetingen”	DDWT-80.236
22. Notitie „Invloed sterkte N.W.-havendam Noordland op ontwerp stortebed Roompotsluis”	DDWT-81.355

- | | |
|---|-----------------|
| 23. Nota „Kolkomzetting en stortebedconstructies van de Roompotsluis” | DDWT-80.019 |
| 24. Notitie „Schroefstraalerosie en taludbekleding in havens Noordland” | 14 HAVE-M-82002 |
| 25. Notitie „Ontwerp deurbergplaats van de Roompotsluis” 14 december 1981 | 11 NOLA-M-81011 |

deelnota 3: Waterkeringen

Inhoud

1.	Inleiding	42
2.	Het ontwerp van het oorspronkelijke dwarsprofiel	43
2.1.	Algemene karakteristiek	
2.2.	De kruinhoogte	
3.	De huidige vorm van de hoofdwaterkering	44
4.	Ontwerp-overwegingen bij bijzondere punten in de vaste hoofdwaterkering	45
4.1.	Roompotsluis	
4.2.	De coupure in Damvak Geul (voetgangerstunnel)	
4.2.1.	Situatie en uitgangspunten	
4.2.2.	Profiel tijdens storm	
4.2.3.	Kruinhoogteberekening	
4.2.4.	Voorbeeld van een golfploopberekening ter plaatse van coupure Damvak Geul	
4.3.	De coupure bij de Buitenhaven Neeltje Jans	
4.3.1.	Situatie en uitgangspunten	
4.3.2.	De golfcondities in de Buitennaven	
4.3.3.	Berekening van de golfploop en kerende hoogte	
4.4.	Waterkering Roggenplaat	
4.4.1.	Situatie en uitgangspunten	
4.4.2.	Nadere analyse van de westelijke ringdijk	
4.4.3.	De talusbekledingen van de hoofdwaterkering	
5.	Documentatielijst	51
6.	Literatuurlijst	52

1. Inleiding

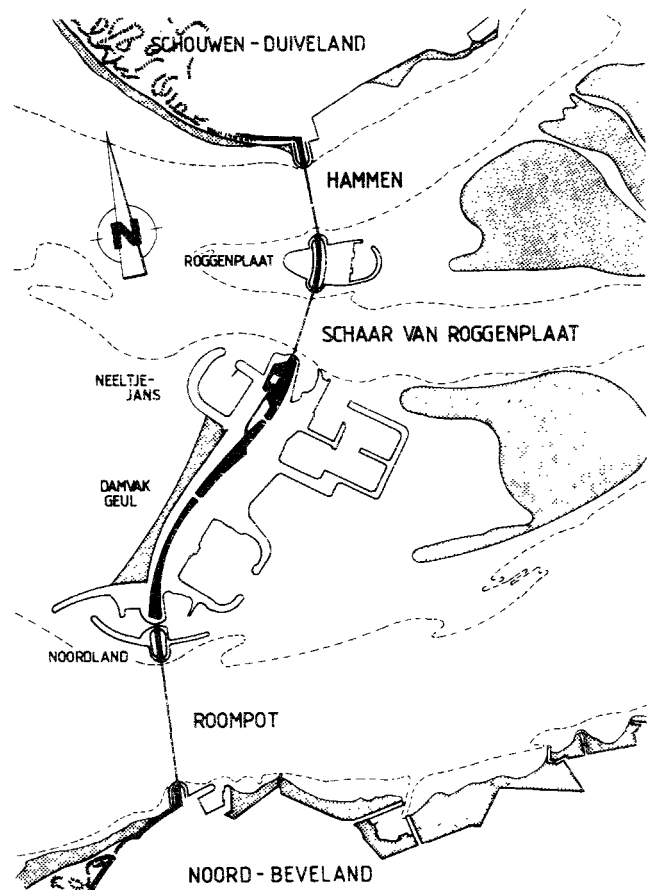
Door de beweegbare kering te projecteren in het tracé van de oorspronkelijk geplande afsluitdam (behoudens een verschuiving van 75 m in oostelijke richting) konden de reeds aangelegde werkeilanden en het Damvak Geul worden opgenomen in het geheel van de Oosterschelde-afsluiting volgens het nieuwe concept. Hierdoor bleek tevens de waterkerende functie van deze grondwerken in hoofdzaak behouden (figuur 1.).

Het nieuwe concept van de Stormvloedkering met de bijkomende werken heeft echter op de detaillering van de waterkering op de voormalige werkeilanden nogal wat invloed gehad. Voor deze detaillering waren de volgende elementen in het nieuwe concept belangrijk

- De aanleg van een doorgaande autoweg over de hele kering op een niveau van in hoofdzaak N.A.P. + 12m.
- De bouw van een schutsluis (de Roompotsluis) ter plaatse van het voormalige werkeiland Noordland
- De aanleg van een plateau op N.A.P. + 12m op het voormalige werkeiland Neeltje Jans voor de bouw van het ir. J.W. Tops-huis
- De aanleg van een vrij uitgebreid net van ontsluitingswegen op het hele eilandcomplex Neeltje Jans (Noordland + Damvak Geul + Neeltje Jans) met een aantal dwarsverbindingen door de hoofdwaterkering
- De aanleg van de Buitenhaven Neeltje Jans
- De aanleg van een strand met kunstmatige duinvorming van overtollig zand langs het voormalige Damvak Geul

In deze deelnota wordt naast de overwegingen voor het ontwerp van het dwarsprofiel van de oorspronkelijke dam, vooral ingegaan op de detaillering van de waterkering op het eilandcomplex Neeltje Jans en op het eiland Roggenplaat.

Het ontwerp van de damaanzetten, die eveneens deel uitmaken van de vaste hoofdwaterkering wordt in deelnota 2.10. behandeld.



Figuur 1 Waterkerende functie werkeilanden.

2. Het ontwerp van het oorspronkelijke dwarsprofiel

2.1. Algemene karakteristiek

Een uitgebreide verhandeling over het ontwerp van het dwarsprofiel van de Oosterscheldedam werd vastgelegd in de nota „Ontwerp Dwarsprofiel Oosterscheldedam” (doc. 1). De voornaamste kenmerken hierin zijn:

- het ontwerppeil, voor de gehele damlengte aangehouden op N.A.P. + 5,45m, overeenkomstig het rapport van de Deltacommissie (lit. 1, deel 1, par. 34);
 - de golfhoogte, gebaseerd op een golfhoogte van ca. 7m bij n.w.- storm ter plaatse van het lichtschip Goeree. Door platen en banken in de voordelta zal de golfhoogte afnemen zodat gerekend wordt met een golfhoogte van 5m aan de teen van de dam (dezelfde benadering als bij het ontwerp van de Brouwersdam);
 - relatieve bodemdaling: (de som van de zeespiegelrijzing en daling van het land volgens het rapport van de Deltacommissie 0,2m per 100 jaar (lit. 1, deel 6, pag. 60);
 - buistoten en bui-oscillaties, die de maatgevende waterstand verhogen met een waarde van 0,2m (lit. 1, deel 4, pag. 128);
 - kruindaling door zetting van het zandlichaam en inklinking van de ondergrond. Gerekend is met 0,5m (lit. 1, deel 1, pag. 89);
 - toepassing van een buitenberm op een hoogte van tenminste het ontwerppeil.
- De golfoploop wordt hierdoor beperkt en de berm kan een recreatieve functie krijgen (lit. 1, deel 1, pag. 90). Rekening houdend met zettingen van het damlichaam, met buistoten en met relatieve bodemdaling wordt de berm ca. 0,9m, (afgerond 1m), boven het ontwerppeil aangelegd (N.A.P. + 6,5m);
- hellingen, bekledingen en indeling van het dwarsprofiel zijn grotendeels ontleend aan het ontwerp van de Brouwersdam (doc. 2);

- op de binnenberm is ruimte gecreëerd voor de aanleg van een autosnelweg en een werkweg.

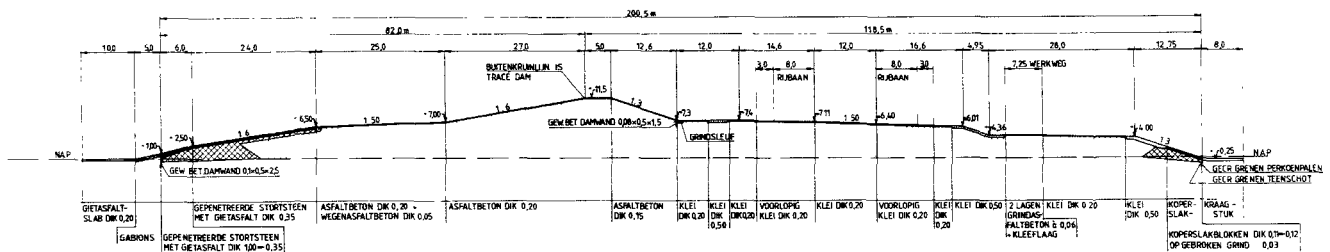
Het ontwerp dwarsprofiel is weergegeven in figuur 2.

2.2. De kruinhoogte

Aan de hand van bovenstaande gegevens werd de kruinhoogte als volgt bepaald:

- ontwerppeil N.A.P. + 5,45m
- golfoploop, berekend met
 $z = 8H \operatorname{tg} \alpha$, waarin H = golfhoogte
en $\operatorname{tg} \alpha$ = taludhelling
een oploophoeftoename door de berm van 25%, geeft
 $z = 0,75 \times 8 \times 5 \times 1/6 = 5,00m$
0,20m
- + ———
- minimum waakhogte: 5,20m
- De kruinhoogte wordt dan: + $\frac{5,20m}{N.A.P. + 10,65m}$
- relatieve bodemdaling 0,20m
- kruindaling 0,50m
- + $\frac{0,50m}{N.A.P. + 11,30m}$
- Minimum aanleghogte

De golfoploop was niet nauwkeurig te schatten. Door veranderingen van de onderwaterdelta in de toekomst (aanzanding) kan de golfhoogte afnemen waardoor een grotere veiligheid wordt bereikt. Direct na de sluiting is een extra veiligheid aanwezig van 0,7m (door nog niet gerealiseerde relatieve bodemdaling en kruindaling). Ondanks de veiligheid werd de ontwerp kruinhoogte afgerond naar N.A.P. + 11,5m.



Figuur 2. Ontwerp dwarsprofiel.

3. De huidige vorm van de hoofdwaterkering

Door de reeds in de inleiding genoemde elementen uit het concept voor de Stormvloedkering is er eigenlijk geen sprake meer van een integraal ontwerp voor de vaste delen van de hoofdwaterkering. De vormgeving en kerende hoogte van de waterkerende grondlichamen is hoofdzakelijk bepaald uit andere functionele overwegingen (wegenontwerp, landschappelijke vormgeving) dan de waterkering. Het Deltacriterium met een maximaal toelaatbare golfoverslag van 2% heeft echter altijd als toetsingscriterium voor de waterkerende functie gegolden (met uitzondering van de Roompotsluis)

Tabel 1. Overzicht van de markante tracé-gedeelten met de kerende hoogte en de ontworpen bekleding van het buitenbeloop

locatie	waterkerende hoogte t.o.v. N.A.P.	bekleding buitenbeloop
damaanzet Schouwen	+ 12 m	waterbouwafsluit
stroomgeul Hammen	+ 7 m	breukstenen dam
	- 5,6 m	beton (bovenbalk)
	+ 6,8 m	breukstenen dam
damaanzet Roggenplaat	+ 12 m	waterbouwafsluit
Roggenplaat*) damaanzet Roggenplaat Zuid	+ 12 m	klei
	- 12 m	waterbouwafsluit
stroomgeul Schaar	+ 6,8 m	breukstenen dam
	- 5,8 m	beton (bovenbalk)
	- 6,8 m	breukstenen dam
damaanzet Neeltje Jans	+ 12 m	waterbouwafsluit
Neeltje Jans t.p.v. Ir. J.W. Topshuis	- 12 m	waterbouwafsluit
Neeltje Jans t.p.v. buitenhaven*)	+ 9 m	klei
Damvak Geul	+ 12 m	waterbouwafsluit
Damvak Geul t.p.v. coupure*)	+ 8 m	waterbouwafsluit
Noordland sluisplateau*) plaatselijk	+ 5,8 m	betonzuilen tot N.A.P. + 9,2m
	+ 6,6 m	
damaanzet Noordland aansluiting overbrugging	+ 21,5 m	klei 80cm vanaf N.A.P. + 12m
damaanzet Noordland aansluiting kering	+ 13,8 m	waterbouwafsluit
stroomgeul Roompot	+ 7 m	breukstenen dam
	+ 5,8 m	beton (bovenbalk)
	+ 7,4 m	breukstenen dam
damaanzet Noord-Beveland	- 12 m	waterbouwafsluit

*) zie hoofdstuk 4

In het bijzonder op het eilandcomplex Neeltje Jans heeft de hoofdwaterkering hierdoor zowel qua tracé als qua hoogte een vrij grillig verloop gekregen (zie tabel 1 en figuur 1.)

In hoofdzaak wordt de waterkering gevormd door de grondlichamen van de autoweg, die in het algemeen een kruinhoogte heeft van N.A.P. + 12m. Daarmee wordt dus de ontwerp-kruinhoogte voor de waterkering met 0,5m overschreden, hetgeen alleen maar extra zekerheid geeft.

Ter plaatse van de overbrugging van de Roompotsluis ontstaat een coupure met een kerende hoogte van N.A.P. + 5,8m, gevormd door de sluis en het sluisplateau. Wateroverslag is hier in principe aanvaardbaar omdat het overslaande water direct via de Binnenhaven Noordland kan worden afgevoerd naar de Oosterschelde. Verder is het depret een fractie van wat onder gelijke omstandigheden door de beweegbare kering wordt doorgeleten (zie verder par. 4.1.)

Op het Damvak Geul was reeds voor het besluit tot aanleg van de Stormvloedkering een stuk van de oorspronkelijke afsluitdam aangelegd. Dit is dan ook de enige plaats waar aan de zeezijde vanaf de buitenkruinlijn het oorspronkelijk ontworpen profiel met de bijbehorende taludverdediging nog aanwezig is. Naar het noorden toe verwijderd het wegtracé zich geleidelijk van het oorspronkelijke damtracé, waardoor de kruinbreedte eveneens geleidelijk toeneemt. Langs dit Damvak Geul is later met overtollig zand uit de bouwputten en havens een strand met duintjes opgespoten, dat een extra verdediging tegen golfploop vormt. Hierdoor was het toelaatbaar om halverwege dit damvak een coupure in de vorm van een tunneltje onder de weg door te maken met een kerende hoogte van N.A.P. + 8m (zie verder par. 4.2.).

Ter hoogte van de Buitenhaven Neeltje Jans was eveneens een dwarsverbinding over het eiland nodig. De gewenste coupure kon worden gerealiseerd door het tracé van de waterkering gezien vanuit het tracé van de autoweg naar het westen te verleggen en te laten aansluiten op de westzijde van het plateau, waarop het Ir. J.W. Topshuis is gesitueerd. Het laagste punt in dit tracé-deel ligt op N.A.P. + 9 m (zie verder par. 4.3.). Via het hiervoor genoemde plateau met een hoogte van N.A.P. + 12m sluit de waterkering dan weer aan op de damaanzet Neeltje-Jans.

De westelijke en noordelijke taluds van het plateau zijn met asfaltconstructies verdedigd. Op het eiland Roggenplaat wordt de hoofdwaterkering eveneens gevormd door het grondlichaam van de autoweg met een kerende hoogte van N.A.P. + 12m. Door de beschermende werking van de westelijke ringdijk van dit eiland kon op het buitentalud van dit grondlichaam worden volstaan met een zware kleibekleding als verdediging (zie par. 4.4.).

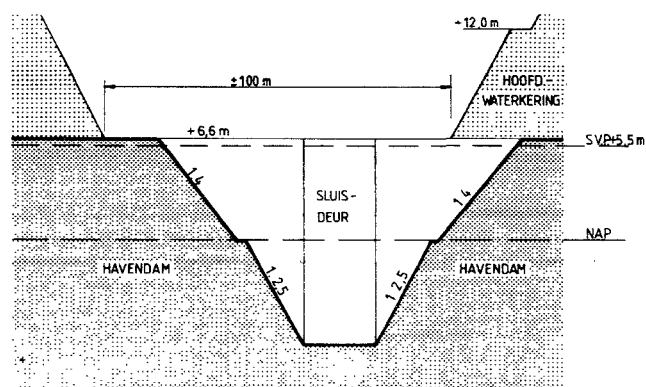
Een overzicht van de kerende hoogte op markante tracé-gedeelten voor de hele kering wordt gegeven in tabel 1.

4. Ontwerp-overwegingen bij bijzondere punten in de vaste hoofdwaterkering

4.1. Roompotsluis

De Roompotsluis met het aangrenzende sluisplateau heeft een kerende hoogte van N.A.P. + 5,8m, slechts 30 cm boven het ontwerp stormvloedpeil. De breedte van dit relatief lage sluisplateau is ± 100 m.

Aan de Noordzeezijde heeft het sluisencomplex een vleugelwand die zijdelings wordt begrensd door de aanzetten van de havendammen met taluds onder 1:4 boven N.A.P. In figuur 3 is een vooraanzicht van de sluis gegeven.



Figuur 3. Vooraanzicht van de roompotsluis.

Onder stormvloed-omstandigheden zullen de sluis en het sluisplateau dus zeker niet vrij zijn van wateroverslag, hetgeen echter aanvaardbaar is wanneer het sluisplateau en de onderkant van de taluds van de opritten voor de vaste brug over de sluis in voldoende mate tegen erosie door het overslaande water zijn beschermd. Hiervoor is de golfaanval in de buitenhaven maatgevend (zie ook doc. 5). De golfconditie in de buitenhaven wordt bepaald door de aanwezigheid van de havendammen. De havendammen zijn echter ontworpen op een frequentie van voorkomen van deze conditie van 1 maal per 200 jaar. Er wordt hier aangenomen dat bij de ontwerpcondities voor de kering de havendammen geheel verdwenen zijn.

De golfconditie in de buitenhaven zal dan vrijwel gelijk zijn aan de randvoorwaarde: $H_s = 4$ m met $T = 10$ sec. Rekening houdend met een reflectiecoëfficiënt van 0,7 (overeenkomstig het onderzoek naar de belasting op de schuiven) zal de golfconditie dan 1,7 maal groter zijn dan de randvoorwaarde ofwel $H_s = 6,8$ m met $T = 10$ sec. Bij deze golfconditie is er uiteraard erg veel overslag op het sluisplateau. Om een idee te krijgen kan het debiet voor een golf van 6,8m en een periode van 10 sec. worden afgeschat als de inhoud van de golf boven N.A.P. + 5,8m per tijdseenheid van 10 seconden zoals weergegeven in figuur 4.

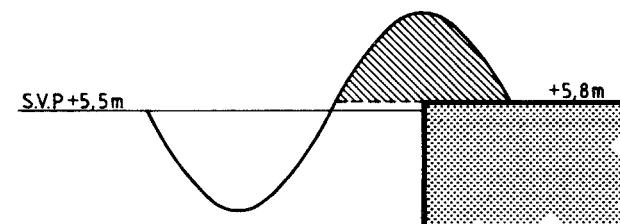
Het aldus berekende debiet bedraagt $1,1 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{sec}$. Voor het totale sluisplateau (± 100 m breed) is dit een debiet van $\pm 110 \text{ m}^3/\text{s}$.

De watersnelheden waaraan op het plateau gedacht moet worden zullen globaal in de orde van orbitaalsnelheid van de golven liggen. Voor een 4m hoge golf van 10 sec. (de inkomende golf) bij een waterdiepte van ± 12 m ligt deze in de orde van 2m/s. De waterlaag draagt globaal $0,5 \times 6,8 = 3,4$ m. De einden van de hoofdwaterkering dienen dus minstens over deze hoogte tegen de bovengenoemde snelheid bestand te zijn.

Dit houdt in dat het gehele sluisplateau verhard dient te worden en de taluds van de aansluitende dijkgedeelten tot een hoogte van N.A.P. + 9,2m moeten worden verdedigd.

Wegens de aanwezigheid van kabels en leidingen in het sluissterrein komt met uitzondering van de wegverhardingen een gesloten bekleding niet in aanmerking. Gelet op de stroomsnelheid van 2m/sec is gekozen voor een bekleding met basaltconcrete zuilen, hoog 0,18m, te stellen op een zanddichte filterlaag van grind 0 - 32mm met een laagdikte van 0,3m. De keuze voor basaltconcrete zuilen boven betonblokken is mede ingegeven door de vele bochten en rondingen in het terrein.

Ook visueel is basaltconcrete in het voordeel. Vanwege de wateroverlast moeten extra maatregelen het op het sluisplateau aanwezige bedieningsgebouw vrijwaren van binnendringend water. Om de wateroverslag enigszins te beperken is besloten om het sluissterrein plaatselijk te verhogen tot N.A.P. + 6,6m (zie figuur 3.).



Figuur 4. Golf boven N.A.P. + 5,8m.

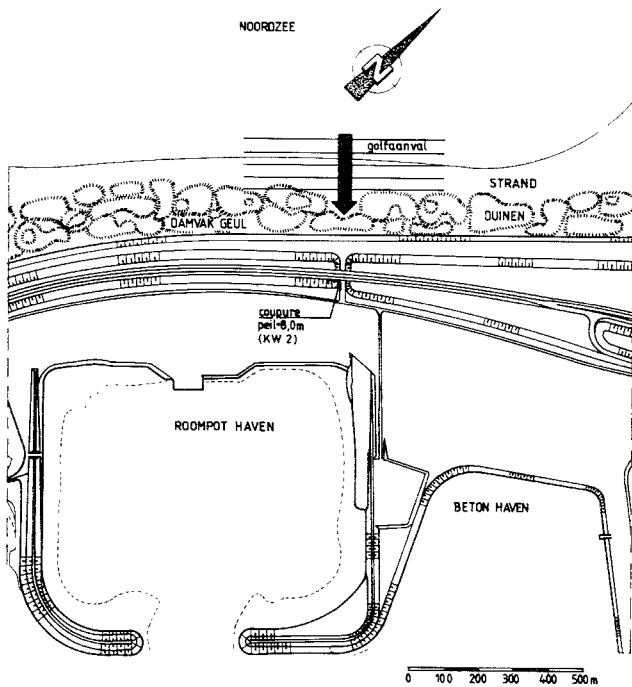
4.2. De coupure in Damvak Geul (voetgangerstunnel)

4.2.1. Situatie en uitgangspunten

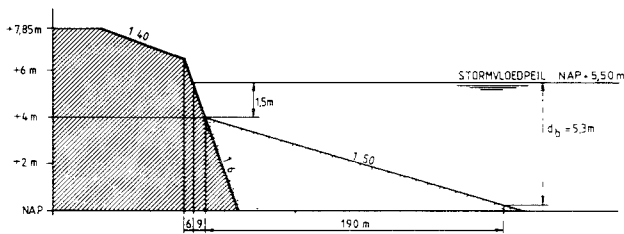
Bij een beschouwing van het profiel ter plaatse van Damvak Geul blijkt dat daar sprake is van een behoorlijke duinvorming (figuur 5.). Lokaal ligt het duin daar ruim boven het ontwerp stormvloedpeil van N.A.P. + 5,5m.

In figuur 6 is het profiel bij de coupure schematisch weergegeven. Dit duinprofiel is tevens redelijk representatief door de directe omgeving van deze locatie. Aangezien het duin door aanplant in stand wordt gehouden mag verwacht worden dat dit profiel gehandhaafd zal blijven of zelfs nog iets zal uitbreiden.

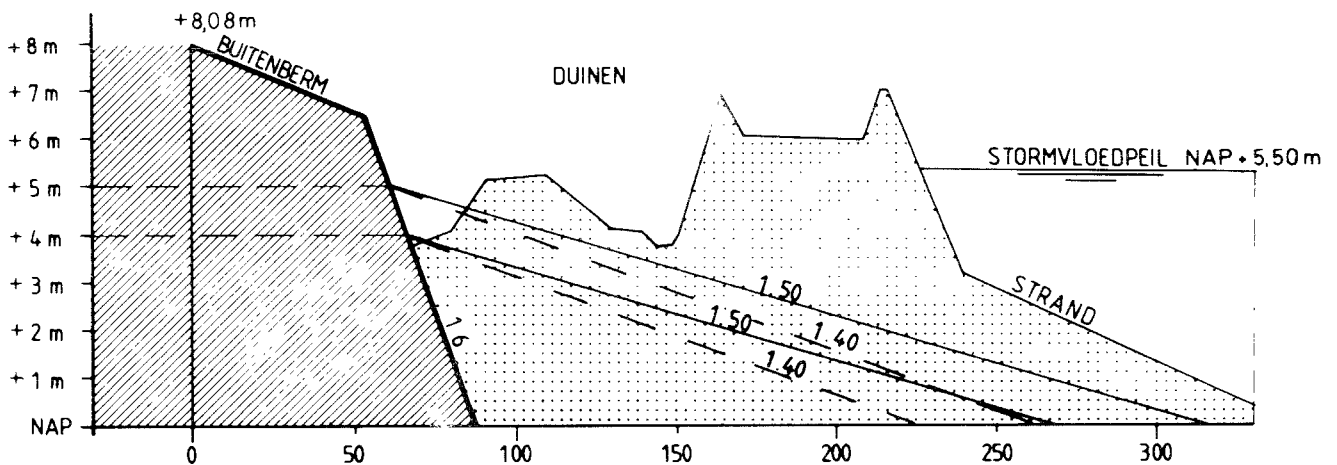
De kerende hoogte ter plaatse van de coupure was bij het opstellen van deze beschouwing N.A.P. + 7,85m.



Figuur 5. Duinvorming voor Damvak Geul.



Figuur 7. Zandprofiel onder een evenwichtshelling van 1:50.



Figuur 6. Schematisch profiel ter plaatse van de coupure van KW 2.

Het profiel aan de zeezijde is opgebouwd uit een talud met een helling van 1:6 tot N.A.P. + 6.5m en daarboven een berm van ± 25 m breed met een helling van 1:40 à 1:50.

Voor de berekening van de kerende hoogte is uitgegaan van een ontwerp stormvloedpeil van N.A.P. + 5.5m met een bijbehorend golfspectrum, zoals dat met het programma GOLVEROS (doc. 4) voor ontwerpomstandigheden in de stroomgeul Roompot is vastgelegd. Van dit golfspectrum is de significante golfhoogte 4m met een bijbehorende piekperiode van 10 seconden.

Omdat de te berekenen golfoeloop meer dan 1m zou bedragen hoefde met het effect van bui-oscillaties geen rekening te worden gehouden. Voor de relatieve bodemdaling en zeespiegelrijzing is een waarde van 0,4m (0,2m/eeuw) en voor de zetting van de grondlichamen een waarde van 0,5m in rekening gebracht.

De in deze paragraaf uiteen te zetten berekening van de kerende hoogte voor de coupure voldoet aan de eis dat maximaal 2% van de golven mag overslaan. De weergegeven beschouwingen zijn ontleend aan doc. 6.

4.2.2. Profiel tijdens storm

Hoewel het duin over een behoorlijke afstand (± 70 m) boven het stormvloedpeil (figuur 6) uitreikt mag onder deze omstandigheden met een golfhoogte van 4m niet verwacht worden dat dit duin zich kan handhaven. Er zal zand worden weggeslagen aan de voorzijde alsook -door golfoverslag- aan de achterzijde. Het profiel zal dus uitgaan vlakken (figuur 6.). Een betrouwbare rekensom is voor deze omstandigheden nauwelijks te maken. Daarom wordt hier voelstaan met het geven van een ondergrens.

Een pessimistische benadering wordt verkregen als men uitgaat van een zandprofiel onder een evenwichtshelling van 1:40 à 1:50 tot N.A.P. + 4m. In figuur 7 is deze aanname geschetst.

Duidelijk is zichtbaar dat hiervoor zeer veel zand naar zeezijde moet worden getransporteerd (m.n. bij de 1:40 helling) aangezien vrijwel het gehele duin boven N.A.P. + 4m gelegen is.

Er is daarom ook de situatie beschouwd waarbij de helling 1:40 à 1:50 naar N.A.P. + 4m loopt.

Voor deze 4 varianten wordt hierna de noodzakelijke kruinhoogte bepaald.

4.2.3. Kruinhoogteberekening

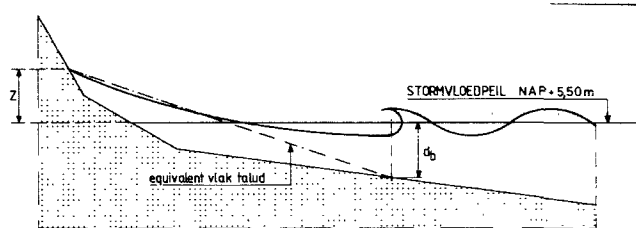
De vier hiervoor genoemde varianten verschillen wat betreft de noodzakelijke kruinhoogte slechts t.a.v. de bijdrage door de golfoploop. De golfoploop werd berekend met de golfoploopformule voor brede golfspectra volgens (doc. 3).

$$z = f \cdot 0,7 T_p \cdot \sqrt{g \cdot H_s \cdot \tan \alpha \cdot \cos \beta}$$

waarin:

- z = verticaal gemeten golfoploop welke door 2% van de golven wordt bereikt of overschreden
- f = ruwheidsfactor van het dijkbeloop (hier 1,2 bij asfaltbeton)
- T_p = piekperiode van het golfspectrum
- H_s = significante golfhoogte
- g = zwaartekrachtversnelling
- α = hellingshoek van het talud
- β = hoek tussen de golfvoortplantingsrichting en de normaal op de dijk.

Deze formule gaat uit van een vlak talud. Aangezien het hier gaat om een geknikt talud wordt de equivalente hellingmethode van Saville (doc 3) toegepast. Volgens deze methode komt de oploop op een niet vlak talud overeen met de oploop op een equivalent vlak talud dat het niet vlakke talud snijdt t.p.v. het breekpunt van de golf en t.p.v. de grootste golfoploop (zie fig. 8)



Figuur 8. Bepaling kruinhoogte.

Deze oploop wordt iteratief bepaald, omdat het equivalente vlak eerst moet worden geschat.

In paragraaf 4.2.4. is de berekening voor één van de vier gevallen uitgewerkt. De resultaten van de golfoploopberekening zijn voor alle varianten in tabel 2 samengevat.

Met de overige reeds in paragraaf 4.2.1. genoemde bijdragen kan de benodigde kruinhoogte voor de vier varianten worden vastgesteld (zie tabel 3).

Hieruit blijkt dat de bermhoogte van N.A.P. + 7,85m slechts voor de meest ongunstige variant voldoende is.

Tabel 3: Vereiste kruinhoogte t.p.v. coupure

Aanvaghelling	Aanvanghoogte van de helling in m t.o.v. N.A.P.	Golfoploop in m boven stormvloedpeil
1 : 50	+4	8,0
	+5	7,7
1 : 40	+4	8,3
	+5	8,0

Het meest ongunstig is de variant met de dieper gelegen 1:40 helling, waarvoor een kerende hoogte van N.A.P. + 8,3m vereist zou zijn. Zoals al in par. 4.2.2. is opgemerkt, lijkt het optreden van deze variant niet erg waarschijnlijk, gezien de grote hoeveelheden te transporteren zand en de ervaringen met de evenwichtshelling van het strand.

Gekozen is voor een kerende hoogte van N.A.P. + 8m, die aan de ingang van het tunneltje kon worden gerealiseerd, waarmee aan alle overige varianten is voldaan. Tevens is de grootste bermhoogte ter plaatse op N.A.P. + 8,08m gebracht. (Zie ook deelnota 4, figuur 9.).

Een voorwaarde voor de aanvaardbaarheid van deze filosofie is dat het in de beschouwing betrokken duinprofiel wordt gehandhaafd, omdat anders de oorspronkelijk vastgestelde kerende hoogte van N.A.P. + 11,5m van toepassing wordt.

4.2.4. Voorbeeld van een golfoploopberekening ter plaatse van coupure Damvak Geul

Procedure:

- a. Bepaal de brekingsdiepte (d_b uit:

$$\frac{d_b}{H_o} = 0,39 \left(\frac{H_o}{L_o} \right)^{-1/3} \text{ waarin}$$

H_o = golfhoogte op diep water

L_o = diep water golf lengte = 1,56 T²

- b. Bepaal het punt waar diepte = d_b is (punt A)
- c. Schat de oploop m.b.v. de taludhelling op de waterlijn
- d. Bepaal punt B op het talud waar deze oploop wordt bereikt
- e. Bepaal de helling van de lijn AB
- f. Schat met deze helling opnieuw de oploop (zie c)
- g. Bepaal punt B (zie d) enz.

Bij de gegeven randvoorwaarden (H_o = 4m; T = 10sec; L_o = 156m) wordt de berekening als volgt:

- a. $d_b = 0,39 \left(\frac{4}{156} \right)^{-1/3} \cdot 4 = 5,3 \text{ m}$

- b. $d_b = (5,3 - 1,5) \times 50 = 190\text{m}$ vanaf helling 1:50 op talud 1:6

- c. $\text{oploop } z = 1,2 \times 1,8 \times \sqrt{4 \times 156 \times 1/6} = 9\text{m}$

- d. De afstand tot de knik van de berm 1:40 en het talud 1:6 bedraagt (9-1) × 40 = 320m, zodat de horizontale afstand A-B wordt:
320 + 15 + 190 = 525m. De verticale afstand bedraagt dan 5,3 × 9 = 14,3m.

- e. $\tan \alpha = \frac{14,3}{525} = \frac{1}{36,7}$

- f. De nieuw te schatten oploop wordt hiermede

$$z = 9 \times \frac{6}{36,7} = 1,47\text{m}$$

de horizontale afstand A-B: $1,47 \times 40 + 15 + 190 = 224\text{m}$ en de verticale afstand A-B: $5,3 + 1,47 = 6,77\text{m}$.

Hieruit volgt $\tan \alpha = \frac{1}{33,1}$ zodat

$$z_2 = 1,47 \times \frac{36,7}{33,1} = 1,63\text{m}$$

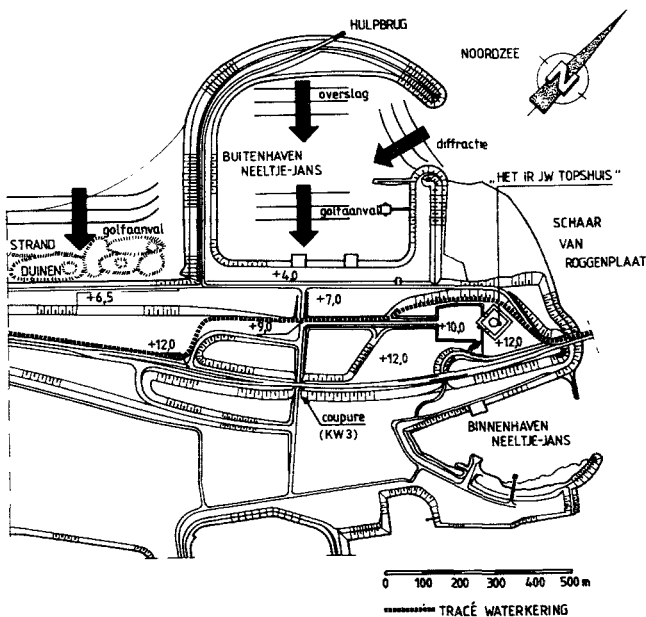
De voortgezette berekening voor z_3 levert een waarde van 1,62m, welke voldoende nauwkeurig is.

Een overzicht van de uitkomsten van de berekeningen is gegeven in de hiervoor opgenomen tabel 2.

Tabel 2: Golfloopwaarden in m boven stormvloedpeil

Aanvanghelling	Aanvangshoogte van de helling in m t.o.v. N.A.P.	Golfloop in m boven stormvloedpeil
1 : 50	+4	1,62
	+5	1,28
1 : 40	+4	1,94
	+5	1,58

4.3. De coupe bij de Buitenhaven Neeltje Jans (verkeersviaduct)



Figuur 9. Coupure bij Buitenhaven Neeltje Jans.

4.3.1. Situatie en uitgangspunten

De overwegingen om in de hoofdwaterkering een doorsnijding te maken ten behoeve van het wegennet op het eiland werd voorafgegaan door een toetsing van de situatie ter plaatse aan de Deltanorm.

Het geprojecteerde viaduct (KW 3) moest een zodanig grote vrije doorrijhoogte krijgen, dat ondanks het ruim aanwezige voorland (zie fig. 9) in de coupeure zelf waarschijnlijk geen veilige kerende hoogte zou kunnen worden gerealiseerd.

Datzelfde voorland bood echter de mogelijkheid om met de grondlichamen van de daarin geprojecteerde wegen (afrit autoweg, dwarsweg, toegangsweg ir. J.W. Tops-huis) de hoofdwaterkering om te leggen met een lagere kerende hoogte dan de vereiste N.A.P. + 11,5m, wanneer gebruik zou kunnen worden gemaakt van de golfloop beperkende werking van de Buitenhaven Neeltje Jans.

Deze situatie is in doc. 6, waaraan de in deze paragraaf gegeven beschouwingen zijn ontleend, nader geanalyseerd.

Uitgangspunt voor de golfaanval was een ontwerp stormvloedpeil van N.A.P. + 5,50m met een, voor de Schaar van Roggenplaat geldend golfspectrum, waarvan de significante golfhoogte 3,5m met een periode van 10 seconden was.

In feite zijn er twee gebieden aan te wijzen waarlangs het water de doorsnijding van de hoofdwaterkering kan bereiken. De eerste is het gebied tussen de uitloper van de hoofdwaterkering op Damvak Geul en de aanzet van de westelijke havendam.

Het tweede gebied is de haven zelf met een directe toegang tot de doorsnijding in de hoofdwaterkering.

Beide wijzen van golfaanval zijn in figuur 9 met pijlen aangegeven.

Het eerstgenoemde gebied is niet als maatgevend beschouwd, omdat het eventueel overslaande water zijwaarts moet uitstromen om de doorsnijding te bereiken. Door de later gekozen glooiende terreinafwerking van N.A.P. + 12m op het Damvak Geul naar respectievelijk N.A.P. + 9m en N.A.P. + 7m voor de achter de haven liggende terreinen, is het effect hiervan verder verminderd.

De aanval van uit de Buitenhaven Neeltje Jans wordt in deze paragraaf verder geanalyseerd.

4.3.2. De golfcondities in de Buitenhaven

De golfcondities in de buitenhaven (zie figuur 9) worden bepaald door:

- diffractie de havenmond in en
- golfoverslag over de havendam.

Tijdens de berekeningsstorm is de golfrichting 315° . Door enige refractie in de havenmond door de daar aanwezige geul zal deze richting worden veranderd tot 335° , zonder dat dit noemenswaardige invloed heeft op de golfhoogte en periode.

De breedte van de havenmond bedraagt 230m op het niveau van het ontwerp stormvloedpeil. De golfrichting bedraagt 20° ten opzichte van de havenmond.

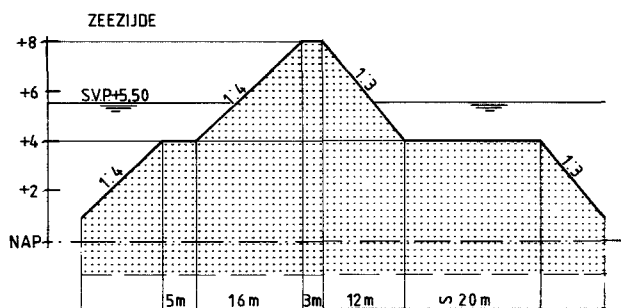
Dit levert een equivalente breedte van de havenmond (loodrecht op de golfrichting) van 80m, wat globaal een halve golflengte is ($L = 156\text{m}$). Met behulp van een diffractiegrafiek (zie lit. 2) wordt vlak voor het talud van het havenplateau een diffractie-coëfficiënt van 0,3 gevonden. De bijbehorende golfconditie is dan $0,3 \times 3,5\text{m} = 1,05\text{m}$ met een periode van 10 sec. (H_a).

Ook via golfoverslag vindt er transmissie van golfenergie plaats naar het havenbekken. Deze transmissie wordt bepaald door (lit. 3):

$$\frac{H_g \frac{1}{3}}{H_i} = -0,69 \frac{z}{h} + 0,58 \text{ waarin:}$$

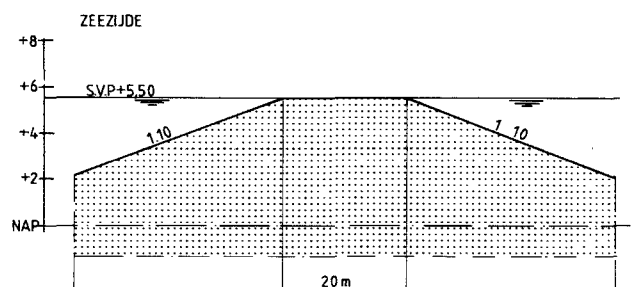
- $H_g \frac{1}{3}$ = significante golfhoogte achter de havendam
- H_i = inkomende golflengte
- h = hoogte kruin boven ontwerp stormvloedpeil
- z = golfloop volgens f. $\sqrt{H \cdot L_0} \tan \alpha$.

Deze formule (voor regelmatige golven) is hier gebruikt als globale benadering voor de significante getransmitteerde golfhoogte. De helling van het buitentalud van de havendam bedraagt 1:4 terwijl de kruin 2,5 tot 3,5m boven het ontwerp stormvloedpeil (N.A.P. + 5,5m) gelegen is. In figuur 10a is schematisch een doorsnede van de havendam gegeven (kruinhoogte N.A.P. + 8m).



Figuur 10a. Schematische doorsnede van de havendam.

Indien de havendam tijdens de ontwerpstorm (de dam is niet als hoofdwaterkering ontworpen) zou bezwijken zou een ander profiel ontstaan met een kruin op N.A.P. + 5,5m (ontwerp stormvloedpeil) en taluds van 1:10 (figuur 10b).



Figuur 10b. Schematische doorsnede van de Havendam.

Hierdoor ontstaat een andere golfhoogte in het havenbekken. De significante golfhoogte bij een niet bezwiken situatie wordt na berekening $H_s = 1,2m$ bij de wel bezwiken dam $H_s = 2,0m$, in beide gevallen met een periode van 10 sec. (H_b).

Beide golfpatronen (diffractie en overslag) worden samengesteld tot één golfconditie volgens H_s (totaal) = $\sqrt{H_a^2 + H_b^2}$

Dit levert bij een niet bezwiken dam een $H_s = 1,60m$ en bij een wel bezwiken dam $H_s = 2,25m$.

4.3.3. Berekening van de golfploop en kerende hoogte

Voor de berekening van de golfploop en overslag werd uitgegaan van het bestaande profiel van het havenplateau met het voorland voor de coupure.

Dit profiel bestaat uit hellingen van 1:4, 1:3, 1:40 en 1:6 (zie figuur 11) met een ca. 40m brede berm op ongeveer N.A.P. + 4m.

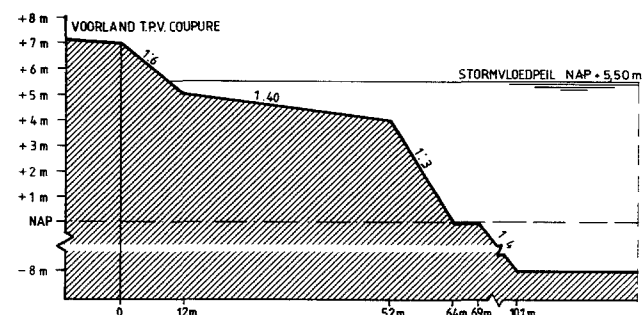
De havenbodem ligt op N.A.P. - 8m en het voorland had een peil van N.A.P. + 7m.

Voor de vastgestelde golfcondities kan de oloploop bepaald worden met de methode Saville. Aangezien hier geen sprake zal zijn van brekende golven dient de methode enigszins aangepast te worden.

Daardoor komt het beginpunt van de equivalente helling op een halve golflengte uit de teen van het talud te liggen. Zie hiervoor ook par. 4.2.3.: kruinhoogteberekening en figuur 8.

De berekening levert oloplopen van 3,1m tot 3,6m (bij niet bezwiken resp. bezwiken havendam).

Er was echter slechts 1,5m in oloploop mogelijk (figuur 11), zodat rekening moest worden gehouden met ruime overslag (orde grootte 0,05 - 0,1 $m^3/m^2 \cdot sec.$).



Figuur 11. Profiel havenplateau Buitenhaven Neeltje Jans.

In deze situatie zou er water door de coupure kunnen stromen, wat strijdig is met de Deltanorm.

Het bestaande profiel kon worden aangepast door het voorland onder een flauwe helling (1:40) op te laten lopen naar de vereiste kerende hoogte.

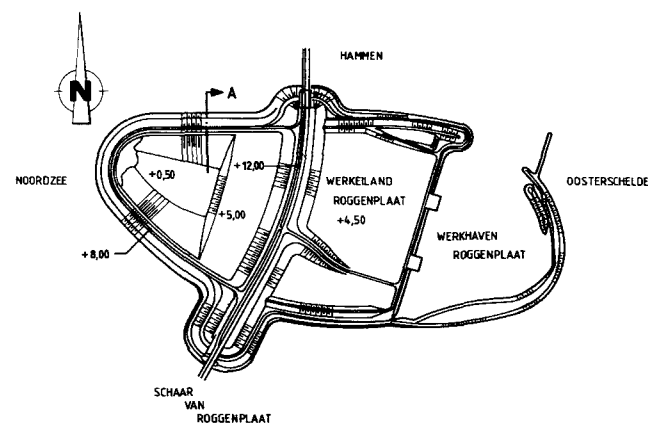
Een voorwaarde voor de aanvaardbaarheid van deze filosofie is, dat de havendammen van de Buitenhaven Neeltje Jans in stand worden gehouden.

4.4. Waterkering Roggenplaat (taludverdediging)

4.4.1. Situatie en uitgangspunten

De hoofdwaterkering op het eiland Roggenplaat wordt gevormd door de aan weerszijden liggende damaanzetten en het daartussen liggende grondlichaam van de wegen.

Op het eiland wordt deze waterkering in principe beschermd door de westelijke ringdijk (zie figuur 12).



Figuur 12. Hoofdwaterkering op eiland Roggenplaat.

Voor de hoofdwaterkering is het eiland over een breedte van ca. 100m opgevuld met zand tot een hoogte van ongeveer N.A.P. + 5m. De hoofdwaterkering werd getoetst aan de Deltanorm met als criterium, dat onder de condities van de ontwerpstorm, niet meer dan 2% golfoverslag wordt toegelaten.

Bij deze toetsing (voor de inhoud van deze paragraaf ontleend aan doc. 5 met bijlagen) is het gedrag van de westelijke ringdijk bij de ontwerpstorm belangrijk. Er is dan van uitgegaan dat deze ringdijk in de huidige toestand wordt gehandhaafd. Een (gedeeltelijk) slechten van de ringdijk en een optimaal aanpassen van het westelijk deel van het eiland is vanwege de hoge kosten niet meer overwogen.

4.4.2. Nadere analyse van de westelijke ringdijk

De westelijke ringdijk is ontworpen als ringdijk voor de bouwput van een diepliggende spuuislus die destijds in het eiland Roggenplaat in het kader van de totale afsluiting van de Oosterschelde was geprojecteerd (zie ook deelnota 1.4. par. 3.3.). Als zodanig zou de ringdijk ca. 5 jaar dienst moeten doen. Het profiel van de ringdijk is in figuur 13 aangegeven, met aan de buitenzijde hellingen van 1:4 en een kerende hoogte van N.A.P. + 8m.

Ten tijde van deze analyse (1985) had het ontwerp, zeker voor wat betreft de constructies tot N.A.P. + 4m, over een tijdsperiode van ca. 15 jaar, goed voldaan.

De condities van de ontwerpstorm voor de analyse waren: N.W. storm, met een ontwerp stormvloedstand van N.A.P. + 5,5m en een significante golfhoogte van 3,5m met een periode van 10 seconden. Voor deze golfhoogte werd een oploop van 7m berekend, hetgeen inhoudt dat, lang voordat het maximale stormvloedpeil zou zijn bereikt, de kom door wateroverslag vol zou komen te staan. Er zou dan in de kom een waterpeil van ca. N.A.P. + 8m ontstaan.

De ringdijk is echter alleen ontworpen op het keren van water van buiten naar binnen. Onder de hiervoor geschetste omstandigheden met een volgelopen kom zou met name de asfaltbekleding boven N.A.P. + 4m te licht zijn om de dan mogelijkerwijs ontstane waterdruk in het dijklichaam te weerstaan en opbarsten.

Er werden overdrukken tot 140cm waterkolom berekend, terwijl de bekleding slechts bestand is tegen een overdruk van 30cm waterkolom.

De kans is dus groot dat de ringdijk dan zal bezwijken. De kans dat (mildere) condities optreden, waarbij nog een belangrijke wateroverslag over de ringdijk optreedt (in de orde van een waterschijf van 0,5m) is onderzocht en geschat op $3,5 \times 10^{-3}$ per jaar. Aangezien deze wateroverslag nog niet desastreus is voor de ringdijk, kan wor-

den gesteld dat de bezwikkans hiervan lager is dan $3,5 \times 10^{-3}$ per jaar, maar groter dan $2,5 \times 10^{-4}$ per jaar.

4.4.3. De taludbekledingen van de hoofdwaterkering

Voor het buitentalud van de hoofdwaterkering is gekozen voor een helling van 1:6 met een kleibekleding vanaf N.A.P. + 5m, dik 0,5m en ingezaaid met graszaad.

Deze bekleding werd verantwoord geacht omdat de frequentie, waarmee deze bekleding zou worden aangevallen laag is (minder dan $3,5 \times 10^{-3}$ per jaar) en omdat uit ander onderzoek was gebleken dat een dergelijke bekleding zeer wel tegen erosie door golfaanval bestand is.

Bij de toetsing van de golfoploop en eventuele overslag is van twee situaties uitgegaan:

1. De condities van de ontwerpstorm met een niet bezwaken ringdijk en een volle kom voor de hoofdwaterkering.
2. De condities van de ontwerpstorm met een bezwaken ringdijk en het stormvloedpeil voor de hoofdwaterkering.

In het eerste geval worden de golfcondities bepaald door de transmissie van golfenergie over de ringdijk (globaal 30% van de inkomende golf of wel $H = 1,2m$) en de golfopwekking op het bekken zelf (berekend op ca. 0,5 m). Gecombineerd geeft dit een H_s van 1,3m met een periode van 10 seconden.

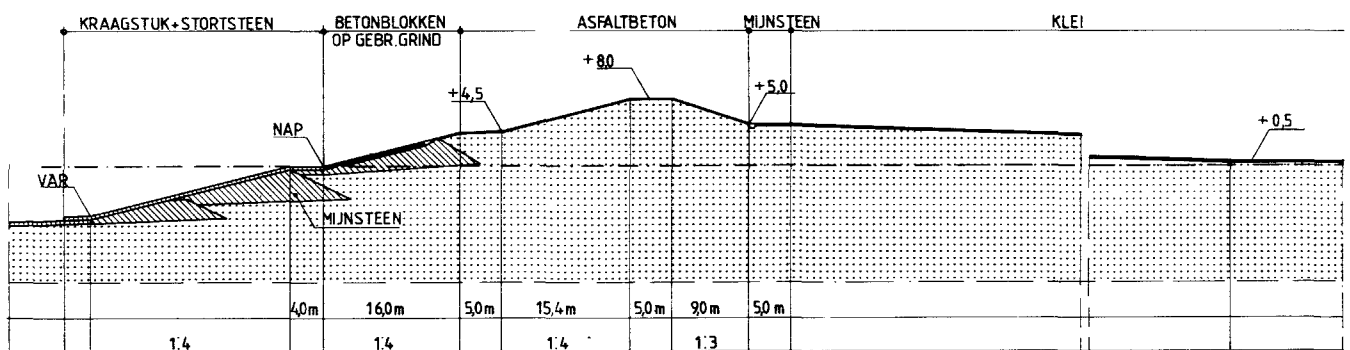
Met de formule voor golfoploop (zie par. 4.2.3), waarin voor de grasmat een weerstandscoefficiënt van 0,9 kan worden ingevoerd, kan dan een golfoploop van ca. 3,8m worden berekend, ten opzichte van een waterstand van N.A.P. + 8m.

Dit betekent dat de kerende hoogte van N.A.P. + 12m juist voldoende is. In par. 4.4.2 is reeds aangegeven dat het optreden van deze situatie echter vrij onwaarschijnlijk is.

Meer voor de hand ligt het optreden van de tweede situatie, waarbij de ringdijk is bezwaken en tot een niveau van ca. N.A.P. + 5,5m is afgevlakt met hellingen van ca. 1:10.

Voor de golfcondities wordt dan gerekend met een transmissie van golfenergie over het restant van de ringdijk van globaal 60% van de inkomende golf of wel $H = 2m$. De bijdrage door golfgroei in het bekken is onder deze omstandigheden te verwaarlozen. Verder is bij de berekening ook geen rekening gehouden met de in par. 4.4.1 genoemde zandaanvulling voor de waterkering, die de op het talud inkomende golf verder zal reduceren.

Onder deze omstandigheden kan dan een golfoploop worden berekend van ca. 4,7m ten opzichte van een waterstand van N.A.P. + 5,5m. De kerende hoogte van N.A.P. + 12m is ruim voldoende.



Figuur 13. Profiel westelijke ringdijk Roggenplaat.

5. Documentatielijst

1. Deltadienst, Afsluitingswerken, Afdeling Zuid. Afsluiting Oosterschelde. Ontwerp dwarsprofiel Oosterscheldedam. Nota no. 1-168
2. Deltadienst, Afsluitingswerken, Afdeling Zuid. Afsluiting Brouwershaven Gat. Ontwerp dwarsprofiel. Nota no. 3-1964
3. J.A. Battjes,
TAW-rapport no. 1 d.d. 1972.
Golfoploop en golfoverslag.
4. Deltadienst, waterloopkundige Afdeling(WT):
GOLVEROS, een rekenprogramma voor het voorspellen van golfspectra t.b.v. de SVKO, rapport DDWT-80.001.
5. Korf, W.
Bouw bureau Stormvloedkering, Afdeling 4:
Afwerken Werkeiland Roggenplaat en complex Noordland
Notitie, d.d. september 1985, met bijlagen o.a.
afwerking kering t.p.v. Roggenplaat en complex
Noordland t.b.v. eindfase; BS4-M-85133
asfaltbetonbekleding Roggenplaat-Noord 2 PROBU-M-84095
2 PROBU-M-84137
6. Projectbureau 2, Bouwbureau Stormvloedkering Oosterschelde. 2 PROBU-84080
Kerende hoogte bij Damvak Geul en bij Buitenhaven Neeltje Jans, d.d. september 1984.

6. Literatuurlijst

1. Deltacommissie;
Rapport Delta Commissie,
Deel 1: Eindrapport en Interimadviezen.
Deel II t/m VI: Bijdragen
Staatsdrukkerij en Uitgeversbedrijf, 's-Gravenhage, 1961.
2. Shore Protection Manual 1975
Dept. of Army and Coastal Eng. Research Centre Washington
(D.C.).
3. Hamer and Hamer,
Laboratory experiments on wave transmission by overtopping.
Coastal Engineering 6 (1982) PP.209-215

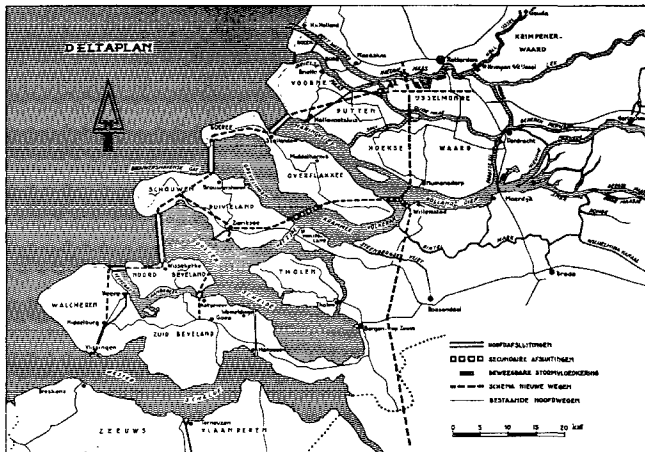
Deelnota 4: Wegen en aansluitingen

Inhoud

1.	Geschiedenis	56
2.	Uitgangspunten	58
3.	Randvoorwaarden	59
4.	Beschrijving van het ontwerp	60
4.1.	Het ontwerp in hoofdzaken	
4.2.	Nadere beschrijving	
4.3.	De wegindeling en dwarsprofielen	
5.	Wegverhardingen	66
6.	Voorzieningen in het belang van de veiligheid van het wegverkeer bij windhinder	67
7.	Documentatielijst	69

1. Geschiedenis

Reeds bij de totstandkoming van de Deltawet (doc. 1 en 2) bestond de intentie om over de primaire dammen tussen de eilanden Waicheeren en Voorne een doorgaande weg aan te leggen, die het karakter van een autosnelweg zou moeten krijgen (figuur 1.).



Figuur 1. Het Deltaplan, volgens het oorspronkelijke concept.

De dammen door het Veersche Gat, het Brouwershavensche Gat en het Haringvliet zijn zodanig ontworpen dat deze snelweg - weliswaar gefaseerd - daarop zou kunnen worden aangelegd. Ook de dichte dam door de Oosterschelde is in deze zin ontworpen (figuur 2.) (doc. 3 en 4). In het licht van nieuwe gegevens en inzichten omtrent de economische groei, werkgelegenheid en milieuproblematiek is tegen het einde der 60-er jaren aangedrongen op matiging in het tempo van de aanleg van nieuwe wegen, waarbij de dimensionering alsmede de noodzaak tot aanleg van nieuwe wegen ter discussie zijn gesteld. Op nationaal niveau leidden de nieuwe inzichten en opvattingen tot aanpassing van het te voeren landelijk ruimtelijk beleid, hetgeen tot uitdrukking kwam in onder andere het Structuurschema Verkeer en Vervoer (doc. 5) (figuur 3.).

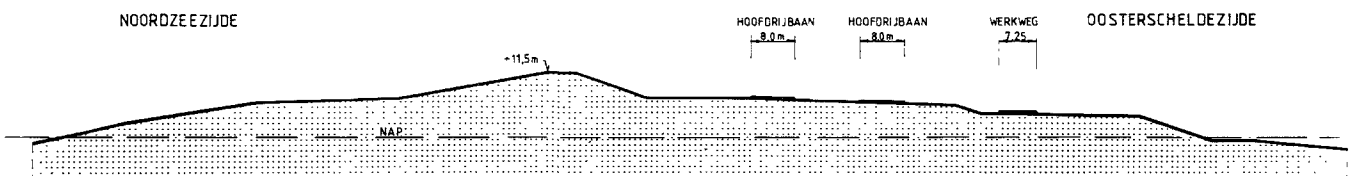
In dit SVV is bepaald dat Rijksweg 57 het karakter van een enkelbaans-autoweg zou verkrijgen. De nieuwe inzichten en opvattingen hebben ook geleid tot het besluit om in de Oosterschelde in plaats van een vaste dam de stormvloedkering aan te leggen. Deze beslissing, de concrete uitwerking van het ontwerp van het afsluitbare deel van de kering en de later ontworpen globale inrichtingsplannen voor de overblijvende (kunstmatige) eilanden maakten een herziening van de lokale planologische uitgangspunten en technische randvoorwaarden voor de wegenaanleg noodzakelijk. De geschiedenis van het op deze herziening gebaseerde wegenontwerp is af te leiden uit de inhoud van de nota's Projectgroep Stormvloedkering Oosterschelde (doc. 6 t/m 21).

Hieruit blijkt dat pas in een laat stadium van het totaalontwerp van de stormvloedkering over de definitieve uitgangspunten en randvoorwaarden van het wegenontwerp kon worden beschikt. Dit hing samen met de discussies omtrent:

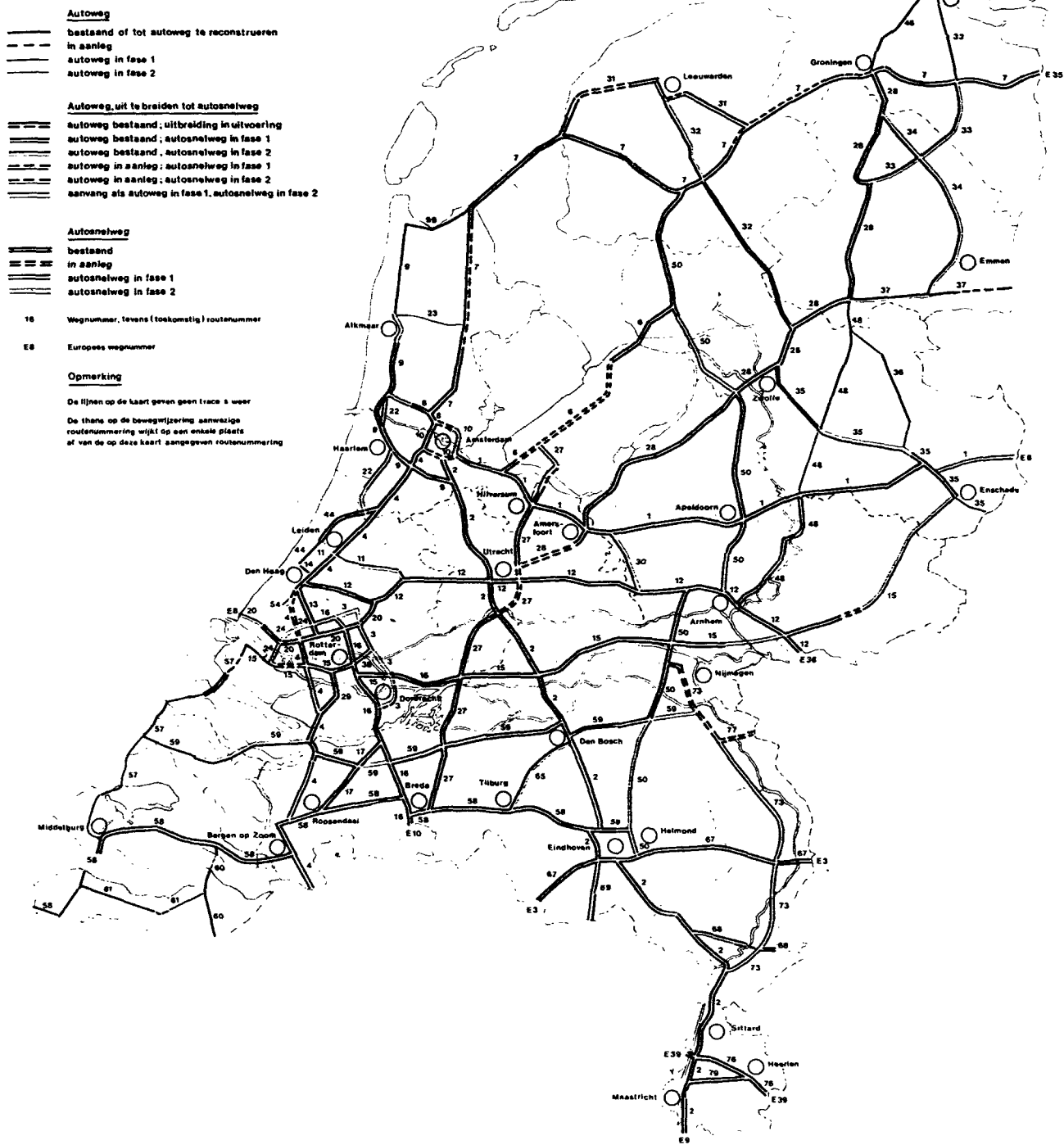
- de ruimtelijke inrichting en daarmee het karakter en het tracé van de aan te leggen dammenweg;
- de fasering in de totstandkoming van deze weg;
- de functie van de parallelweg;

en voorts met:

- het complexe verband tussen het wegenontwerp en het totaalontwerp van de kering, i.c. met de beweegbare kering, de landhoofden, de schutsluis Roompot, de dienstgebouwen (ir J.W. Tops-huis, bedieningsgebouw sluis) en havens en terreinen;
- de aspecten van het beheer en het onderhoud van de kering;
- de mogelijk inrichtingsplannen van de werkeilanden Roggenplaat en Neeltje Jans;
- de eisen met betrekking tot een verantwoorde inpassing van het Oosterscheldeproject en daarmee ook van de wegen in het landschap.



Figuur 2. Profiel oorspronkelijke dichte dammen.



Kaart 2 Behorend bij deel a –
Tekst van de na parlementaire behandeling
vastgestelde pkb – inzake het
Structuurschema Verkeer en Vervoer

Tweede Kamer, zitting 1980–1981, 14 390, nrs. 295–296

Figuur 3. Structuurschema Verkeer en Vervoer 1981. Hoofdwegenennet.

2. Uitgangspunten

De uitgangspunten van het wegenontwerp kunnen aldus worden samengevat:

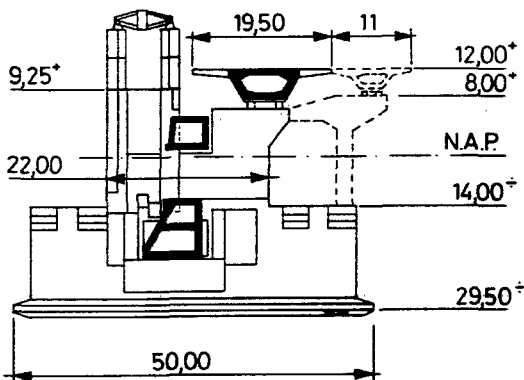
— **beleidsuitgangspunt:** het maken van een wegenplan ter plaatse van de stormvloedkering Oosterschelde, dat in overeenstemming is met het nationaal, regionaal en lokaal ruimtelijk beleid, de ontwikkelingen in dit beleid ondersteunt c.q. niet belemmert;

— **uitgangspunt in directe relatie met de stormvloedkering:** het maken van een wegenplan dat tezamen met de kering op verantwoorde wijze in het landschap past en dat voorts overeenstemt met de doelstellingen van de kering, alsmede met de vorm, het totstandkomen en het functioneren van de kering.

3. Randvoorwaarden

Van het beleidsuitgangspunt zijn de volgende randvoorwaarden afgeleid:

- de weg over de stormvloedkering is onderdeel van Rijksweg 57 en bestaat uit een enkelbaans autoweg, ontwerpsnelheid 100 km/uur;
- aan de pijlers van de beweegbare kering zullen voorzieningen worden getroffen om, mocht dit ooit nodig zijn, de weg uit te kunnen bouwen tot autosnelweg (doc. 5) (figuur 4.);



Figuur 4. Mogelijke uitbouw van de autoweg tot autosnelweg.

- het wegontwerp laat keuzevrijheid ten aanzien van de nader vast te stellen tracé's van de aansluitende wegvakken op Noord-Beveland en Schouwen-Duiveland;

- op de Oosterscheldedam wordt een (brom-)fietspad aangelegd;
- de terreinen op het eiland Neeltje Jans met een overwegend recreatieve bestemming dienen op een aanvaardbare wijze door de autoweg te worden ontsloten.

De randvoorwaarden die betrekking hebben op de directe relatie tussen het wegenontwerp en de stormvloedkering zijn:

- de autoweg wordt aangelegd binnen de grenzen van het reeds voor de totale afsluiting van de Oosterschelde gemaakte werk;
- de autoweg wordt deels aangelegd op de afsluitbare kering, bestaande uit beton en deels op de vaste kering, die in grondwerk is uitgevoerd;
- de autoweg voert - door middel van een vaste brug - over de schutsluis Roompot (doc. 22);
- de autoweg ligt op een uit landschappelijk oogpunt aanvaardbare hoogte (doc. 23);
- de tot de stormvloedkering behorende bedrijfsgebouwen, havens, terreinen en installaties dienen via dan wel vanaf werkwegen bereikbaar te zijn;
- het verkeer op de autoweg dient door passende maatregelen zo goed mogelijk voor optredende windhinder te worden gewaarshuwd.

Aan de vormgeving van het wegenplan liggen ook de randvoorwaarden ten grondslag, die aan de politieke besluitvorming ten aanzien van de bouw van de stormvloedkering zijn ontleend.

Het gaat om de door de Regering en Tweede Kamer uitgesproken voorwaarden dat de kosten een bepaald peil niet mochten overschrijden en dat de kering in 1985 operationeel moest zijn (doc. 24). Hieruit is afgeleid de randvoorwaarde:

- Het wegenplan wordt zodanig ontworpen dat bij de feitelijke realisering van dit plan zoveel mogelijk „werk met werk” kan worden gemaakt.

4. Beschrijving van het ontwerp

(doc. 25 en 30)

4.1. Het ontwerp in hoofdzaken

- Over de hele kering loopt een autoweg met een ontwerpsnelheid van 100 km/u en een lengte van circa 9 km op een hoogte van globaal N.A.P. + 12 m. (zie figuren 5, 6 en 7)
Deze autoweg is aangesloten op hoofdwegen respectievelijk op Schouwen en op Noord-Beveland en heeft zelf een aansluiting op het eiland Neeltje Jans.

- Op de kunstwerken van de afsluitbare kering loopt aan de zeezijde van de autoweg een werkweg waarop een inspectievoertuig kan worden opgesteld voor inspectie en onderhoud aan de schuiven en bewegingswerken. Deze werkweg is tevens toegankelijk voor (brom-)fietsers, overig langzaam verkeer zal worden geweerd.

De werkweg is aangesloten op het lokale polderwegennet van Schouwen en Noord-Beveland.

- Op het eiland Neeltje Jans bij de damaanzetten Neeltje Jans en op Noordland, sluit de werkweg aan op het lokale wegennet.
- Het lokale wegennet op het werkeiland Neeltje Jans bestaat uit een tweetal ontsluitingswegen over de lengte van het eiland, zowel aan de Oosterscheldezijde als aan de zeezijde van de over het eiland lopende waterkering annex autoweg. De weg aan de zeezijde is slechts in de nabijheid van het ir. J.W. Tops-huis openbaar.

Er zijn een viertal dwarsverbindingen:

- één in de nabijheid van het ir. J.W. Tops-huis, voor brom(fietsers) en voetgangers;
- één op de hoogte van de buitenhaven Neeltje Jans, tevens aansluiting op de autoweg;

- één halverwege het eiland Neeltje Jans, alleen voor (brom-)fietsers en klein werkverkeer en;
- één bij de Roompotsluis op het voormalige werkeiland Noordland.

Over de Roompotsluis is er een wegverbinding via de roldeuren. Verder is er een toegangsweg met parkeerterrein naar het ir. J.W. Tops-huis. Het lokale wegennet wordt zowel door werkverkeer als recreatieverkeer gebruikt.

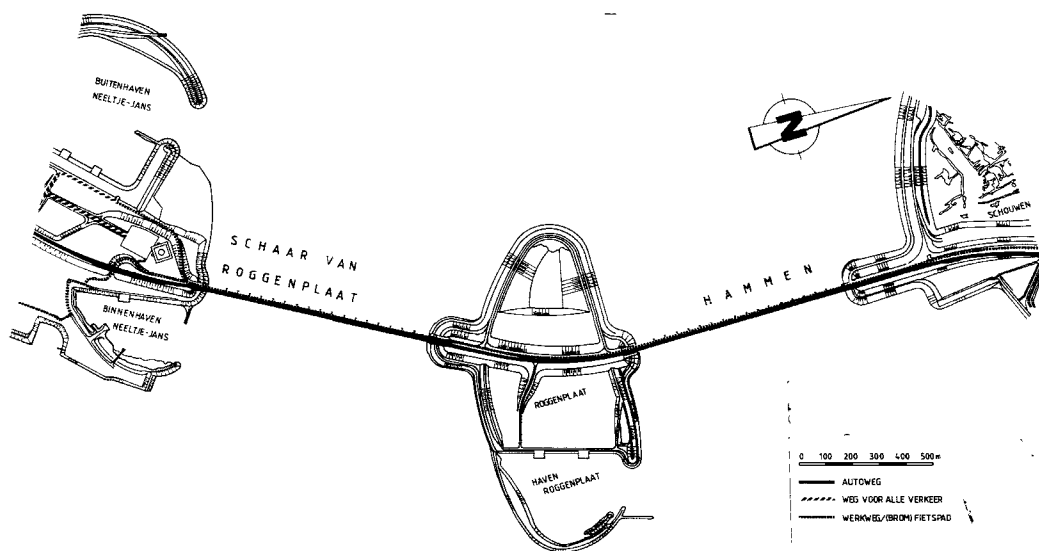
- Het eiland Roggenplaat is alleen voor werkverkeer toegankelijk gemaakt vanaf de werkweg over de kering.

4.2. Nadere beschrijving

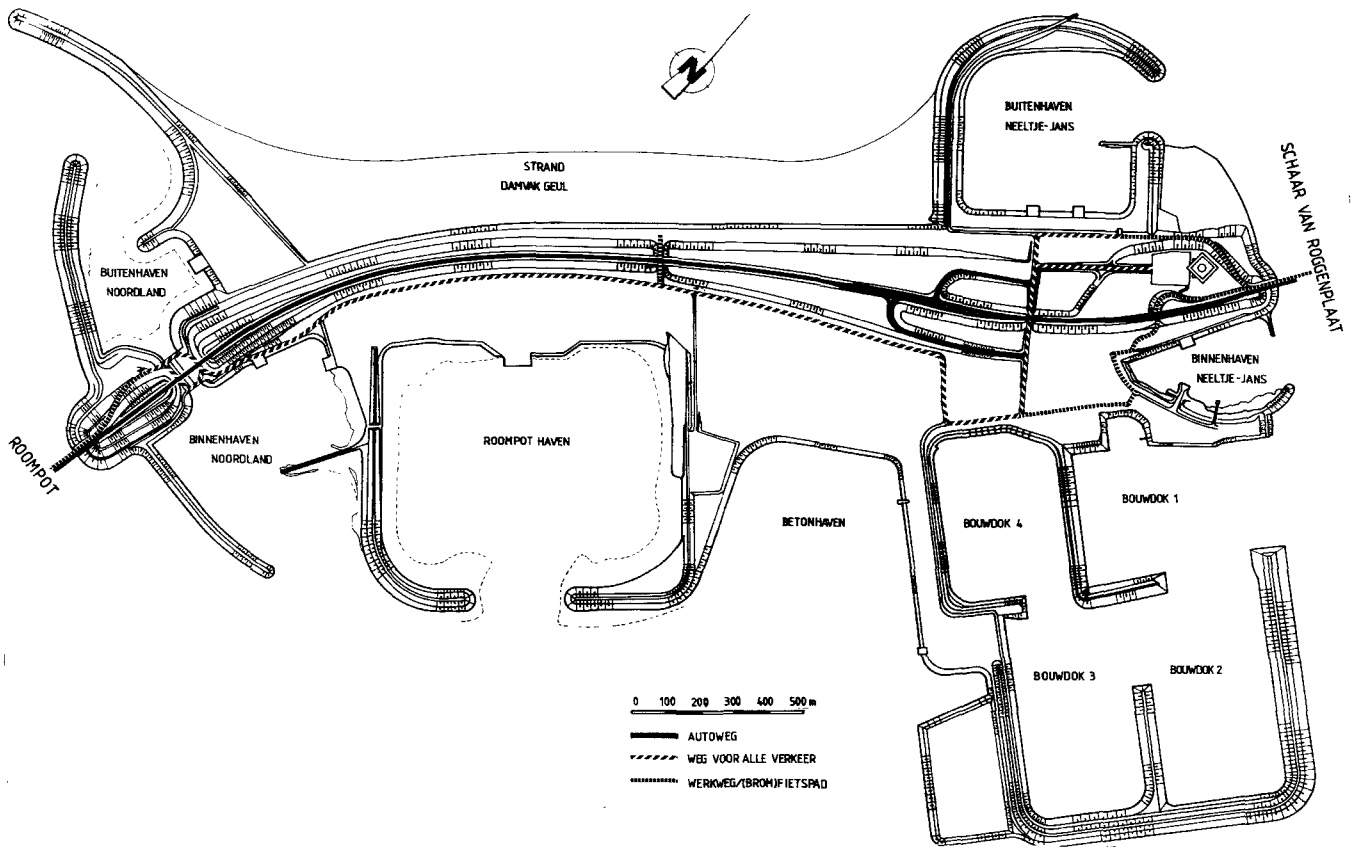
De autoweg is op Schouwen voorlopig aangesloten op de Kraayesteinweg en op Noord-Beveland op de bestaande provinciale hoofdweg S8. Het ontwerp van deze aansluitingen en de weggedeelten op de genoemde eilanden valt buiten het bestek van deze ontwerpnota.

De aansluiting op de autoweg van het lokale wegennet op het eiland Neeltje Jans bestaat uit twee op/afritten met een vrije kruising. De autoweg is hier gesplitst in twee rijbanen, waardoor het verkeer niet linksaf kan slaan.

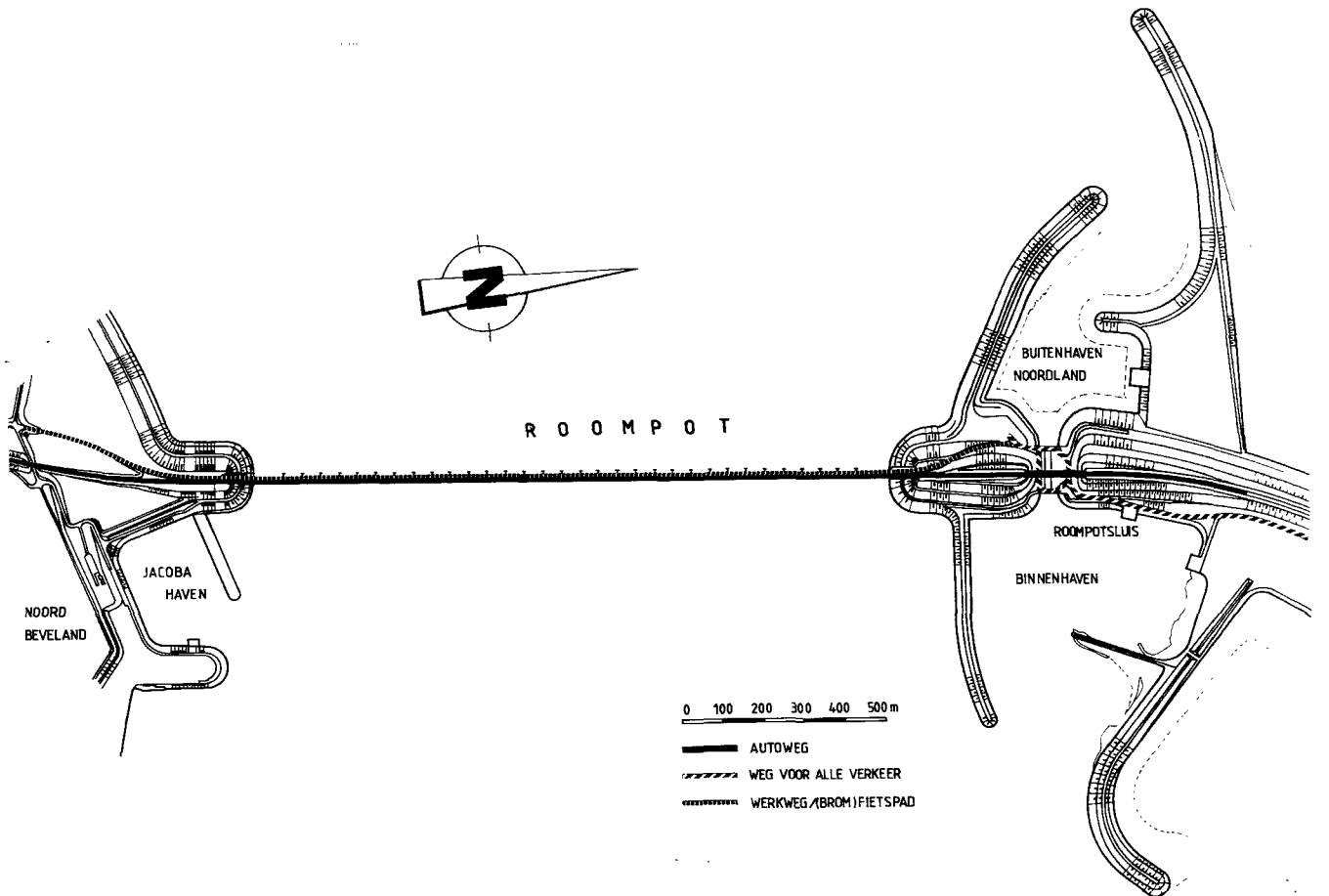
De autoweg heeft op de vaste damgedeelten een aantal vluchthavens, 2 x 2 stuks op het eiland Neeltje Jans en 1 x 2 stuks op het eiland Roggenplaat. Ter hoogte van het ir. J.W. Tops-huis zijn bushaltes aangelegd voor een in te stellen lijndienst over de stormvloedkering.



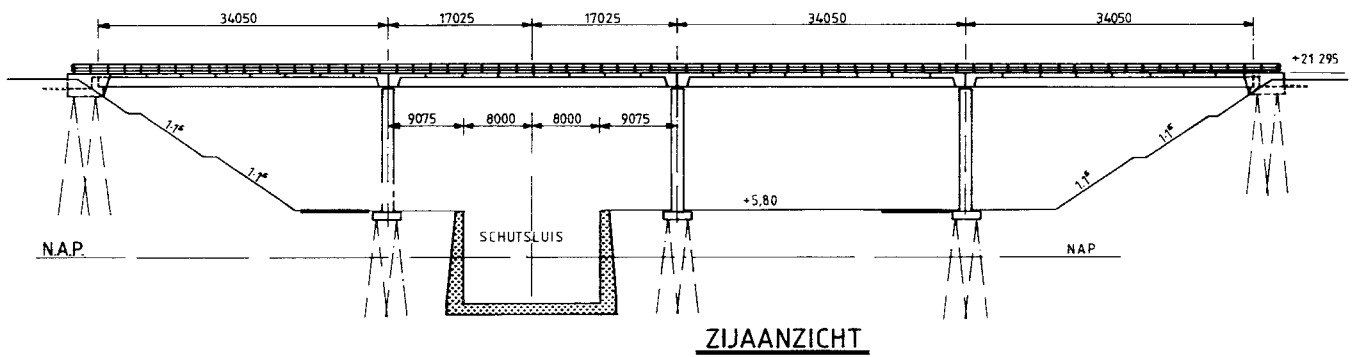
Figuur 5. Wegen tussen Schouwen-Duiveland en Neeltje Jans.



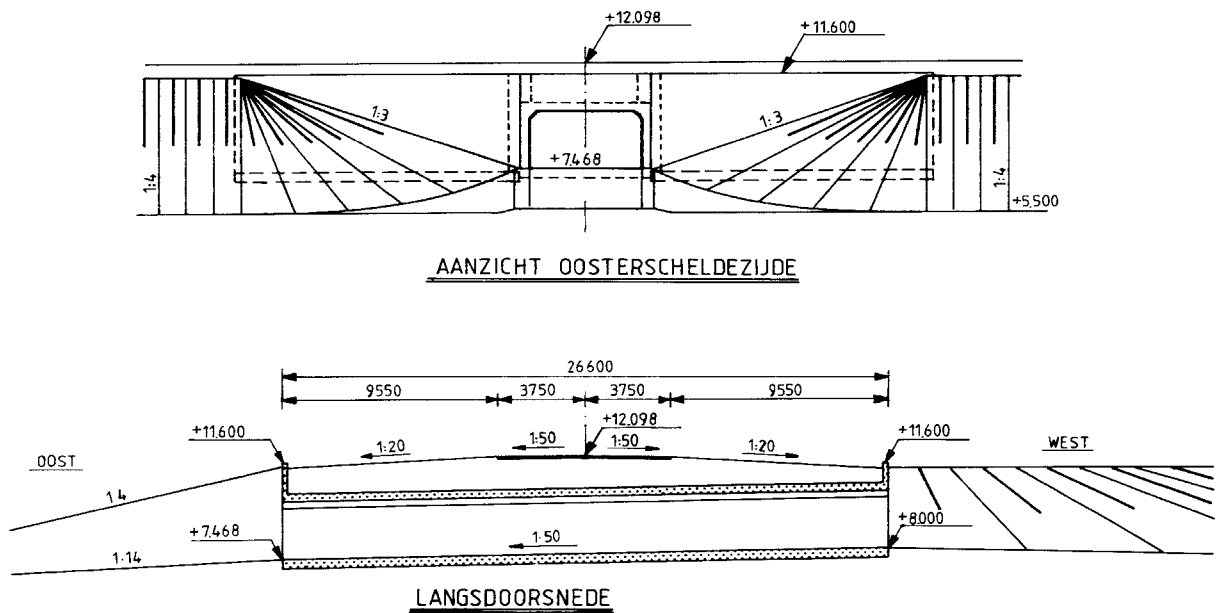
Figuur 6. Wegen op het eiland Neeltje Jans.



Figuur 7. Wegen Tussen Neeltje Jans en Noord-Beveland.



Figuur 8. KW1. Brug Roompotsluis.



Figuur 9. KW2. Tunnel.

In het tracé van de autoweg bevinden zich de volgende kunstwerken:

- de afsluitbare keringen in de Roompot, Schaar van Roggenplaat en Hammen, waar de autoweg samen met de werkweg op de verkeerskokers is gelegen;
- de hoge vaste brug over de Roompotsluis (KW 1) (figuur 8.);
- het viaduct (KW 3) op het eiland Neeltje Jans bij de aansluiting van het lokale wegennet; (zie figuur 9 op blz 48 en figuur 10)
- twee tunneltjes op het eiland Neeltje Jans, waarvan KW 2 (figuur 9.) halverwege het eiland en KW 4 in de nabijheid van het ir. J.W. Tops-huis.

Voor KW 1 is als alternatief nog een beweegbare brug op een lager niveau (N.A.P. + 12 m) overwogen. Omdat deze brug over de sluis-kolk zou liggen zou het doorschutten van hoge schepen tot langdurige stremmingen van het verkeer op de autoweg leiden, hetgeen vooral in het drukke zomerseizoen onaanvaardbaar werd geacht. Het werkverkeer voor het onderhoud van de stormvloedkering wordt afgewikkeld via een afzonderlijke rijbaan.

Alleen op het eiland Neeltje Jans gebeurt dit over het daar aanwezige stelsel van ontsluitingswegen.

Op de afsluitbare kering fungeert deze werkweg als werkbrug, van

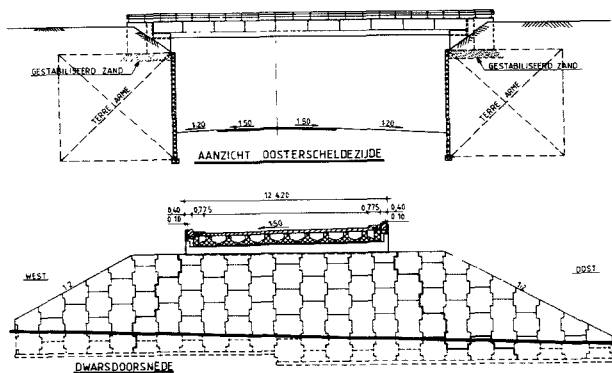
waaruit met behulp van een inspectie/onderhoudsvoertuig de schuiven en bewegingswerken bereikbaar moeten zijn. Om deze reden is de werkweg op de verkeerskokers aan de zeezijde van de autoweg gesitueerd. De breedte van de werkweg is daar zodanig dat ook bij een opgestelde inspectiekraan (brom-)fietsers nog kunnen passeren. Op alle damaanzetten is er vanaf de werkweg een afrit met toegang tot het inwendige van de verkeerskokers, een en ander is opgenomen in de betonnen landhoofdconstructies.

Op de damaanzetten Schouwen en Noord-Beveland is een keerplaats voor het inspectievoertuig aangelegd.

Op het eiland Roggenplaat loopt de werkweg door aan de zeezijde van de autoweg. Aldaar is een eenvoudige aansluiting gemaakt die de autoweg nog gelijkvloers kruist en toegang geeft tot het aan de oostzijde van het eiland gelegen werkkerrein.

Het eiland Neeltje Jans is ontstaan uit de voormalige werkeilanden Noordland, in het zuiden, en Neeltje Jans, in het noorden, met daartussen het Damvak Geul.

De aan de Oosterscheldezijde over de hele lengte van het eiland Neeltje Jans doorlopende ontsluitingsweg is reeds tijdens de bouw van de kering aangelegd o.a. als ontsluitingsweg voor de aldaar aanwezige werkkerreinen.



Figuur 10. KW3. Viaduct.

De aan de zeezijde lopende ontsluitingsweg is grotendeels gelegen op de berijdbaar gemaakte buitenberm van de zeekering; ter hoogte van de buitenhaven Neeltje Jans volgt deze het tracé van een eveneens al tijdens de bouw aangelegde ontsluitingsweg en geeft op de damaanzet Neeltje Jans aansluiting op de werkweg over het de stroomgeul Schaar van Roggenplaat.

Het fiets-voetgangerstunneltje KW 4 (figuur 11.) ter hoogte van het ir. J.W. Tops-huis is speciaal aangelegd om, vanaf de werkweg over de stroomgeul Schaar van Roggenplaat, voor (brom-)fietsers een korte, veilige verbinding met de oostelijke ontsluitingsweg te realiseren, waarbij tevens de bushaltes op een veilige wijze voor voetgangers bereikbaar zijn.

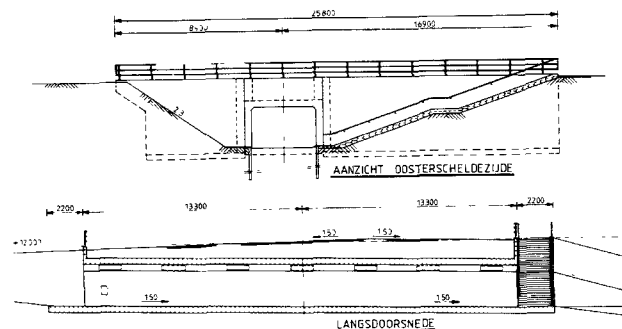
De hoofddwarsverbinding op het eiland, die tevens de aansluiting op de autoweg ontvangt, is nieuw aangelegd. De ligging achter de buitenhaven Neeltje Jans en de vorm van het lengteprofiel zijn grotendeels bepaald uit overwegingen met betrekking tot de waterkering die hier wordt doorsneden. Op het hoogste punt van deze weg takt de toegangsweg naar het ir. J.W. Tops-huis af, die uitkomt op een groot hoogwatervrij parkeerterrein.

Het tunneltje KW 2, (figuur 9.) halverwege het eiland Neeltje Jans is gemaakt om (brom-)fietsers en voetgangers een korte verbinding tussen het strand aan de zeezijde en de Oosterscheldezijde van het eiland te geven.

Dit tunneltje is tevens toegankelijk voor klein werkverkeer. Het ligt op de plaats van een tijdens de bouw van de kering, ten behoeve van het werkverkeer, gemaakte coupure in de hoofdwaterkering.

De laatste dwarsverbinding voor verkeer op het eiland Neeltje Jans ligt bij de Roompotsluis op het voormalige werkeiland Noordland. Aan weerszijden van de sluiscolk liggen dwarswegen die over de beide roldeuren met elkaar zijn verbonden, zodat ook tijdens het schutten altijd een verbinding beschikbaar is. Aan de zeezijde van de damaanzet Noordland geeft een oprit toegang tot de werkweg over de stroomgeul Roompot. Het horizontaal alignement van de autoweg is bepaald aan de hand van:

- het algemene tracé van de kering, waaruit volgt:
 - * de plaats en de richting van de keringen in de drie stroomgeulen;
 - * de plaats en de richting van de brug over de Roompotsluis;
 - * de hoedanigheid en de richting van de eerder tot stand gebrachte grondwerken ter plaatse van de damaanzetten, het Damvak Geul en het werkeiland Roggenplaat;
- de plaats van het viaduct (KW 3), volgend uit:
 - * de beschikbare ruimte voor de aansluiting van de autoweg op het secundaire wegennet ter weerszijden van het viaduct;



Figuur 11. KW4. Fiets-voetgangerstunnel.

- * de plaats van de toegangsweg naar het ir. J.W. Tops-huis;
- * het vereiste vertikaal alignement van de weg tussen het viaduct en de buitenhaven Neeltje Jans, met betrekking tot de aldaar vereiste waterkerende hoogte (zie deelnota 2.3. par. 4.3.) en de doorrijhoogte onder het viaduct;
- de voor de autoweg geldende horizontale afrondingsbogen.

Het vertikaal alignement van de autoweg is gebaseerd op de ontwerphoogten van de weg en de toelaatbare verticale afrondingsbogen. Uitgezonderd ter plaatse van de brug over de Roompotsluis is de ontwerphoogte van de weg N.A.P. + 12,1m. Deze volgt uit:

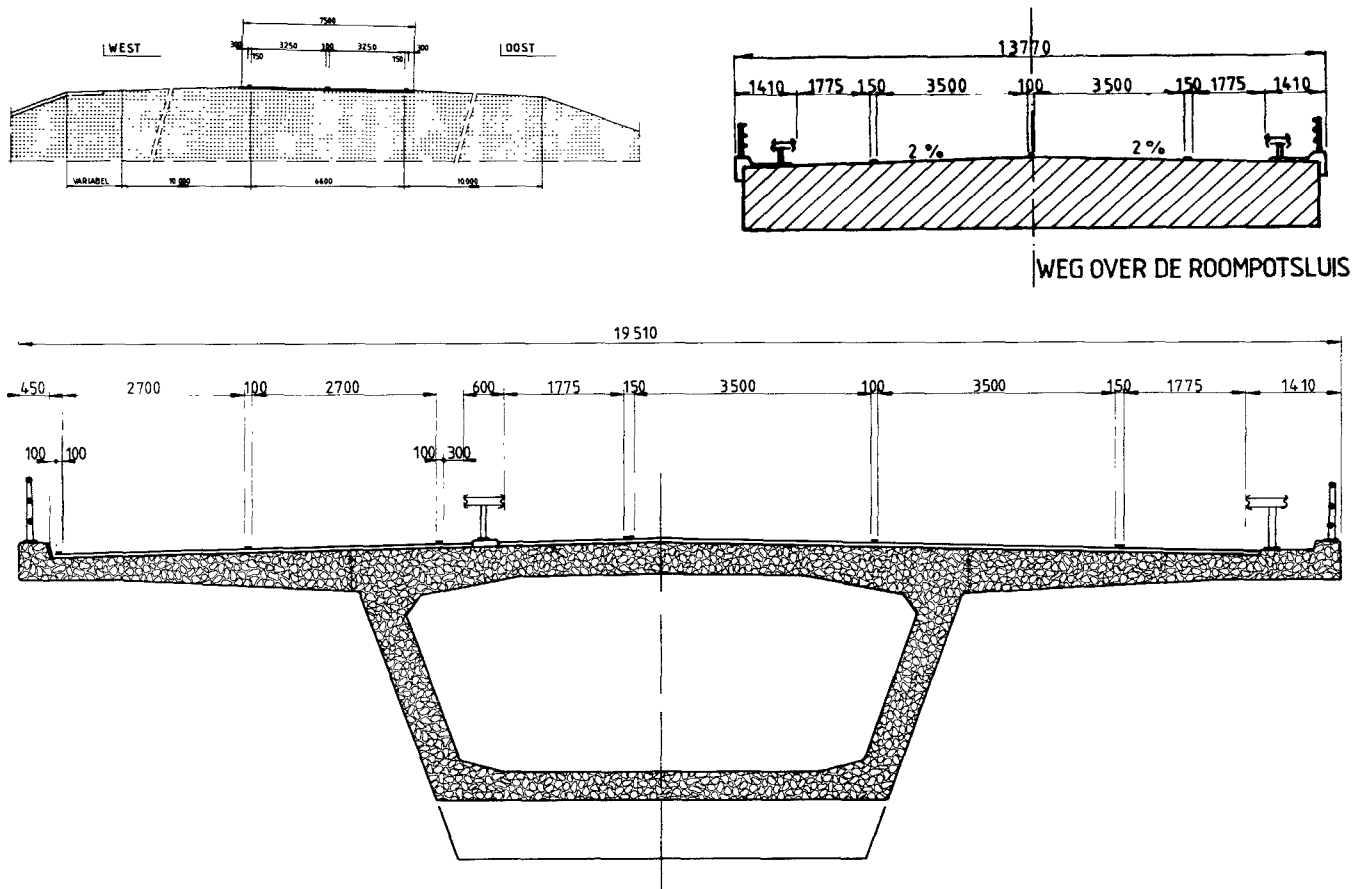
- de minimumhoogte van de onderkant van de verkeerskoker in relatie met hydraulische belastingen (golfklappen), de constructiehoogte van de koker en de dikte van de wegverharding;
- de gewenste zichtbaarmaking van de ecologische samenhang tussen de Oosterschelde en de Noordzee op een hoogte boven de op N.A.P. + 11,5m gelegen kruin van de waterkering op het werkeiland Neeltje Jans (doc. 23);
- het economisch gebruik van bij de uitvoering van de Oosterscheldewerken vrijgekomen zand.

De ontwerphoogte van de weg boven de as van de schutcolk van de Roompotsluis is N.A.P. + 21,7m. Deze hoogte is afgeleid uit de gewenste minimum doorvaarthoogte onder de brug tot N.A.P. + 20m, vermeerderd met de constructiehoogte van de brug en de dikte van de wegverharding.

Anders dan aan de noordzijde van de brug over de Roompotsluis is het gedeelte van de aardebaan aan de zuidzijde van de brug te kort om de overgang van de weghoogte van N.A.P. + 21,7m naar N.A.P. + 12,1m op aanvaardbare wijze tot stand te kunnen brengen. De zuidelijke oprit wordt dan ook reeds bij de noordelijke drie verkeerskokers van de afsluitbare kering in de Roompot ingezet.

Het horizontaal alignement van de werkweg (brom-)fietspad is bepaald aan de hand van:

- de ligging van de bestaande wegen op de damaanzetten Noord-Beveland en Schouwen en op het eiland Neeltje Jans;
- de bereikbaarheid van de stormvloedkering, de bedrijfsgebouwen, havens, terreinen en installaties;
- de ligging van de werkweg ten opzichte van de autoweg met aansluitingen;
- de plaats en de richting van de sluisdeuren van de Roompotsluis;
- de gewenste plaats van de kunstwerken KW 2 t/m KW 4 voor het verkeer tussen de zee- en de Oosterscheldezijde op het eiland Neeltje Jans;
- de horizontale afrondingsbogen die verband houden met de veiligheid op de weg.



Figuur 12a, b en c. Algemene dwarsprofielen

Het vertikaal alignement van de werkweg/(brom-)fietspad is afgeleid van:

- de hoogten van de wegvakken, de voor het inspectievoertuig toegelaten maximum hellingen en overigens de hellingen en verticale afrondingsbogen die terwille van de veiligheid op de weg wenselijk zijn;
- de vereiste waterkerende hoogten van de wegen aan de zeezijde van de als coupures te beschouwen kunstwerken KW 2 t/m KW 4. (figuren 9 t/m 11.).

4.3. De wegingelingen en dwarsprofielen (fig. 12a, b en c).

Het autowegvak op het eiland Neeltje Jans ten noorden van de Roompotsluis heeft twee rijstroken, elk 3,25m breed met ter weerszijden van de autoweg redresseerstroken, 0,45m breed.

Ter plaatse van de ongelijkvloerse aansluiting op het secundaire wegennet heeft de autoweg twee gescheiden rijbanen met tezamen vier rijstroken. De extra rijstroken zijn 3m breed.

De aansluiting zelf bestaat uit op/afritten en een dwarsverbinding onder het viaduct (KW 3). Deze wegen en de toegangsweg naar het ir. J.W. Tops-huis hebben twee rijstroken van 3,1m breed en de gebruikelijke 0,45 m brede redresseerstroken.

Voor de indeling van het wegprofiel op de verkeerskokers van de afsluitbare kering is met het oog op de windhinder en de mogelijke visuele misleiding als gevolg van de brede werkweg naast de autoweg gekozen voor een zo breed mogelijk autowegprofiel: twee rijstroken, elk 3,5m breed met ter weerszijden van de weg redresseerstroken, 1,775 m breed en een geleiderailconstructie. Vanwege de hoge ligging en de grote open ruimte onder de brug over de Roompotsluis zullen ook hier zeer hinderlijke(zij-)windeffecten kunnen optreden, die zeker even storend kunnen zijn als op de afsluitbare kering.

De autoweg heeft daarom op de brug dezelfde wegingeling als op de verkeerskokers. Toepassing van een wegprofiel op de zuidelijke brugafrit zoals op het Damvak Geul, zou in verband met de geringe afstand tussen de brug en de kering een vrij abrupte discontinuïteit in het wegbeeld veroorzaken. Omdat ook hier sterk wisselende windbelastingen zullen optreden, zijn zowel de rijbaanbreedte als de geleiderailconstructie doorgezet.

In verband met de korte afstand tussen de afsluitbare keringen in de Schaar van Roggenplaat en de Hammen bestaat de wegingeling van het autowegvak op het werkeiland Roggenplaat eveneens uit 2 rijstroken, elk 3,5m breed, maar dan met redresseerstroken, 0,45 m breed. De in- en uitvoegstroken voor de bushalteplaatsen nabij het ir. J.W. Tops-huis, alsmede de vluchthavens langs de autoweg zijn 3m breed.

De werkweg, voor zover gelegen op de damaanzetten Noord-Beveland en Schouwen, het eiland Neeltje Jans en het werkeiland Roggenplaat, heeft twee rijstroken, elk 2,7m breed. De redresseerstroken zijn normaal 0,20 m breed. Op eerder aangelegde werkwegen zijn de redresseerstroken breder dan 0,2m omdat de rijstroken tot 2,70m zijn beperkt.

Op de verkeerskokers heeft de werkweg eveneens twee rijstroken, elk breed 2,70m. De rijbreedte tussen randbalk en geleiderail is 5,9m. Deze breedte is afgeleid van de werkbreedte van het inspectievoertuig en de nodige breedte (1,4m) van de doorgang voor (brom-)fietsers tussen het inspectievoertuig en de geleiderail.

De wegen op de terreinen van de Roompotsluis zijn 6m breed. Deze breedte komt overeen met die van de normale breedte van de werkweg, inclusief de breedte van de redresseerstroken en van de belijning. De rijbaanbreedte voor het werkverkeer op de beide roldeuren van de sluis is 3,75m.

De weg in het tunneltje (KW 2) is 5m breed. Deze breedte is afgestemd op het gebruik van de weg door voetgangers, (brom-)fiet-sers en klein onderhoudsmaterieel.

Ter plaatse van het viaduct (KW 3) is t.a.v. de overspanning van het viaduct, de breedte en de ligging van de verharding naar en onder het viaduct; met toekomstige verkeersontwikkelingen rekening ge-houden. Voor de doorrijdhoogte onder dit viaduct is de hoogte van de inspectiekraan bepalend. Deze hoogte is $4,75 + 0,25 = 5,00\text{m}$. De breedte van de verharding ter plaats van het tunneltje (KW 4) is 4,00m. De dwarsprofielen van het wegenontwerp volgen in het al-gemeen uit de gekozen wegtracé's en de horizontale en verticale alignementen van de verschillende wegvakken. De dwarsprofielen zijn verder bepaald aan de hand van:

- de hoedanigheden van de onderbouw;
- de voorzieningen die met het oog op de veiligheid de inspectie en het onderhoud zijn vereist;

- de mogelijke toekomstige ontwikkelingen op het gebied van de inrichting van het werkeiland Neeltje Jans en het daaruit voort-vloeiende verkeersaanbod;
- de gekozen wegconstructies;
- de beschikbaarheid van een grote hoeveelheid zand, afkomstig van de doorgebaggerde ringdijken van de bouwput van de pijlers.

De onderbouw van de autoweg op de afsluitbare keringen, de brug over de Roompotsluis en het viaduct (KW 3) op het Damvak Geul bestaat uit voorgespannen beton.

De onderbouw van de autoweg en van de werkweg en andere we-gen op de damaanzetten Noord-Beveland en Schouwen, het Dam-vak Geul en het werkeiland Roggenplaat bestaat uit zand, plaatselijk gebruik makend van de oude verhardingen van werkwegen. Deze verhardingen, dik circa 0,35m bestaan uit fosforslakken. Zij zijn nog aanwezig ter plaatse van de autoweg en de werkweg op de dam-aanzetten Noord-Beveland en Schouwen en tussen de kering Room-pot en de Roompotsluis; op het werkeiland Roggenplaat zijn de fos-forslakken alleen onder de autoweg aanwezig.

5. Wegverhardingen

De verhardingen van de autoweg en van de secundaire wegen zijn op:

- de gewapend betonnen onderbouw (dus op de verkeerskokers), de brug en het viaduct:
 - * dicht asfaltbeton, één laag dik 0,04m, 0/11, type B, op een uitvullaag van dicht asfaltbeton, afhankelijk van de geometrie van de verkeerskokers, dik gemiddeld 0,02 tot 0,08m, type B (doc. 26);
- de onderbouw van zand en fosforslakken:
 - * grindasfaltbeton, twee lagen, dik 0,08 m en 0,06m,
 - * dicht asfaltbeton, voorlopig één laag, dik 0.04m, 0/16, type C;

— de onderbouw van zand:

- * grindasfaltbeton, twee lagen, dik 0,08m en 0,06m;
- * open asfaltbeton, één laag, dik 0,04-206-, 0/16, type 1;
- * dicht asfaltbeton, één laag, dik 0,04-206-, 0/16, type B.

De verharding van de fietspaden bestaat uit:

- * grindasfaltbeton, één laag, dik 0,08m;
- * dicht asfaltbeton, één laag, dik 0,04m, 0/8, type A.

6. Voorzieningen in het belang van de veiligheid van het wegverkeer bij windhinder

De resultaten van een uitgebreid onderzoek naar de relatie tussen de optredende wind en de daardoor mogelijke hinder voor het wegverkeer op de stormvloedkering toont aan dat hier sprake is van een complexe problematiek (doc. 27, 28 en 29).

Uit het onderzoek blijkt dat bij zekere combinaties van windrichtingen en windkrachten ten opzichte van de kering in verschillende configuraties een grote mate van windhinder voor het wegverkeer te verwachten is.

De hamerstukken die boven de kering uitsteken en de stand van de schuiven hebben een wezenlijke invloed op het ontstaan van windhinder, die zich manifesteert in een meer of minder grote koersafwijking van de weggebruiker.

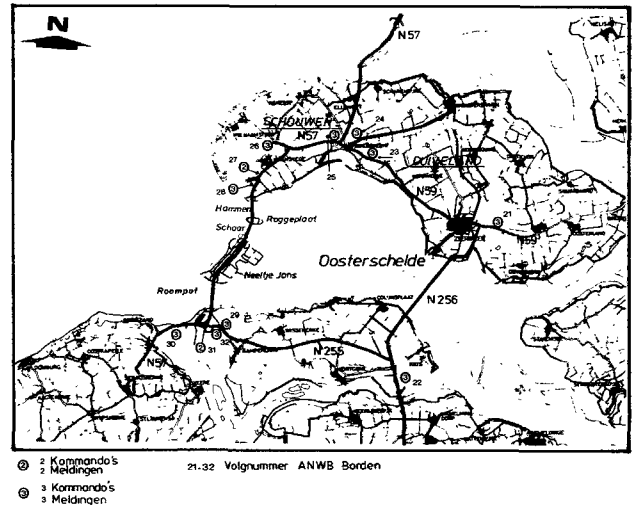
Onder bepaalde omstandigheden kunnen afwijkingen ontstaan van meer dan 1m.

Bij een enkelbaans autoweg, met verkeer in twee richtingen zijn echter uitwijkingen van meer dan 0,5m reeds ontoelaatbaar, omdat dan de rijstrookbegrenzing van het tegemoetkomende verkeer wordt overschreden. Oplossingen voor het probleem zijn:

- plaatsen van een windscherm langs de gehele kering;
- verminderen van de snelheid van het wegverkeer.

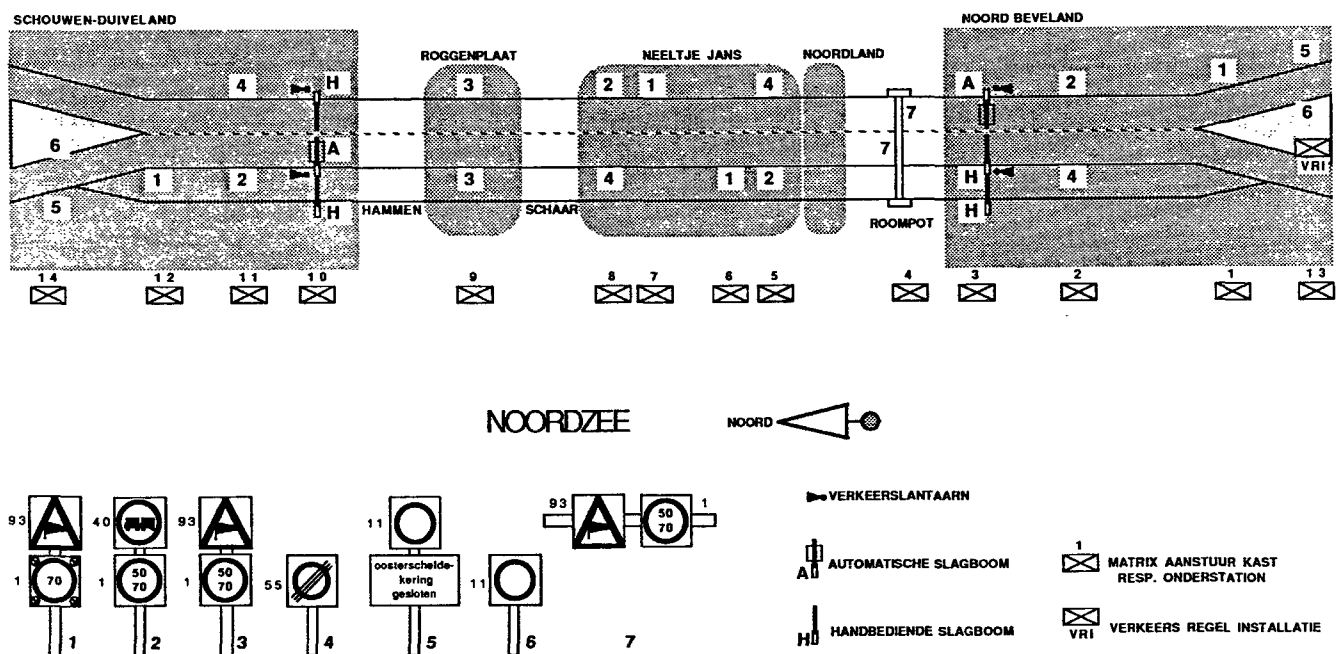
Het ontwerp van de stormvloedkering heeft echter geen ruimte gelaten voor het plaatsen van een windscherm van voldoende afmetingen, zodat tot het aanbrengen van een windwaarschuwingssysteem is besloten.

In eerste instantie is gekozen voor een eenvoudig systeem, waarbij vaksgewijs een snelheidsbeperking kan worden ingesteld.



Figuur 13. Route wegomleiding.

OOSTERSCHELDE



Figuur 14. Schematisch overzicht windwaarschuwingssysteem.

Wanneer in de toekomst zou blijken dat het systeem niet voldoet, kan dit alsnog worden uitgebouwd. Het windwaarschuwingssysteem bestaat uit twee onderdelen:

- een systeem met mogelijke instelling van maximum snelheden van 70 en 50 km/uur en afsluiting van de Oosterscheldekering voor het wegverkeer (figuur 14);
- een omleidingsroute via de Zeelandbrug (figuur 13).

De sturing van het windwaarschuwingssysteem vindt plaats vanuit het ir. J.W. Tops-huis waar ook de windgegevens van de OS-4 meetpaal binnenkomen en waar voorts de gegevens over de stand van de schuiven beschikbaar zijn.

Bij de ingestelde snelheidsbeperking wordt aangegeven waarom de

beperking is ingesteld. Dit geschiedt via de borden "windwaarschuwing" c.q. "verboden in te halen". Onder extreme omstandigheden zal de snelheidsbeperking tot 50 km/uur niet voldoende zijn. In dat geval zal het omleidingssysteem via de Zeelandbrug in werking worden gesteld. Dit zal in eerste instantie voor caravans gelden, waarna het voor alle verkeer kan worden ingesteld.

Zowel op de hoofdrijbaan, als op de werkweg zijn met de hand te bedienen afsluitbomen geplaatst, enerzijds om het eventueel op de stormvloedkering aanwezige verkeer te kunnen afvoeren, anderzijds om bedienend verkeer op de kering toe te laten. Aan het einde van een afsluitingsperiode kunnen de afsluitbomen gelijktijdig worden geheven.

7. Documentatielijst

1. Deltawet-Staatsblad 246, mei 1958
2. Rapport Deltacommissie, deel 1: Eindverslag en Interimadviezen-Staatsdrukkerij- en Uitgeverijbedrijf 's-Gravenhage 1960
3. Nota "Keuze van het tracé voor de afsluitdam door de Oosterschelde"
-Rijkswaterstaat, Deltadienst, 's-Gravenhage, maart 1968
4. Nota "Afsluiting Oosterschelde-Ontwerp dwarsprofiel Oosterschelde-
dam"-Rijkswaterstaat, Deltadienst, Zierikzee, mei 1968
5. Structuurschema Verkeer en Vervoer-Ministerie van Verkeer en Waterstaat
en Ministerie van Volkshuisvesting/Tweede Kamer, zitting 1978-1979,
14390 nrs. 10-12 en idem zitting 1980-1981, 14390 nrs. 295-296
- 6 t/m 21. Nota's PGO/PGS 1 t/m 16 Stormvloedkering Oosterschelde-Rijkswaterstaat,
Projectgroep Stormvloedkering Oosterschelde, 1976 t/m 1988
22. Ontwerpnota met tekeningen van de schutsluis Noordland-Rijkswaterstaat,
Projectgroep Stormvloedkering Oosterschelde, Projectbureau 1, nota 11, januari 1980. NOLAS-N-80003
23. Nota "Landschapsvorming van de Oosterscheldekering en de werklocaties
langs de kusten van Schouwen en Noord-Beveland"-Stichting voor
Landschapsplanning en Ontwerp STILO, Wageningen, januari 1983
24. Eindrapport Stormvloedkering Oosterschelde-Rijkswaterstaat, 's-Gravenhage, mei 1976
25. Bestek nr. DED-2302a, met 11 tekeningen en Overeenkomst nr. DED-1750/230a,
d.d. 24 september 1987
26. Notitie "Asfalt op verkeerskokers"-directie Sluizen en Stuwen, Bouwbureau
Stormvloedkering Oosterschelde, d.d. 10 november 1987. WG-2-M-87088/2
PROBU-M-87106
27. Rapport "Windtunnelonderzoek naar de windhinder op de autoweg op de
Stormvloedkering Oosterschelde"-Nationaal Lucht- en Ruimtevaartlaboratorium
NLR; TR 85084 L, Volume I, II en III- auteur R. Ross
28. Rapport "Berekening van de te verwachten windhinder voor het wegverkeer
op de Stormvloedkering Oosterschelde"-Instituut voor Wegtransportmiddelen TNO",
Delft, d.d. 19 december 1985 auteur Elink Schuurman. 700430145
29. Rapport "windhinder voor het Wegverkeer op de Stormvloedkering
Oosterschelde"-Stichting Wetenschappelijk Onderzoek Verkeersveiligheid SWOV,
Leidschendam- nr. R-85-47-auteur Drs. P.I.J. Wouters
30. Handboek Oosterscheldekering-Rijkswaterstaat, Projectgroep Stormvloedkering
Oosterschelde- Stafgroep COGRON-Middelburg 1987 e.v.

Deelnota 5: Grondverbetering en verdichting funderingsbed

Inhoud

1.	Inleiding	74
2.	Doel grondverbeteringswerken in het tracé van de kering	75
3.	Funderingseisen	76
3.1.	De grondmechanische uitgangspunten van de pijlerconstructie	
3.2.	Grondmechanische uitgangspunten in relatie tot de grondverbetering	
4.	Ontgraven van cunetten	79
4.1.	Ontgravingen naar aanleiding van de samenstelling van de oorspronkelijke grondslag	
4.2.	Ontgravingen ten behoeve van "stroombestendige" ondergrond fundatiemat	
4.3.	Ontgravingen ten behoeve van legplateaus Cardium en manoeuvreerplateaus Ostrea	
5.	Aanvulling van de cunetten en aanbrengen van de ophogingen	83
5.1.	Uitgangspunten (toleranties)	
5.2.	Toleranties	
6.	Materiaalkeuze voor de uitvoering van de grondverbetering (ontgraven en aanvullen cunetten)	87
6.1.	Materiaalkeuze voor het maken van de ontgravingen	
6.2.	Materiaalkeuze voor het aanvullen van de cunetten	
7.	Verdichting	89
7.1.	Ontwerpuitgangspunten	
7.2.	De verdichtingsomvang ter plaatse van de pijlers	
7.3.	De verdichtingsomvang ter plaatse van de "getrokken" pylonen (ten behoeve van voormalige kabelbaan)	
7.4.	Verdichtingsproces en verdichtingsresultaten	
8.	Kwaliteitscontrole tijdens en na uitvoering van de grondverbetering en het verdichten	92
8.1.	Het vooronderzoek	
8.2.	Grondonderzoek ten behoeve van de controle der verdichting	
9.	Documentatielijst	94

1. Inleiding

Ten behoeve van de bouw van de stormvloedkering was het nodig om de holocene grondslag te verbeteren in het tracé van de kering en langs de randen van de bodembescherming voor en achter de kering.

De verbetering van de grondslag in het tracé van de stormvloedkering geschiedde in 4 fasen:

1. Het opruimen van de oude bodembescherming voor de oorspronkelijk geplande gesloten dam.
2. Het ontgraven van de samendrukbare lagen.
3. Het aanvullen van de aldus ontstane cunetten met schoon zand van elders.
4. Het verdichten van de niet ontgraven losgepakte zandlagen alsmede van de met zand aangevulde cunetten.

De verbetering van de grondslag langs de randen van de bodembescherming betrof alleen het verdichten van losgepakte zandlagen, in verband met het gevaar van optreden van zettingsvloeiingen tijdens de ontwikkeling van de ontgrondingskuilen.

Voor het uitvoeren van de totale grondverbetering is het volgende materieel ingezet.

- | | |
|----------------------------------|---|
| - opruimen oude bodembescherming | : emmerbaggermolens voorzien van 400 ltr rotsemmers |
| - ontgraven cunetten | : dustpanzuiger Sliedrecht 27 |
| - aanvullen cunetten | : sleephopperzuigers |
| - verdichten | : verdichtingsponton Mytilus |

2. Doel grondverbeteringswerken in het tracé van de kering

Ontgraven en uitvullen cunetten

Om de grondverbetering te realiseren moesten de samendrukbare lagen binnen het belastinginvloedsgebied onder de pijlerconstructie worden verwijderd. Bij het niet verwijderen van deze samendrukbare lagen zouden de toleranties met betrekking tot de grondmechanische deformaties en rotaties van de pijlerconstructie worden overschreden.

Verdichten

Het losgepakte zand moest in een zodanige dichtere pakking worden gebracht dat het verwekingsgevaar van de ondergrond als gevolg van cyclische golfbelastingen op de pijlerconstructie, werd geëlimineerd. Bij het niet verdichten van de losgepakte zandlagen zouden de toleranties met betrekking tot de grondmechanische deformaties en rotaties van de pijlerconstructie eveneens worden overschreden.

3. Funderingseisen

De funderingseisen van de pijlerconstructie zijn gerelateerd aan de toleranties van de schuifgeleidingen (doc. 1).

3.1. De grondmechanische uitgangspunten van de pijlerconstructie

Voor de detaillering van de schuifgeleidingen zijn de grondmechanische deformaties chronologisch aan een zestal belastinggroepen gerelateerd:

- I Belasting door eigengewicht pijler en waterballasten
- II Bouwfasestorm (1% in de expositieduur) vóór aanbrengen drempel en vóór inmeten schuiven
- III Aanbrengen drempel en leegpompen pijler
- IV Bouwfasestorm (1% in de expositieduur) na inmeten schuiven en na leegpompen, maar vóór ondergrouten
- V Gewichtsverandering pijler door verdere afbouw van de pijler (grouten, zandvullen, dorpel- en bovenbalken etc.)
- VI Eindfasestorm ($2,5 \times 10^{-4}$ belasting) tijdens functionele fase.

Uitgaande van de grondmechanische rekenmodellen (CONSOL, BEDDINGSCONSTANTE en ZETTING) zijn voor de gemiddelde grondparameters de absolute deformaties bepaald, behorende bij de belastingen volgens PGO-nota nummer 6 en (doc. 2).

Door rekening te houden met de onzekerheden van het rekenmodel enerzijds en de grondparameterschatting anderzijds is een spreiding van de deformaties per pijler geschat.

Deze spreiding blijkt met name voor de stormbelastingen vanwege het cyclische effect hoog te zijn variantecoëfficiënt orde 1,0.

De deformatieberekeningen van de pijlers worden deels uitgevoerd met behulp van de gegevens van de sonderingen. De deformatieberekening is gebaseerd op de formule van Terzaghi. De conusweerstand worden hierbij vertaald in samendrukkingsconstanten (zie tabel 1)

Tabel 1. Grondmechanische parameters

grondslag	q _c (MN/m ²)	c
fundatiemat 0,8 m	15	45
holoceen/grondverbetering	15	45
vast pleistoceen, tot 100 m beneden fundatieniveau	25	75

Voor het bepalen van de verticale deformaties wordt een conusweerstand q berekend die constant is over de hele hoogte (analoog met een samendrukkingsconstante welke constant is over de hele hoogte) en die, ingevoerd in de Terzaghi-formule, dezelfde zetting oplevert als de feitelijke geregistreerde conusweerstand.

Deze vervangende conusweerstand is de gewogen waarde van:

$$\bar{q} = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{dz_i}{q_i} \ln \left(1 + \frac{\Delta p_i}{p_0} \right)}{\sum_{i=1}^n \ln \left(1 + \frac{\Delta p_i}{p_0} \right) dz_i}$$

Aanvankelijk is getracht uit de vergelijking van een fictieve "goede" pijler en een aangrenzende "slechte" pijler een schatting te maken van de relatieve deformaties. Later is aan de hand van een probabilistische studie van de stormdeformatie (groep II, IV en VI) een betere benadering gevonden. In deze studie zijn de correlaties van de belastingen, de betrouwbaarheidsfactoren in de rekenmodellen alsmede de grondparameters tussen 2 aangrenzende pijlers ingevoerd. Voor het rekenmodel (schematisatie, cyclisch gedrag) en de belasting is een volledige correlatie ($r = 1$) tussen de deformaties van 2 aangrenzende pijlers in rekening gebracht. Voor de spreiding in gemiddelde stijfheidseigenschappen van de grondslag is geen enkele correlatie ($r = 0$) ingevoerd. Uit deze studie bleek dat de relatieve deformaties (R_1) tussen twee pijlers rechtstreeks uit de absolute deformatie (A_1 en A_{1+1}) kunnen worden afgeleid volgens:

$$\text{gemiddeld: } \mu(R_1) = | \mu(A_1) - \mu(A_{1+1}) |$$

standaard afwijking:

$$\sigma(R_1) = \sqrt{\sigma(A_1)^2 + \sigma(A_{1+1})^2 - 2 * r * \sigma(A_1) * \sigma(A_{1+1})}$$

waarin r de correlatie-coëfficiënt tussen beide pijlers is.

Een veilige schatting van r (dat wil zeggen r laag geschat voor de **verschil** deformatie) bedraagt:

groep I, III en V : $r = 0$ (geen correlatie)

groep II, IV, VI : $r = 0,75$

Voor het ontwerp moet het gesommeerde effect van alle deformaties in de groepen I t/m VI in rekening wordt gebracht. Deze groepen blijken onderling gedeeltelijk gecorreleerd te zijn, met name de grondparameter en het rekenmodel voor de combinatie I, III, V enerzijds en voor II, IV en VI anderzijds. Veiligheidshalve is een volledige correlatie ($r = 1,0$) voor de som van de deformaties in beide combinaties in rekening gebracht. Er geldt dan:

$$\mu(A_{1,R_1}) \text{ I t/m VI} = \sum_{j=1}^{VI} \mu(A_{1,R_1})_j$$

$$(\sigma(A_{1,R_1}) \text{ I t/m VI})^2 = \left(\sum_{j=1,III,V} \sigma(A_{1,R_1})_j \right)^2 + \left(\sum_{j=1,IV,VI} \sigma(A_{1,R_1})_j \right)^2$$

Voor een uitgebreidere beschouwing van de gehanteerde rekenmethode wordt verwezen naar (doc. 2).

Resultaten

In de bijlagen van hoofdstuk 7 van de derde nota toleranties- en deformatie-eisen (doc. 1) zijn voor alle pijlers de relevante translaties en rotaties van de pijler als gevolg van grondmechanische deformaties, berekend op fundatieniveau, samengevat. De deformaties hebben betrekking op het ontwerp van de SVKO volgens PGO-nota nummer 8 (zie ook doc. 2).

3.2. Grondmechanische uitgangspunten in relatie tot de grondverbetering

In het tracé van de kering kwamen op een aantal plaatsen zandhoudende kleilagen tot kleihoudende zandlagen voor. Indien de pijlers op deze samendrukbare lagen zouden worden neergezet ontstaan er grote, ontoelaatbare zettingen. Deze zettingen zouden dan optreden in de bovenste 8 à 10 m van de grondslag. Er werd daarom besloten tot een grondverbetering door de samendrukbare grondlagen, welke tot een diepte van circa 8 à 10 m beneden het niveau onderkant fundatiemat voorkwamen, te verwijderen en door schoon zand te vervangen.

Op deze wijze zou de pijlerconstructie in de Oosterschelde via een grofkorrelig fundatiebed op een voornamelijk uit zand bestaande ondergrond komen te liggen. Als gevolg van de cyclische golfbelastingen op de pijlerconstructie kunnen in deze zandondergrond wateroverspanningen worden opgebouwd.

Het zand wordt hierdoor als het ware een vloeibare massa (er treedt zogenaamd "verweking" van het zand op), hetgeen ontoelaatbare zettingen en rotaties van de pijlerconstructie tot gevolg heeft.

De mate waarin de wateroverspanningen worden opgebouwd wordt voornamelijk bepaald door het poriëgehalte en de doorlatendheid van de zandgrond. Uit laboratoriumproeven is gebleken dat voor Oosterscheldezand ($d_{60} = 150 - 250 \mu$ en siltgehalte $< 10\%$) bij een poriëgehalte kleiner dan 40%, de wateroverspanningopbouw bij golfbelasting op de pijler verwaarloosbaar klein is.

Bovendien moest het draagvermogen van het zand aanzienlijk worden vergroot om zettingen van de pijlerconstructie zo gering mogelijk te houden. Uit resultaten van continuboringen en elektrische dichtheidsmetingen bleek dat het oorspronkelijk aanwezige holocene zand en het geklapt zand van de grondverbetering ter plaatse van de toekomstige pijlers over het algemeen losgepakt was, met poriëgehalten van 40% tot 43%. Met andere woorden dit zand was sterk "verwekingsgevoelig"; bij golfbelastingen op de pijlerconstructie zouden grote wateroverspanningen in de zandgrond ontstaan. De "verwekingsgevoeligheid" van het zand diende dus te worden geëlimineerd, ofwel het poriëgehalte moest kunstmatig tot beneden 40% worden gebracht. Het vergroten van de pakkingsdichtheid van de zandgrond zou zowel het draagvermogen als de verwekingsgevoeligheid verkleinen. Een gangbare methode om dit doel te bereiken is het verdichten van de zandgrond met behulp van trijnaalden.

Teneinde aan de berekeningsuitgangspunten van de fundering van de pijlerconstructie te voldoen diende de verdichting van het verwekingsgevoelige holocene zand aan een aantal eisen te voldoen.

Deze verdichtingseisen kunnen in vier delen worden opgesplitst:

1 Verwekingseis:

n (40% - Na het verdichten dient het gemiddelde poriëgehalte n kleiner dan 40% te bedragen.

2 Deformatie-eis:

Na verdichten dient de gemiddelde conusweerstand per pijler minimaal 13 MN/m² te bedragen, doch het gemiddelde van 5 opeenvolgende pijlers dient minimaal 15 MN/m² te bedragen. De gemiddelde conusweerstand is hierbij het rekenkundig gemiddelde van de 4 gewogen conusweerstand ter plaatse van de hoekpunten der pijlers.

3 Eis met betrekking tot de spreiding in de gemiddelde conusweerstand ter plaatse van één pijler:

Deze eis hangt samen met de toelaatbare inhomogeniteit van de grondslag binnen het gebied van één pijler. Deze homogeniteit is zowel van belang voor de spanningsverdeling van de ondergrond op de betonconstructie als voor de langs- en dwarsrotaties van de pijler als gevolg van de verticale belastingen bij de verschillende bouwfase- en eindfasestormbelastingen. Uitgangspunt is dat de reeds voor het huidige ontwerp gehanteerde grenzen voor de inhomogeniteit niet mogen worden overschreden (doc. 2).

Het voorafgaande resulteert in de volgende eisen ten aanzien van de spreiding in gemiddelde conusweerstand van de verdichte ondergrond binnen het gebied van één pijler.

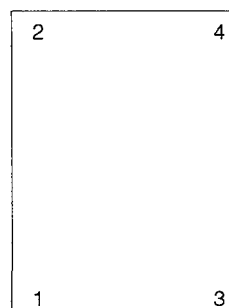
$$\frac{\bar{q}_c \max}{\bar{q}_c \min} \leq 1.4 \text{ of } \frac{\bar{q}_c \min}{\bar{q}_c \max} \geq 0.71$$

$\bar{q}_c \max$
= grootste gemiddelde conusweerstand van de 4 sonderingen

$\bar{q}_c \min$ = kleinste gemiddelde conusweerstand van de 4 sonderingen

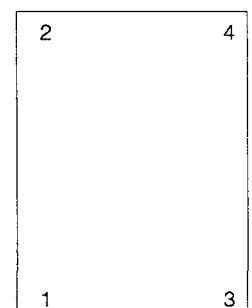
N.B. Het belastingniveau en de gemiddelde grondgesteldheid ter plaatse van de pijlers is reeds in het ontwerp (aanslagbreedte, sponningdiepte, betonberekeningen) verwerkt en vormen daarom geen redenen om voor verschillende locaties van de bovengenoemde criteria af te wijken.

4 Eisen met betrekking tot de gemiddelde conusweerstand van 2 aangrenzende pijlers:



Pijler Ri

1, 2, 3, 4 = sondering



Pijler Ri + 1

Met het oog op de relatieve dwarsrotaties, dat wil zeggen het verschil in dwarsrotatie van 2 aangrenzende pijlers, dienen de volgende eisen te worden gehanteerd:

$$1. \quad 0.75 \leq \frac{\mu \bar{q}_c (R_i)}{\mu \bar{q}_c (R_i + 1)} \leq 1.35$$

$$2. \quad 0.60 \leq \frac{\left(\frac{\bar{q}_{c1} + \bar{q}_{c2}}{\bar{q}_{c3} + \bar{q}_{c4}} \right) R_i}{\left(\frac{\bar{q}_{c1} + \bar{q}_{c2}}{\bar{q}_{c3} + \bar{q}_{c4}} \right) R_i + 1} \leq 1.70$$

$\mu \bar{q}_c (R_i)$ = gemiddelde van de 4 gewogen conusweerstand van pijler R_i

$\mu \bar{q}_c (R_i + 1)$ = gemiddelde van de 4 gewogen conusweerstand van de aan R_i grenzende pijler $R_i + 1$.

De tweede eis legt een beperking op aan de inhomogeniteitsverhouding in dwarsrichting tussen 2 aangrenzende pijlers.

4. Ontgraven van cunetten

4.1. Ontgravingen naar aanleiding van de samenstelling van de oorspronkelijke grondslag

In juli 1978 is met behulp van de tot dan bekende grondgegevens de uitbaggerlijn ter plaatse van de pijlers vastgesteld (doc. 3). De uitbaggerlijn werd voornamelijk bepaald door het niveau van de onderkant van het funderingsbed. Uit de analyse van de grondgegevens bleek dat het niveau van de onderkant van het funderingsbed kon worden aangehouden, met uitzondering van de pijlers R1 t/m R2, R6 t/m R14, R15 t/m R28, S10 t/m S13 en H12 t/m H16. Ter plaatse van de hierbovengenoemde pijlers bestond de ondergrond respectievelijk uit sterk silthoudend zand tot sterk silthoudend zand. Met behulp van de grondmechanische criteria werden voor deze pijlers de volgende uitbaggerniveaus vastgesteld:

a. R1 t/m R2 - baggerdiepte = N.A.P.- 25 m

Ter plaatse van de pijlers R1 t/m R2 kwam een circa 0,5 tot 1,5 m dikke zandlaag voor waarin veel dunne kleilaagjes en kleilagen zaten. De bovenbegrenzing van deze laag verliep van ongeveer N.A.P.- 22 m naar N.A.P.- 24 à 25 m. Ter plaatse van pijler R3 kwam deze kleilaagjes-zandlagenstructuur praktisch niet meer voor. Daar deze "slechte" laag vrijwel vlak onder het niveau onderkant pijler voorkwam diende deze laag ter plaatse van de pijlers R1 t/m R2 in zijn geheel te worden verwijderd en vervangen door een te verdichten grondverbetering.

b. R6 t/m R14 - uitbaggerdiepte = N.A.P.- 38 m

Ter plaatse van deze pijlers kwam vanaf de bodem tot N.A.P.- 42 m een sterk silthoudende zandlaag voor (9 tot 25% silt) welke niet te verdichten was. Teneinde de wateroverspanningsgeneratie en de daaruit voortvloeiende deformaties te beperken diende deze sterk silthoudende laag tot een niveau van N.A.P.- 38 m te worden weggebaggerd en vervangen te worden door een grondverbetering welke tevens verdicht diende te worden.

c. R15 t/m R22 - uitbaggerdiepte = N.A.P.- 35,5 m R23 t/m R28 - uitbaggerdiepte = N.A.P.- 34 m

Ter plaatse van de pijlers R15 t/m R28 kwam vanaf bodem tot respectievelijk N.A.P.-35,5 m (R15 t/m R22) en N.A.P.- 34 m (R23 t/m R28) een kleihoudende zandlaag tot zandhoudende kleilaag voor. Deze "slechte" laag diende in zijn geheel te worden weggebaggerd en vervangen te worden door een te verdichten grondverbetering.

d. S9 t/m S13 - S10 - uitbaggerdiepte = N.A.P.- 27,25 m S11/S12 - uitbaggerdiepte = N.A.P.- 31 m

Ter plaatse van deze pijlers kwam een circa 1,5 tot 2,5 m dikke losgepakte zandlaag voor, waarin zich veel dunne kleilaagjes bevonden; de bovenbegrenzing van deze laag lag op ongeveer N.A.P.- 28 à 29 m, de onderbegrenzing op N.A.P.- 30 à 31 m.

Het laten zitten van deze laag zo dicht onder de pijler zou tot wateroverspanningsgeneratie (slechte drainage) en relatief grote deformaties leiden vanwege de grove spekkoekestructuur van deze laag (klei/zand gelaagdheid). De invloed van de belasting op de wateroverspanningsgeneratie wordt kritisch geacht tot een diepte van ongeveer 8 m beneden onderkant voetplaat pijler.

De "slechte" laag hier ter plaatse diende daarom in zijn geheel te worden weggebaggerd en vervangen te worden door een goed te verdichten grondverbetering.

Indien geen grondverbetering werd toegepast zouden de deformaties alleen al ten gevolge van de aanwezigheid der kleilaagjes toenemen in de orde van 25%; op dit percentage diende bovendien het extra deformatiepercentage als gevolg van de verweking van de grond als gevolg van wateroverspanningsgeneratie te worden gesuperponeerd. Het werd niet aanvaardbaar geacht om de grondverbetering te beperken.

e. H12 t/m H16 - uitbaggerdiepte = circa N.A.P.- 25 m

Ter plaatse van de pijlers H12 t/m H16 kwam direct onder het niveau onderkant pijler een ongeveer 1 m (H16) dikke zandlaag voor waarin zich veel dunne kleilagen en kleistukken bevonden (spekkoekestructuur). De bovenbegrenzing van deze laag lag op ongeveer N.A.P.-22 à 23 m; de onderbegrenzing lag op ongeveer N.A.P.- 24 à 25 m. Daar deze spekkoeke laag vrijwel direct onder het niveau onderkant pijler lag diende deze laag in zijn geheel te worden verwijderd en vervangen te worden door een te verdichten grondverbetering.

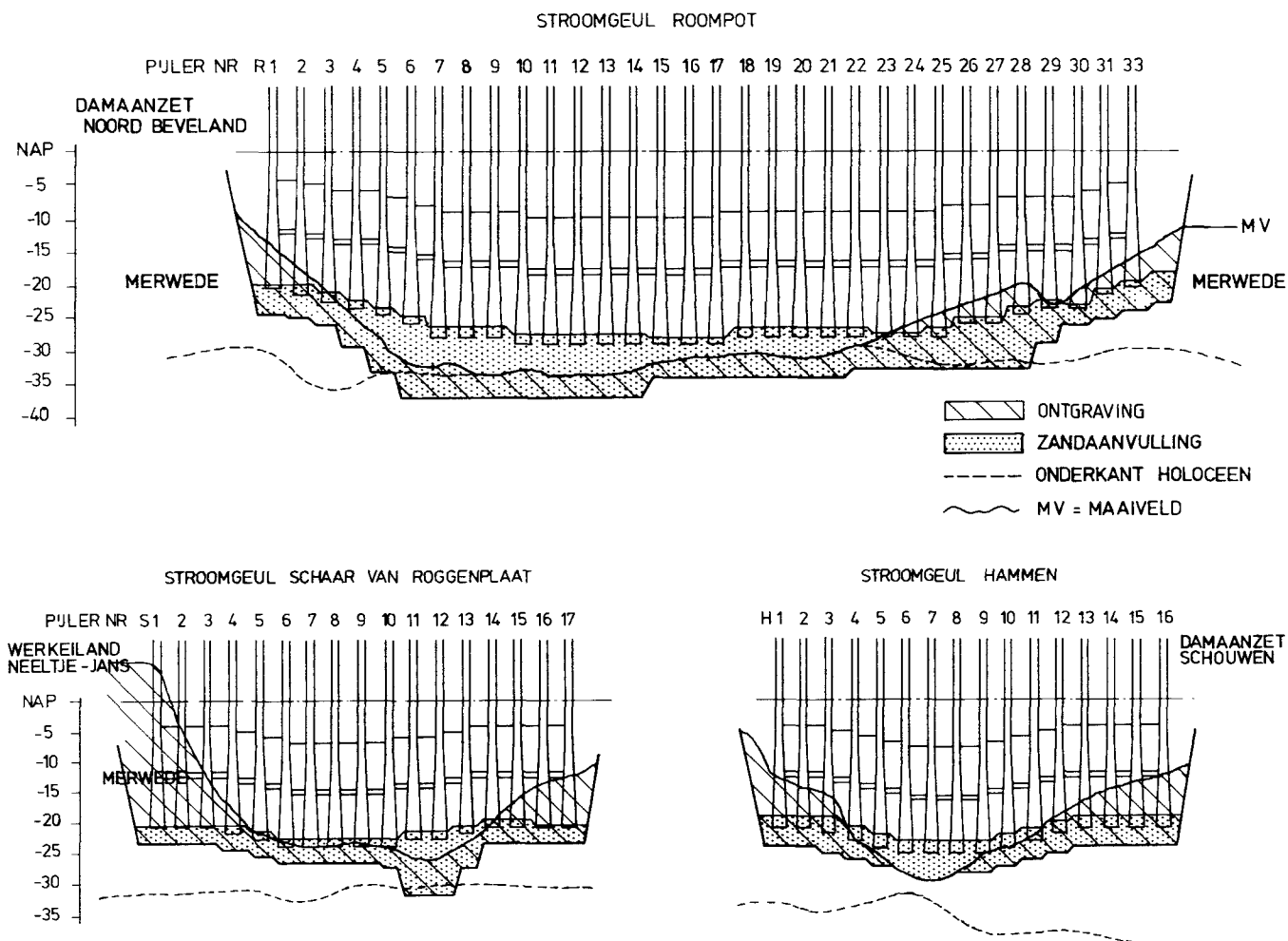
4.2. Ontgravingen ten behoeve van "stroombestendige" ondergrond fundatiemat

In de tijdsperiode gelegen tussen de fijne opschoonfase en het leggen van de fundatiemat (Cardium) kan erosie optreden van het bodemmateriaal. De mate van erosie wordt sterk bepaald door de grofheid van het bodemmateriaal. De erosiebestendigheid van het normale matig fijne (d50 circa 200 μ) Oosterschelde zand werd niet zo groot geacht (erosie van 70 tot 100 mm per dag).

Op grond van doc. 4 werd daarom besloten dat onder het niveau van onderkant fundatiemat een circa 2 m dikke grof zandlaag (d50 circa 400-500 μ) diende te zitten. De erosie van grof zand werd geschat op ongeveer 2 tot 3 mm per dag.

Deze beslissing hield in dat buiten de locaties waar zogenaamde diepe ontgravingen plaatsvonden, ter plaatse van de overige locaties waar erosie kan plaatsvinden een ondiepe ontgraving tot ongeveer 3 m onder de voetplaat van de pijler (dikte fundatiemat circa 1 m) moest worden uitgevoerd.

De totale omvang van de "diepe en ondiepe" ontgravingen over de lengte as van de kering is in figuur 1 weergegeven.



Figuur 1. Omvang van de ontgravingen.

Voor de breedte van de cunetten zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd (doc. 8 en 9):

- cunetbreedte op niveau 0,6 m beneden onderkant pijler: minimaal 80 m
- cunetbreedte ondiepe grondverbeteringen op niveau 3,0 m beneden pijlervoet: 50 m; rekeninghoudend met een cunethelling van 1:7, bedraagt de cunetbreedte op het niveau van de pijlervoet minus 0,6 m; 83,6 m
- cunetbreedte diepe grondverbeteringen ter plaatse van de bodem van het cunet 50 m, met uitzondering van Roompot hm 12.6 tot 18.75 waar in verband met het probleem van verdichting in taluds een breedte is aangehouden van 60 m
- cunethellingen diepe grondverbeteringen tot 1,5 m onder pijlervoet 1:4, daarboven 1:7

— cunethellingen ondiepe grondverbeteringen 1:7

— beëindiging van het cunet in lengterichting van de as ter plaatse van:

Roompot-Zuid	1:6
Roompot-Noord	1:7
Schaar-Zuid	1:5
Schaar-Noord	1:7
Hammen-Zuid	1:5
Hammen-Noord	1:7

4.3. Ontgravingen ten behoeve van legplateaus Cardium en manoeuvreerplateaus Ostrea.

Tegelijk met de ontgravingen voor de grondverbetering zijn leg- en manoeuvreerplateaus aangelegd op die plaatsen waar de aanwezige waterdiepte ontoereikend was voor de Cardium en Ostrea om hun taken te vervullen.

De uitgangspunten voor deze plateaus waren voor de diepte:

- De benodigde vrije vaardiepte voor de matrol met mat:
N.A.P.-13,7m.
- De dikte van nog te maken constructies vermeerderd met voor de diverse locaties verschillende uitvoeringstoleranties.

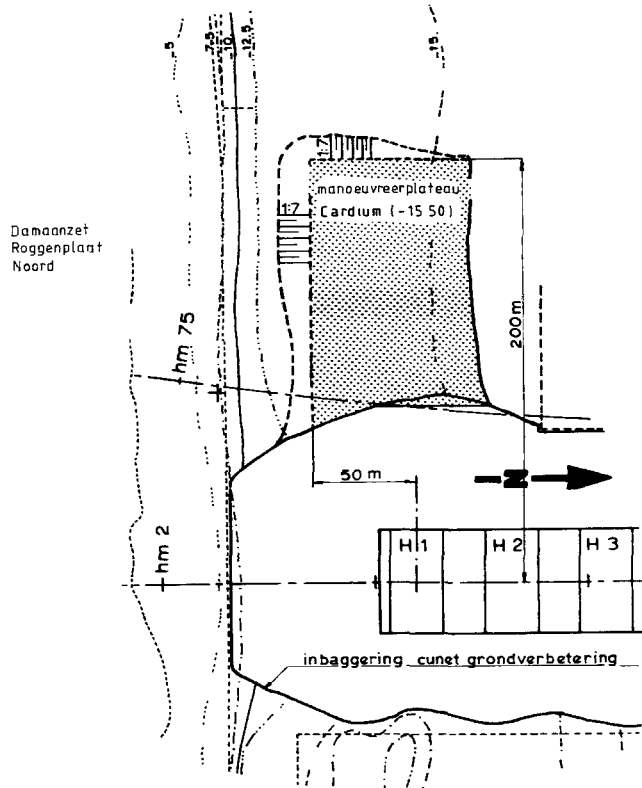
Deze uitgangspunten resulteerden in:

- De aanlegdiepte voor de legplateaus van het Cardium:
N.A.P.-15,5 m.
- De aanlegdiepte voor de manoeuvreerplateaus van de Ostrea:
Ter plaatse van de overlap funderingsmatten op blokkenmat: N.A.P.-18,5m.
Ter plaatse van de losgestorte filters: N.A.P.-18m.
Ter plaatse van de normale bodembescherming: N.A.P.-17,5m.

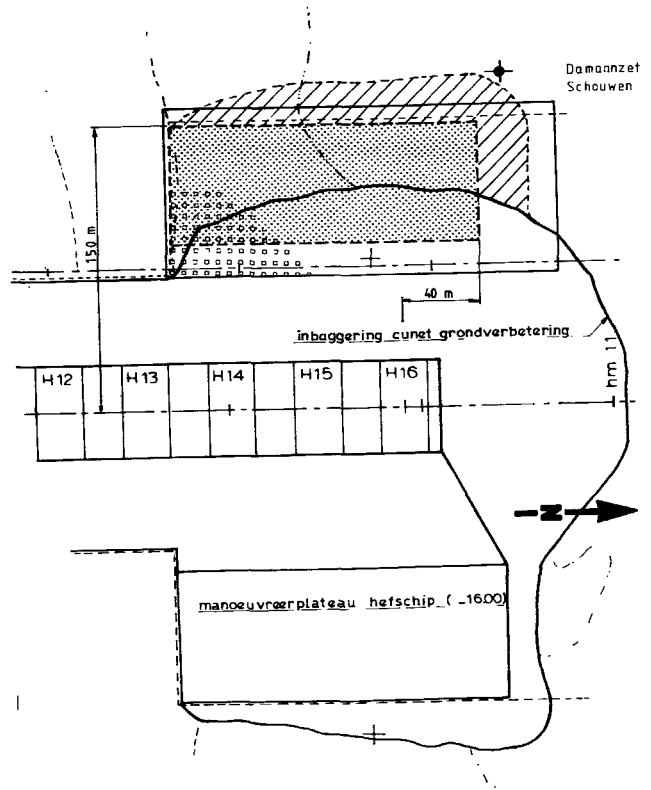
Voor de horizontale afmetingen van de leg- en manoeuvreerplateaus gelden de volgende uitgangspunten (doc. 5, 6 en 7):

- Afmetingen Ostrea-Macoma combinatie.
- Afmetingen Cardium met matrol.
- De posities van de werkschepen in de verschillende bouwfases.
- Manoeuvreertoleranties.

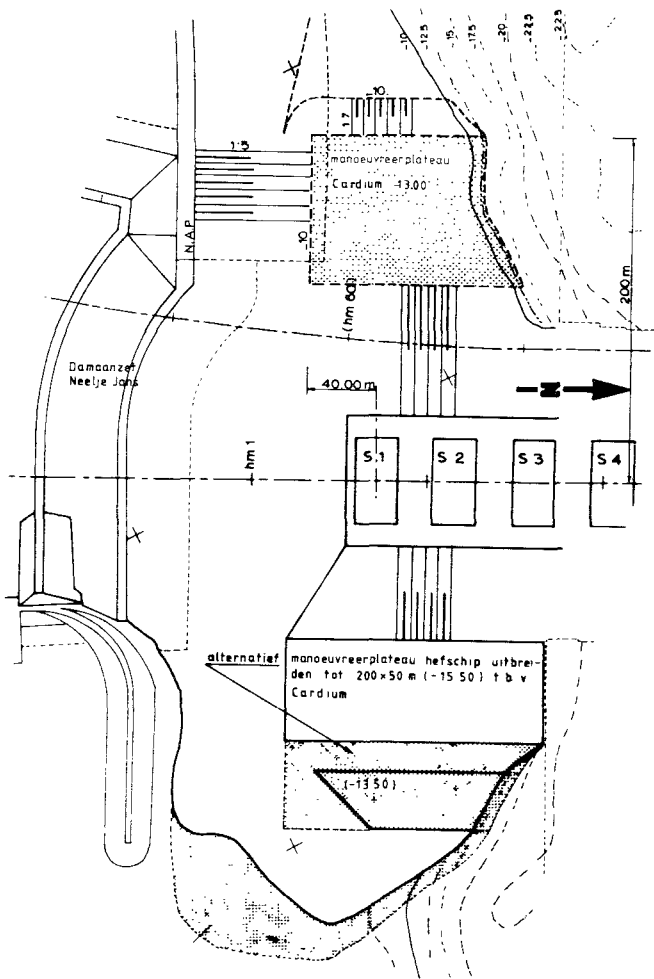
De situering en afmetingen van deze plateaus zijn in de figuren 2 t/m 7 weergegeven.



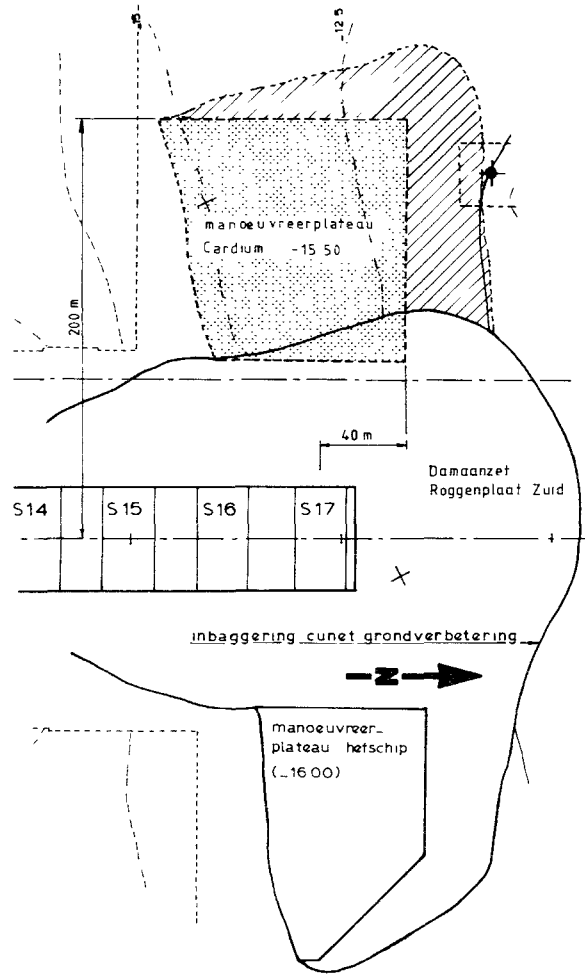
Figuur 2. Ontgravingen ten behoeve van legplateau Cardium en manoeuvreerplateaus ten behoeve van de Ostrea.



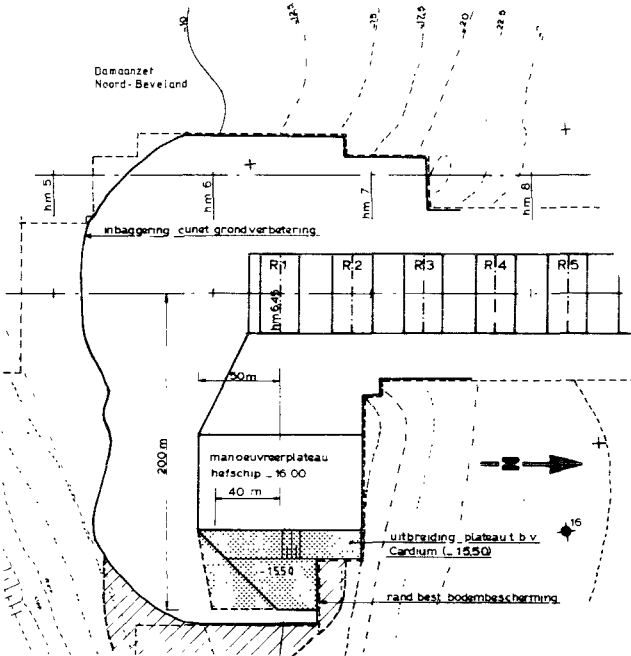
Figuur 3. Ontgravingen ten behoeve van legplateau Cardium en manoeuvreerplateaus ten behoeve van de Ostrea.



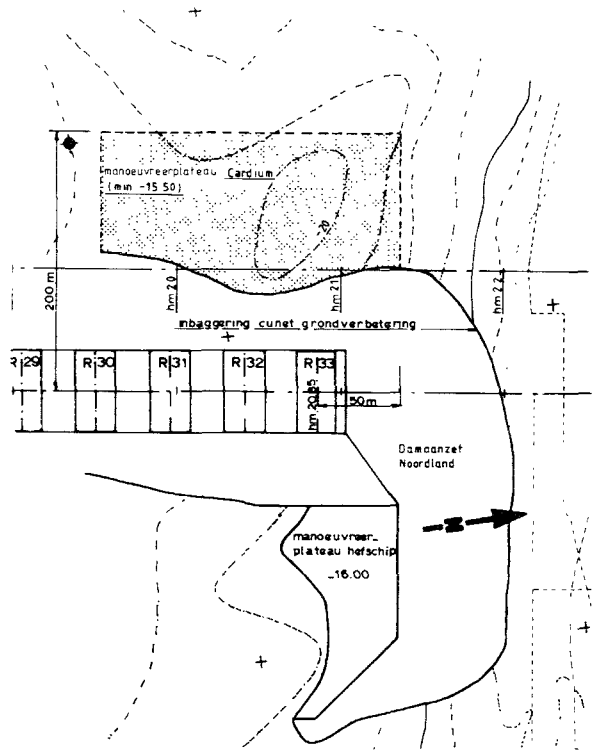
Figuur 4. Ontgravingen ten behoeve van legplateau Cardium en manoeuvrerplateaus ten behoeve van de Ostrea.



Figuur 5. Ontgravingen ten behoeve van legplateau Cardium en manoeuvrerplateaus ten behoeve van de Ostrea.



Figuur 6. Ontgravingen ten behoeve van legplateau Cardium en manoeuvrerplateaus ten behoeve van de Ostrea.



Figuur 7. Ontgravingen ten behoeve van legplateau Cardium en manoeuvrerplateaus ten behoeve van de Ostrea.

5. Aanvulling van de cunetten en aanbrengen van de ophogingen.

5.1. Uitgangspunten (toleranties)

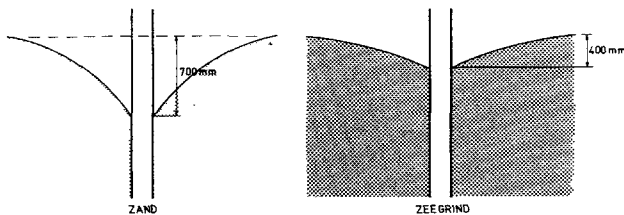
Bij het geklapte zand van de ophogingen is een onderscheid gemaakt in:

- fijn zandophogingen in de niet erosiegevoelige gebieden;
- fijn zandophoging als onderdeel van een fijn zand/grof zand ophoging (in erosiegevoelige gebieden);
- grof zandophoging.

Voor de toleranties van de grondverbeteringen zijn de volgende uitgangspunten toegepast (doc. 10):

a. Uitgangspunten verdichtingsschip

- Zetting (inklinking) als gevolg van verdichten bedraagt circa 8-10% van de dikte van de te verdichten laag.
- De minder verdichtbare bovenlaag bedraagt 0,5-1 m; er is 1 m aangehouden.
- Rond de trilnaalden is het grind verdwenen in een straal van circa 2 m.
- Erosie rond de spudpalen (zie figuur 8.).



Figuur 8. Erosie rond de spudpalen.

b. Uitgangspunten afkomstig uit peilingen

- Ribbelvorming top-dal = 0,7 m.
- Erosiesnelheid ophoging Roompot
 - * indien op aangrenzende bodembescherming laag zand: 60 mm/dag
 - * indien geen laag zand op aangrenzende bodembescherming: 60-100 mm/dag.

c. Uitgangspunten met betrekking tot de Cardium

- Maximale breshoogte bij 100% zeegrond: 0,5 m.
 - Maximale breshoogte bij 100% zand: 1,6 m.
- Beide getallen gelden voor het in één laag wegzuigen met een verhaalsnelheid van 2 m/minuut.

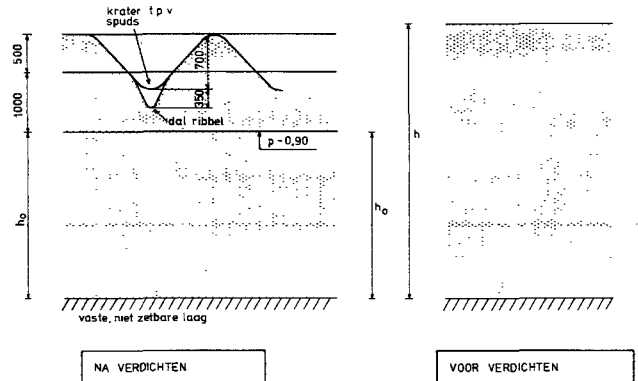
5.2. Toleranties

A Fijn zand

Bij het fijne zand zijn 2 gevallen te onderscheiden:

- Ter plaatse van niet erosiegevoelige gebieden: hier ontbreekt een grof zand afdeklaag en bestaat de ophoging alleen uit fijn zand.
- Ter plaatse van erosiegevoelige gebieden: op de fijnzandlaag is een grofzandlaag met grindafdekking aangebracht.

Sub a. Niet erosiegevoelige gebieden (zie figuur 9.).



Figuur 9. Toleranties fijn zand ter plaatse van niet erosiegevoelige gebieden.

De toleranties hebben hier te maken met:

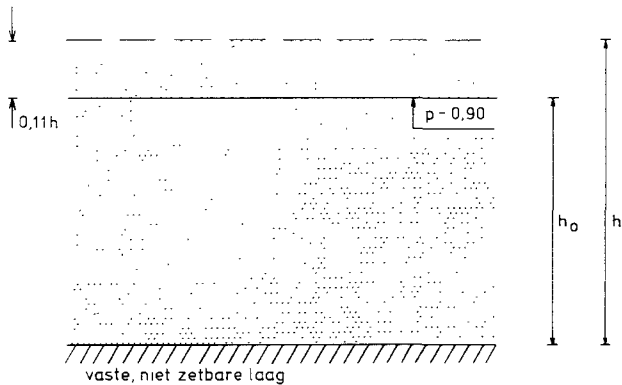
- inklinking fijn zand als gevolg van verdichten (= 10% van de dikte van de te verdichten fijnzandlaag);
- minder verdichtbare laag welke door de Cardium wordt weggehaald (= 1 m);
- extra buffer Cardium om opschonen in 2 fasen mogelijk te maken (0,5 m);
- ribbelvorming (0,35 m);
- erosie rond spudpalen (0,7 m).

De laatste twee punten zijn opgevangen in de extra buffer ten behoeve van de Cardium en de minder verdichtbare laag.

Bij de notaties: p = niveau onderkant voetplaat pijler (van fig. 9, 10 en 11)
 h_0 = vereiste fijnzandlaagdikte na verdichten (bovenbegrenzing is $p - 0,9$ m)
 h = vereiste fijnzandlaagdikte voor verdichten (te klappen hoogte)
 h_1 = vereiste grofzandlaagdikte voor verdichten (te klappen hoogte)
 h_2 = vereiste grofzandlaagdikte na verdichten.
 $h = 1.11 (h_0 + 1.5) =$ te klappen fijnzandlaag.

Maatgevend is dat niet door het vlak (p -0,90) wordt gekomen; het persvermogen van de Cardium speelt hierbij een rol.

Sub b. Erosiegevoelige gebieden (zie figuur 10)



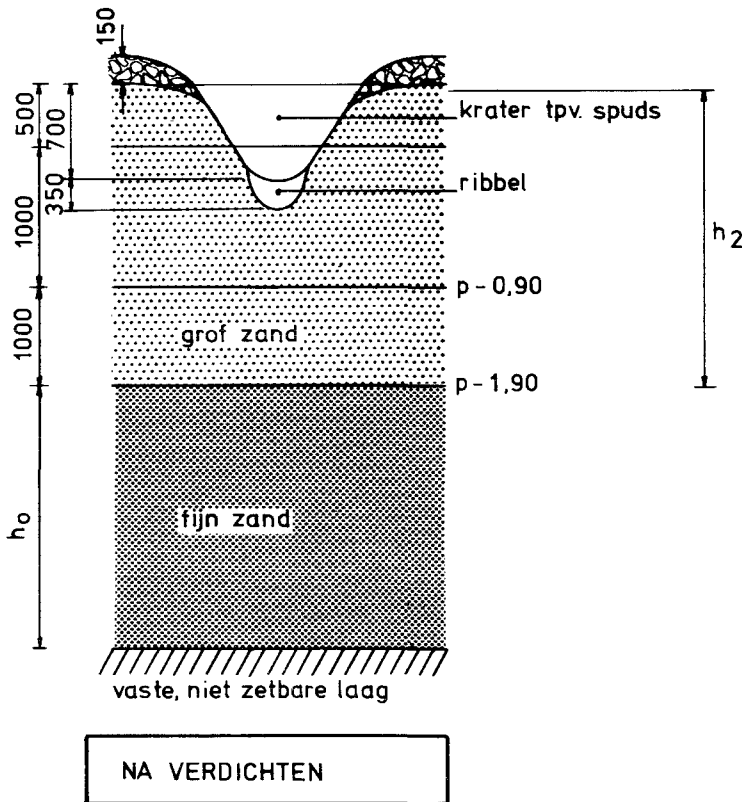
Figuur 10. Toleranties fijn zand ter plaatse van erosiegevoelige gebieden

De tolerantie heeft hier alleen te maken met de inklinking van de fijnzandlaag als gevolg van het verdichten aangezien deze laag wordt afgedekt met een grofzandlaag met grindafdekking.

$$h = 1.11 h_0 = \text{te klappen fijnzandlaag.}$$

B. Grof zand (zie figuur 11)

De onderbegrenzing van de grove zandlaag na het verdichten bedraagt p -1,9 m (1 m grof zand + 0,9 m mat).



Figuur 11. Toleranties grof zand.

Bij het grove zand spelen de volgende elementen een rol voor de toleranties:

- inklinking grof zandophoging als gevolg van verdichten (= 10% van de te verdichten grofzandhoogte);
- minder verdichtbare laag welke door de Cardium wordt weggehaald (= 1 m);
- extra buffer ten behoeve van de Cardium (= 0,5 m);
- ribbelvorming (= 0,35 m), treedt na kratervorming ter plaatse van spuds op;
- erosie rond spudpalen (0,7 m in zand en 0,4 m in grind; kratervorming in zand is als maatgevend aangehouden). De ribbelvorming en erosie (kraters) rond de spudpalen is opgevangen in de minder verdichtbare laag en de extra buffer ten behoeve van de Cardium;
- aanbrengen zeegrind ten behoeve van voorkoming erosie; voor de toleranties is de minimum dikte van het zeegrind (0,15 m) maatgevend.

$$\text{Fijn zand : } h = 1.11 h_0$$

$$\text{Grof zand : } h_1 = 1.1 \quad h_2 = 1.11 (1.0 + 1.0 + 0.50)$$

$$h_1 = 2.78 \text{ m}$$

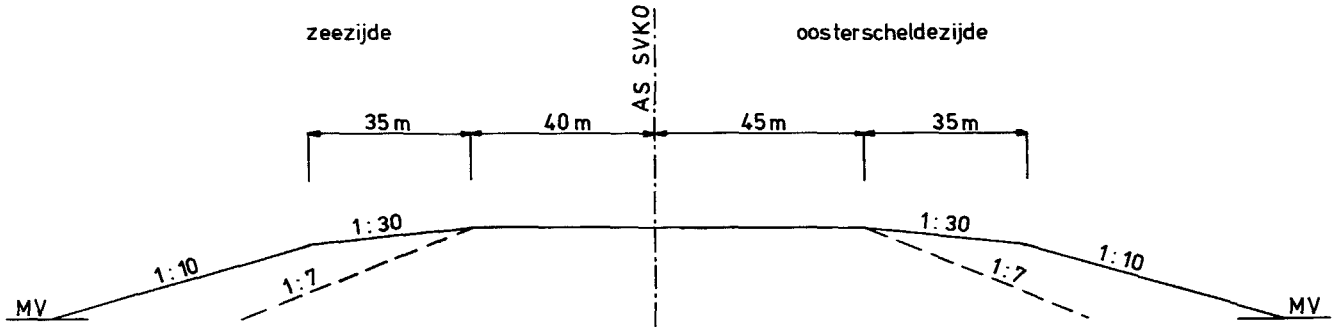
$$= \text{te klappen hoogte grof zand.}$$

Om wat aan de veilige kant te zitten is in de beschouwing betrokken het kratergetal (als gevolg van spuds) voor zand (0,7 m), hoewel er grind ligt; de minimale dikte van grind bedraagt echter 0,15 m.

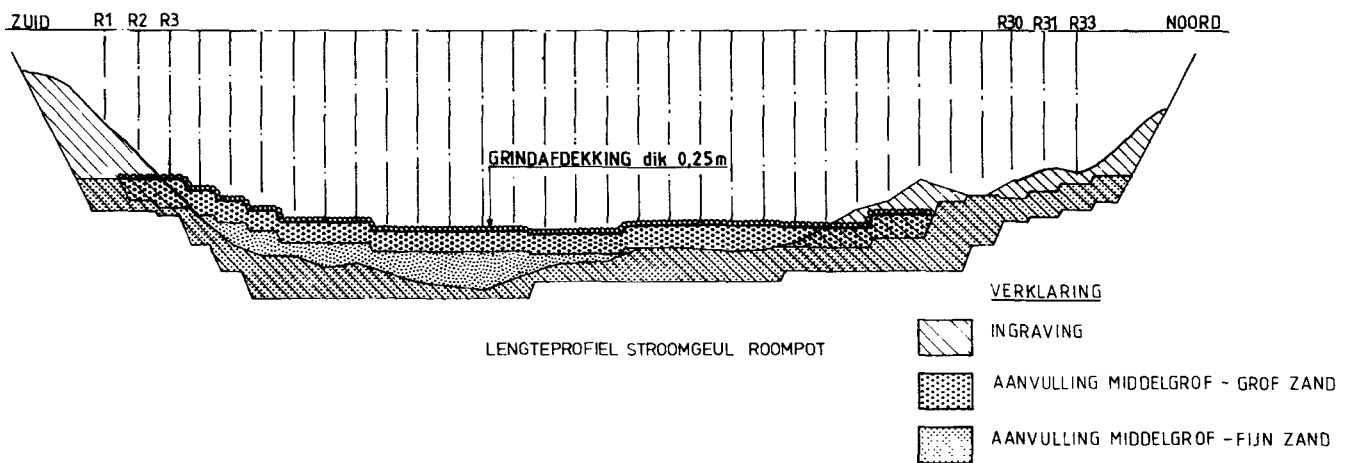
Bij deze minimale dikte zal de kratervorming in werkelijkheid waarschijnlijk tussen die van het zand en grind inliggen (0,4 — 0,7m). Voor het bestek is een maat van 2,9 m gehanteerd.

5.3. Begrenzing aanvulling en ophoging

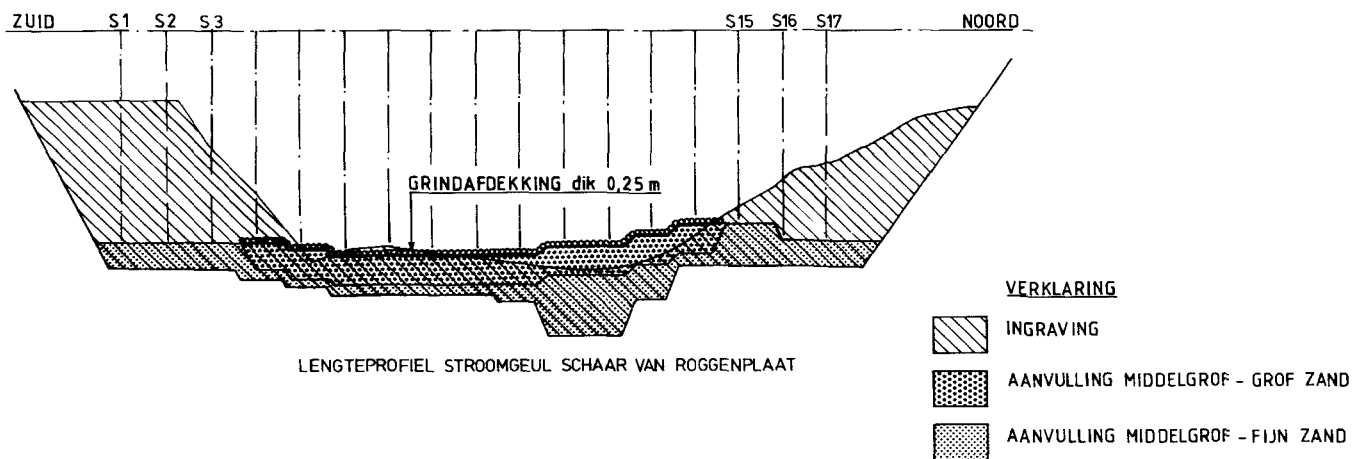
In figuur 12 is de in eerste instantie voor de ophoging gehanteerde bovenbegrenzing weergegeven (hellingen 1:30 en 1:10). Tijdens de uitvoering is deze bovenbegrenzing gewijzigd in een helling van 1:7. De locaties van de fijn- en grofzand aanvullingen zijn in de figuren 13 t/m 15 weergegeven.



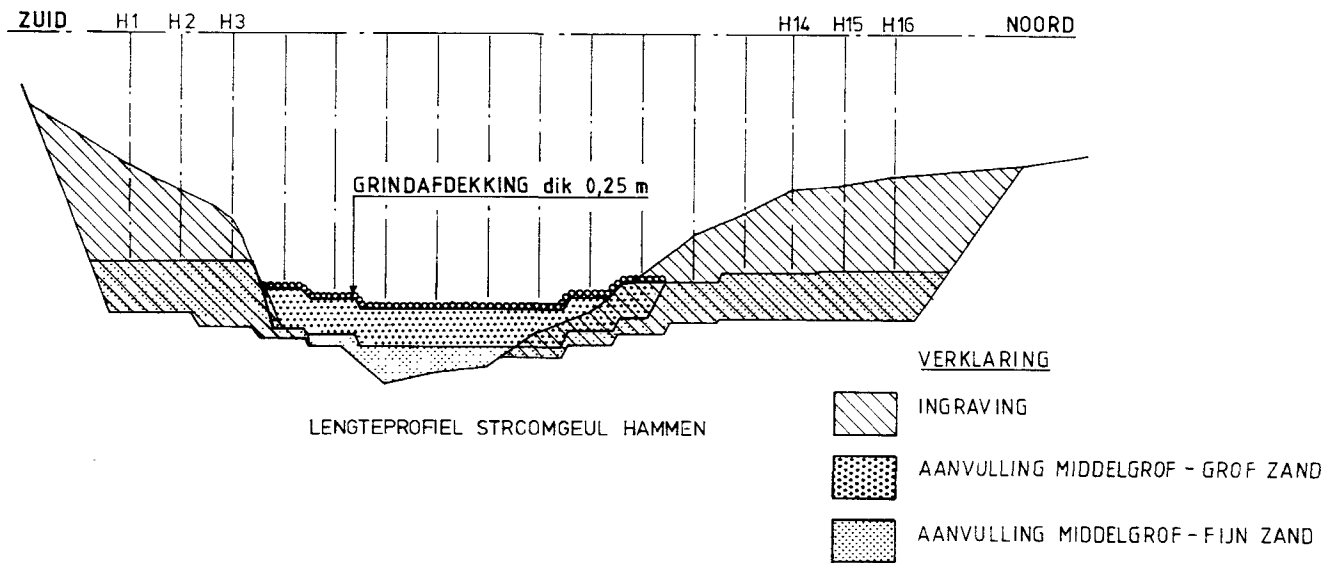
Figuur 12. Begrenzing aanvulling en ophoging.



Figuur 13. Locaties fijn- en grofzandaanvullingen.



Figuur 14. Locaties fijn- en grofzandaanvullingen.



Figuur 15. Locaties fijn- en grofzandaanvullingen.

6. Materieelkeuze voor de uitvoering van de grondverbetering (ontgraven en aanvullen cunetten)

6.1. Materieelkeuze voor het maken van de ontgravingen

De keuze van het materieel waarmee het graven van de cunetten het geschiktst kon worden uitgevoerd, is afhankelijk geweest van een aantal factoren, n.l.:

- de maximale diepte waarop kan worden gewerkt;
- de produktie, welke in relatie tot andere werkzaamheden moet kunnen worden gehaald;
- kosten;
- de te verwijderen hoeveelheden;
- de samenstelling van de te verwijderen grondslag.

Gezien de directe relatie welke bestond tussen de uitvoering van de grondverbeteringen en de aanleg van de manoeuvreerplateaus, is de uitvoering van de ontgravingen ten behoeve van de manoeuvreerplateaus in de analyse met betrekking tot de materieelkeuze meegenomen. Bij de materieelkeuze ging het in principe om de volgende typen werktuigen:

- baggermolen;
- cutterzuiger;
- dustpanzuiger.

Op grond van de resultaten van deze analyse is gekozen voor de **dustpanzuiger** (doc. 11 en 12).

De dustpanzuiger is een type zuiger dat in de Verenigde Staten wordt gebruikt voor onderhoudsbaggerwerk in de Mississippi rivier. Bij dit werk maakt de zuiger evenwijdige sneden tegen de stroomrichting in. De zuiger verplaatst zich hierbij met behulp van twee lieren aan de voorkant van het schip, die aan twee ankerkabels zijn verbonden en die aangedreven worden door twee voortstuwings-eenheden in de achtersteven van het schip.

In het getijgebied van de Oosterschelde, was deze methode niet toepasbaar, omdat iedere zes uur de stroomrichting 180° draait. Om deze reden is de zuiger voorzien van zes ankerdraden: één ter plaatse van het midden van de boeg en de achtersteven en één ter plaatse van iedere hoek van het schip, waarmee de zijdelingse beweging van het schip kon worden gecontroleerd.

Op deze wijze kon onafhankelijk van de stroomrichting worden gebaggerd. De afvoer van het gebaggerde materiaal geschiedde door middel van een rubberen drijvende leiding; bij het baggeren in de as van de Oosterschelde is de baggerspecie circa 700 m benedenstrooms van de zuiger weer in de Oosterschelde afgevoerd.

Dit betekent dat iedere zes uur de drijvende leiding van zeezijde naar Oosterscheldezijde en vice versa diende te worden omgelegd. Voor het baggerwerk in de Oosterschelde is de cutterzuiger "Sliedrecht 27" omgebouwd door de zuigpijp te voorzien van een dustpankop.

6.2. Materieelkeuze voor het aanvullen van de cunetten

In het begin was beslist dat de zandaanvulling van de grondverbeteringen met behulp van hopperzuigers zou worden uitgevoerd (doc. 12). Voor elke stroomgeul waren één c.q. twee zandwingebieden aangewezen. Het matig fijne zand (125 - 210 μm) werd uit de Oosterschelde gehaald, het grove zand (ca. 300 μm) uit de Noordzee. De locatie van de wingebieden is in de figuren 16 en 17 op de volgende pagina weergegeven.

Totaal diende er theoretisch te worden aangevoerd:

fijn zand : 1.078.000 m³
grov zand : 879.000 m³.

Het aanbrengen van het zand heeft voor het overgrote deel plaatsgevonden met de hoppers Willemstad en Johanna Jacoba.

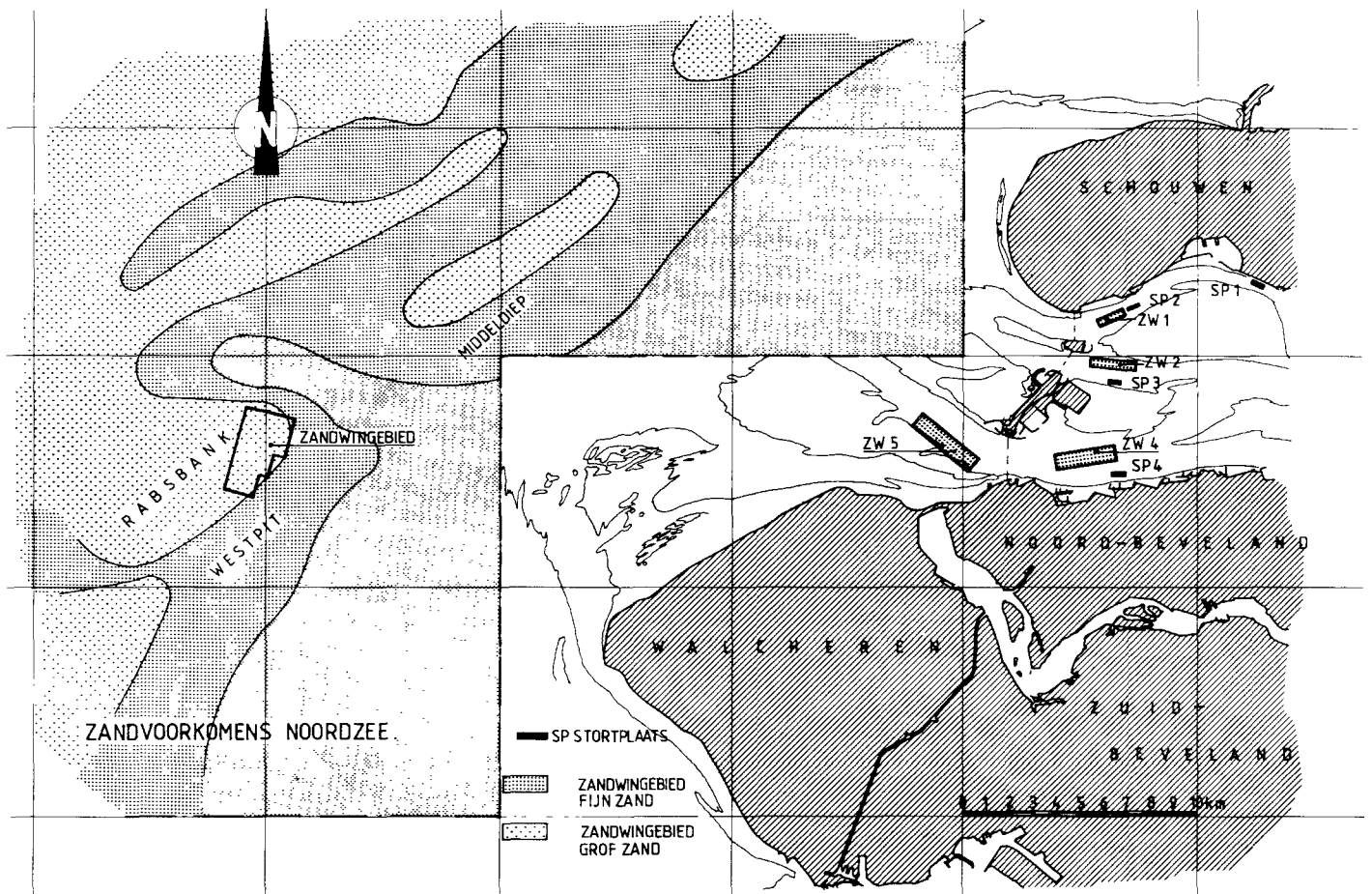
De kenmerken van deze hoppers zijn als volgt:

	Beuninhoud	Stortmechanisme
Willemstad	3300 m ³	16 kleppen (8x2 in de lengterichting van de beun) volgorde van openen: 1-2-3
Johanna Jacoba	3250 m ³	20 schuiven in dwarsrichting over de gehele lengte van de beun, die simultaan worden geopend

Gedurende het werk is de Johanna Jacoba zodanig aangepast, dat het zand eveneens door middel van de zuigpijp kan worden gelost (zogenaamde pijpstorten).

Naast de Johanna Jacoba en Willemstad is een enkele keer gebruik gemaakt van de W.D. Gateway, de HAM 308, de Meerval, de Seaway, de Medway en de HAM 306.

Bij het storten van de zandladingen werd gebruik gemaakt van de afmeerpontons Moby Dick en Manus. Met behulp van deze, in feite verankerings + positioneringspontons, kon op de juiste plaatsen worden gestort.



Figuur 16 en 17. Locaties van zandwingebieden.

7. Verdichting

7.1. Ontwerpuitgangspunten

De ontwerpuitgangspunten zijn als volgt onder te verdelen:

- A. Verdichtingsomvang
 - horizontaal
 - verticaal
 - ter plaatse van locaties waar de voormalige kabelbaanpylonen zijn getrokken
- B. Verdichtingseisen
 - grondmechanische uitgangspunten
 - formulering van de eisen.

7.2. De verdichtingsomvang ter plaatse van de pijlers

Er wordt een onderscheid gemaakt tussen de horizontale- en verticale verdichtingsomvang.

Verticale verdichtingsomvang (zie figuur 18.)

De grootte van de verticale verdichtingsomvang is in principe bepaald door:

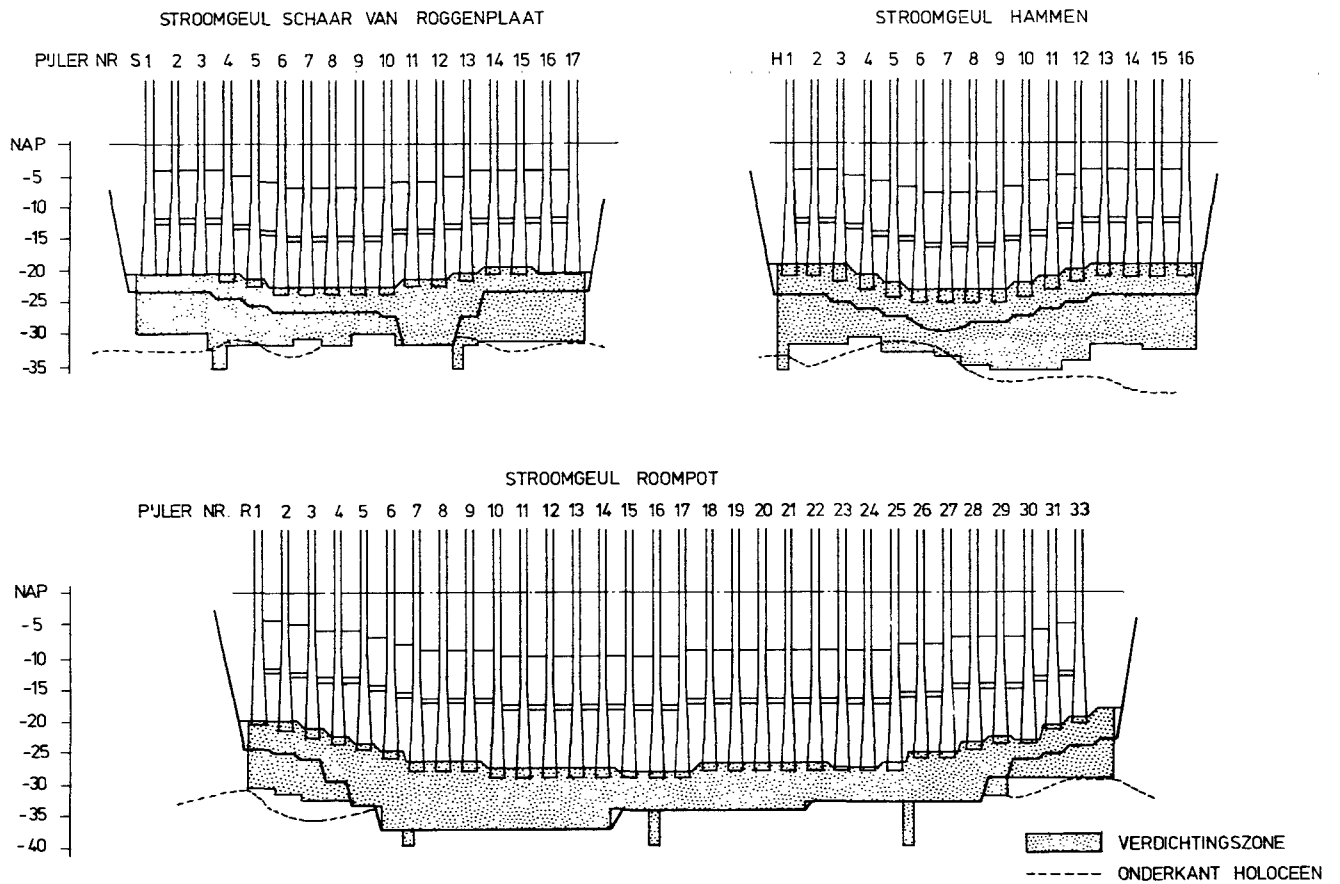
- a. de uitbaggerlijn;
- b. de verdichtingsdiepte naar aanleiding van de verwekingsgevoeligheid en deformaties van het zand;
- c. de grensscheiding pleistoceen - holoceen;
- d. het maximale dieptebereik van het Mytilus-trilnaaldensysteem.

sub a.

De ontwerpuitgangspunten met betrekking tot de baggerlijn zijn weergegeven in de Evaluatienota grondverbetering as (doc. 13).

sub b.

Met behulp van de zogenaamde "berekeningen" en deformatieberekeningen is door het LGM de verticale begrenzing van het "verwekingsgevoelige" zand ter plaatse van de as der stroomgeulen bepaald.



Figuur 18. Verticale verdichtingsomvang.

Bij de stroomgeul Hammen bedraagt deze begrenzing circa 10m - onderkant voetplaat, terwijl het bij Schaar van Roggenplaat en Roompot varieert tussen circa 4 en 20 m - onderkant voetplaat. Verder wordt verwezen naar (doc. 14).

sub c.

Het pleistocene zand heeft een grote voorbelasting gehad (het is overgeconsolideerd) en bezit daardoor een relatief grote horizontale voorspanning. Als gevolg van trillingen kan deze voorspanning voor een deel verloren gaan, waardoor pleistoceen zand met hoge conusweerstand ($\geq 15 \text{ MN/m}^2$) na het verdichten een lagere conusweerstand verkrijgt (kan een reductie van zelfs 50% opleveren), terwijl het poriëngehalte hierbij enigszins kan toenemen. Schoon pleistoceen zand met lage conusweerstand ($< 10 \text{ MN/m}^2$) zal als gevolg van het verdichten, bij het ontbreken van een horizontale voorspanning, wel een grotere conusweerstand en dichtheid verkrijgen.

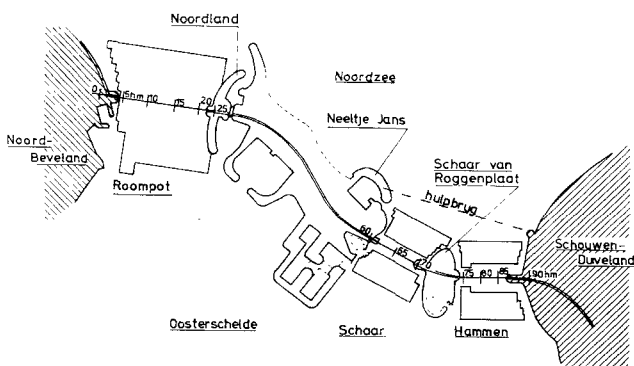
Gezien het bovenstaande mochten de trilnaalden niet in pleistoceen zand met conusweerstand $\geq 15 \text{ MN/m}^2$ komen.

sub d.

Met het ontworpen verdichtingsschip was het mogelijk een ongeveer 15 m dik zandpakket te verdichten, met als ondergrens N.A.P. - 35 m (incidenteel kon tot N.A.P. - 38 m worden gegaan waarvoor echter enige aanpassingen aan het verdichtingsschip benodigd waren zoals verlengen van de naalden). De minimale bodemdiepte van waar met behulp van de Mytilus kon worden verdicht bedroeg circa N.A.P. - 7.5 m. Met behulp van de uitgangspunten a t/m d is de verticale verdichtingsomvang bepaald, zoals die in figuur 22 is weergegeven

Het verdichte zand had voor circa 80% van het totaal de classificatie matig fijn tot matig grof ($d_{60} = 200\text{-}250 \mu\text{m}$) en een siltpercentage 5%. Het overige te verdichten zand was vrij schoon en had de classificatie zeer grof (d_{60} circa $300 \mu\text{m}$).

Horizontale verdichtingsomvang (zie figuur 19.)



Figuur 19. Horizontale verdichtingsomvang.

De uitgangspunten voor de horizontale verdichtingsomvang waren als volgt (zie ook doc. 15):

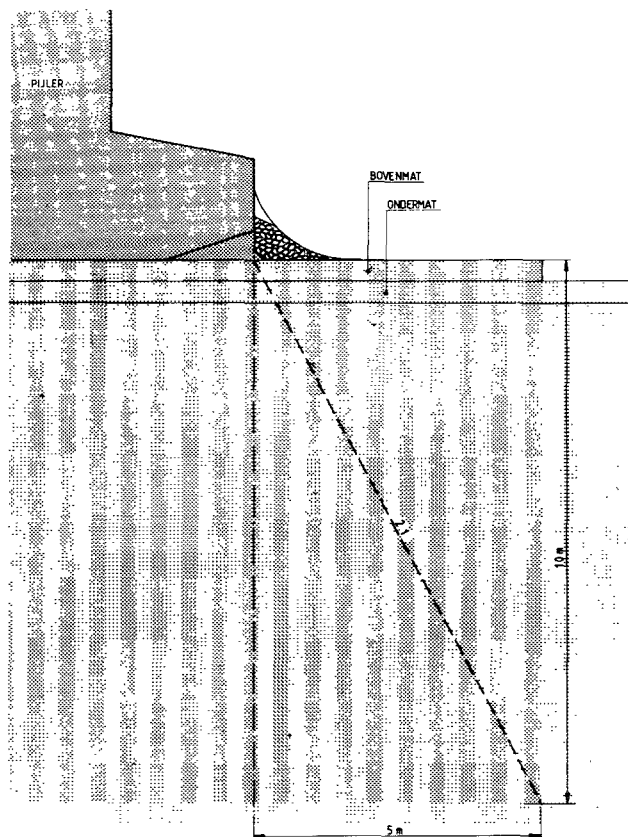
a. Loodrecht op de as van de kering

De waterspanningsgeneratie treedt niet alleen in de zandgrond onder de pijlers op, maar ook enige meters buiten de rand van de voetplaat. Uit dit gebied komt zelfs de grootste bijdrage aan de deformatie en rotatie en de verschillen in deformatie en rotatie.

Om deze reden was het noodzakelijk de verdichting tot buiten de rand van de voetplaat door te voeren, en wel aan de Oosterscheldezijde tot ongeveer 16 m buiten de rand en aan de zeezijde tot ongeveer 12 m buiten de rand. Tevens is langs de rand van de bodembescherming verdicht

b. Evenwijdig aan de as van de kering

De verdichtingsomvang aan de landzijde van de eerste en laatste pijler in een stroomgeul werd gesteld op 5 m (figuur 20). Bij deze 5 m is uitgegaan van een verticale verdichtingsdiepte van 10 m onder de voetplaat en een belastingspreiding van 2:1 (doc. 8).



Figuur 20. Verdichtingsomvang evenwijdig aan de as van de kering (ter plaatse van eerste en laatste pijler).

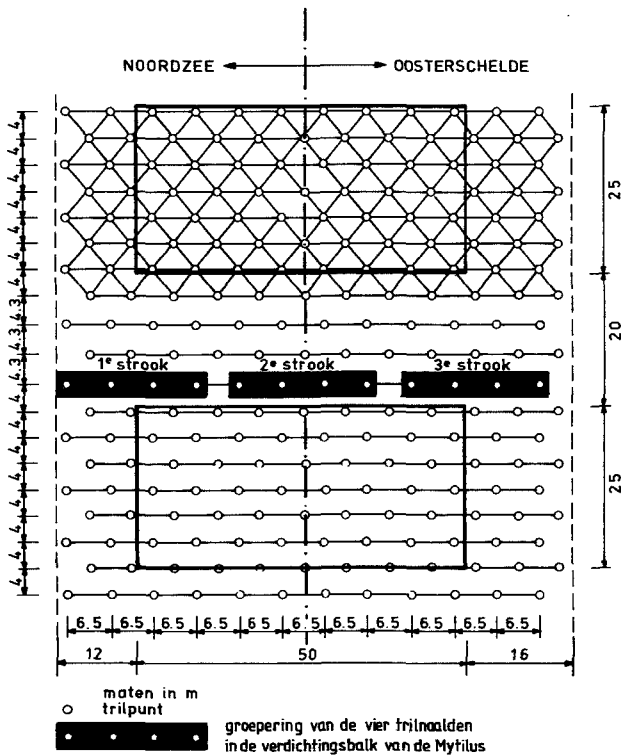
Of de ondergrond, gelegen tussen de pijlers, al of niet verdicht dient te worden, hing af van de volgende factoren:

a. zettingen van de drempel;

b. mogelijke ontspanning van de verdichte grond onder de pijler door zijdelingse belasting, hetgeen deformatieverschillen kan veroorzaken;

c. mindere verdichtingsgraad in de omgeving van de randtripunten. Daar de invloeden a t/m c niet volledig waren te bepalen, werd besloten de ondergrond gelegen tussen de pijlers eveneens te verdichten.

In figuur 21 is een schematisatie van het toegepaste horizontale verdichtingspatroon weergegeven (ter plaatse van de randen der bodembescherming werd hetzelfde patroon gebruikt).



Figuur 21. Verdichtingspatroon.

7.3. De verdichtingsomvang ter plaatse van de "getrokken" pylonen (ten behoeve van voormalige kabelbaan)

Op een 11-tal plaatsen in het as-tracé (Roompot landhoofd noord en zuid, R7, R16, R25/R26, Schaar landhoofd noord, S4, S12/S13, Hammen landhoofd noord, H1 en H9) kwam ter plaatse van "getrokken" pylonen een gebied (diameter ongeveer 20 m) voor met lage conusweerstand van circa 2 - 7 MN/m². Deze "slappere" lagen waren het gevolg van het trekken van de voormalige kabelbaanpylonen.

Ter plaatse van de pijlers strekte dit gebied zich zelfs uit tot beneden de te verdichten zone (ongeveer 3 tot 8 m).

Het niet verdichten van deze gebieden met lage conusweerstand zou grotere deformaties en rotaties (en -verschillen) van de pijlerconstructie tot gevolg hebben.

A. "Getrokken" pylonen ter plaatse van landhoofden

Ter plaatse van de landhoofden Roompot noord en zuid, Schaar noord en Hammen noord diende de verstoorde grondslag ter plaatse van de "getrokken" pylonen te worden verdicht tot 15m onder de

cunetbodem (maximaal verdichtingsbereik zonder trijnaald verlenging), onafhankelijk van de te kiezen oplossing voor de landhoofdconstructie (zie ook doc. 16). De onderbegrenzing van de verdichting in deze gebieden kwam zodoende te liggen op:

Landhoofd	Onderbegrenzing verdichting ter plaatse van getrokken pylonen (N.A.P.- m)
R zuid	21
R noord	30
S noord	25
H noord	33

Bij deze verdichtingsdiepte van 15 m onder de cunetbodem zijn de extra rotaties en deformaties als gevolg van het niet verdichten van het overgebleven gebied met lage conusweerstand nihil; tevens is het verwekingsgevaar vrijwel geëlimineerd.

B. "Getrokken" pylonen ter plaatse van pijlers

Voor de maatgevende pijlers S12 en R16, waar de grondslag het meest verstoord was, is berekend wat de invloed op de rotaties en deformaties van de pijlerconstructie is, indien in de gebieden met de lage conusweerstand slechts tot N.A.P.- 35 m (= maximaal haalbare verdichtingsdiepte zonder trijnaaldverlenging) wordt verdicht. Er blijft dan beneden N.A.P.- 35 m een gebied, variërend van 3 tot 8 m (Ø20 m), over met lage conusweerstand (2 - 7 MN/m²). Deze berekeningen hebben alleen betrekking op de extra zettingen als gevolg van een plaatselijke verstoring in de ondergrond en dus niet op verweking van het gebied met lage conusweerstand. Uit deze berekeningen blijkt dat, indien ter plaatse van de "getrokken" pylonen slechts tot N.A.P.- 35 m zou worden verdicht, als gevolg van het niet verdichten van het overgebleven, beneden N.A.P.- 35 m gelegen, gebied met lage conusweerstand, de maximaal te verwachten invloed op de dwarsrotatie in alle gevallen minder dan 5% bedraagt. De invloed op de gemiddelde zettingen is wat groter, n.l. circa 10%; dit is echter toelaatbaar.

De invloed op de translaties en de langsrotaties zal nog minder dan 5% bedragen, daar de verstoorde zone vrijwel symmetrisch ten opzichte van de langsas is gelegen.

Er kon dan ook worden geconcludeerd dat uit deformatieoogpunt de verstoorde zones beneden N.A.P.- 35 m zonder bezwaar aanwezig kunnen blijven. Uit dit oogpunt behoeft derhalve geen extra verdichtingsmaatregelen (trijnaald verlenging) te worden overwogen.

7.4. Verdichtingsproces en verdichtingsresultaten

Voor het verdichtingsproces en de verdichtingsresultaten ter plaatse van de pijlers wordt verwezen naar de nota Evaluatie verdichtingsresultaten (doc. 17).

8. Kwaliteitscontrole tijdens en na uitvoering van de grondverbetering en het verdichten

Voor zover het planningstechnisch mogelijk was zijn voorafgaande aan de verdichting ter plaatse van de geklapte zandophoging sonderingen en enkele continuboringen gemaakt.

Aan de hand van de resultaten van dit vooronderzoek was het in voorkomende gevallen mogelijk het verdichtingsproces enigszins bij te stellen.

Het grondonderzoek ten behoeve van het verdichten kan als volgt worden onderverdeeld:

- grondonderzoek voorafgaande aan de verdichting, het zogenaamde vooronderzoek
- grondonderzoek na de verdichting, het zogenaamde controle verdichtingsonderzoek.

8.1. Het vooronderzoek

Het uitgangspunt was dat er, voorafgaande aan de verdichting per pijlerlocatie 2 sonderingen zouden worden uitgevoerd. Afhankelijk van deze sondeerresultaten vond een uitbreiding van het vooronderzoek plaats met sonderingen c.q. boringen.

Op een aantal Roompot-pijlerlocaties heeft het geplande vooronderzoek niet kunnen plaatsvinden, vanwege:

- het niet bereikbaar zijn van de betreffende pijlerlocaties, als gevolg van planningsprioriteiten van andere werkschepen zoals de Jan Heijmans, de hoppers en schepen ten behoeve van het grindstortbedrijf;
- als gevolg van dezelfde planningsprioriteiten moest de Mytilus pijlerlocaties in de Roompot gaan verdichten, terwijl hier ter plaatse het vooronderzoek op een later tijdstip was gepland;
- andere prioriteiten van de grondonderzoekponton Johan V (controle verdichting Hammen-pijlerlocaties in verband met oplevering Hammen ten behoeve van Cardium en keuze proeflocatie Cardium); plannings- en kostenoverwegingen met betrekking tot de algemene inzet van de Johan V.

8.2. Grondonderzoek ten behoeve van controle van de verdichting

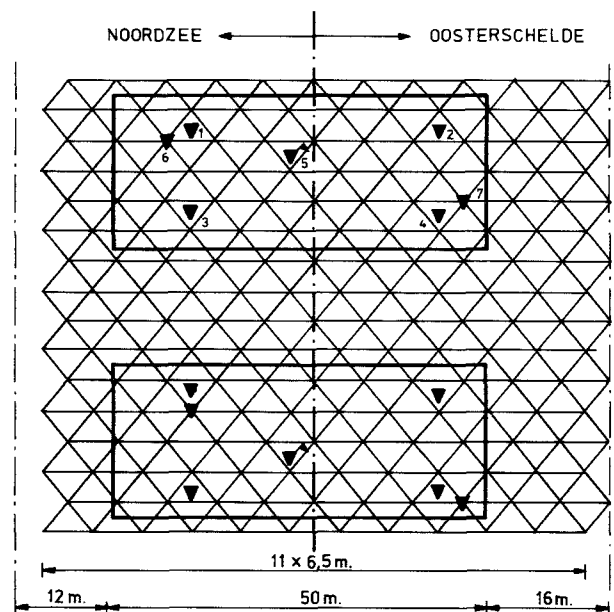
Met het verdichten van de zandgrond wordt het volgende werkstelligd:

- verlaging van het poriëngehalte tot beneden het kritieke poriëngehalte, waardoor het verwekingsgevaar van het zand wordt geëlimineerd;
- verhoging van de draagkracht van het zand.

De controle der verdichting is dan ook op deze twee zaken afgestemd: voor a. zijn dichtheidsmetingen benodigd en voor b. sonderingen.

Verdichtingscontrole ter plaatse van de pijler

Daar dichtheidsmetingen een langere uitvoeringstijd hebben dan sonderingen (12 - 18 uur ten opzichte van 3 - 4 uur) en zodoende duurder zijn, is gekozen voor het principe systeem van 4 sonderingen ter plaatse van de hoekpunten en 1 dichtheidsmeting ter plaatse van het midden van de pijler. De hoekpuntsonderingen zijn uitgevoerd op het "zwakste" punt van de verdichtingsdriehoek. Tevens zijn per pijler, in verband met de invloed van de zwaardere verdichting ter plaatse van de trilpunten op het totale verdichtingsresultaat, in principe 2 trilpuntsonderingen uitgevoerd. In figuur 22 is het principe-controle-onderzoek weergegeven.



▼ sondering met ingesnoerde conus

▼ elektrische dichtheid meting

De metingen worden uitgevoerd tot ca. 1m. onderkant verdichting.

Figuur 22. Principe controle onderzoek.

De keuze van 4 sonderingen op 1 dichtheidsmeting is mede beïnvloed door het beschikbaar zijn van een zogenaamde bandcorrelatie tussen de conusweerstand en het poriëngehalte ($n \leq 40\%$ indien $q \geq 13 \text{ MN/m}^2$), waardoor uit de resultaten van een sondering tevens informatie wordt verkregen omtrent het poriëngehalte.

Uiteraard zijn de locaties van de hoekpuntsonderingen eveneens gerelateerd aan de verdichtingseisen.

Verdichtingscontrole tussen de pijlers

Op de verdichte grondslag tussen de pijlers (strook van 20 m lengte) is geen controle-onderzoek uitgevoerd, daar de mate van verdichting hier niet gerelateerd was aan de strenge verdichtingseisen welke voor de pijlerlocaties golden.

Tussen de pijlers is vrijwel hetzelfde verdichtingsstramien toegepast als op de plaats van de pijlers zelf. Daarom mag hier dezelfde mate van verdichting als op de pijlerlocatie worden verwacht. Wel is er controle uitgevoerd aan de hand van de verdichtingsproces registratie grafieken (vermogens, triltijden, etc.).

Voor een overzicht van het uitgevoerde grondonderzoek zie tabel 2.

Tabel 2. Overzicht uitgevoerd grondonderzoek

	Sonderingen		Dichtheidsmetingen	Boringen
	zwaartepunt	trilpunt		
vooronderzoek	178		0	34
controle-onderzoek	502 (7,6 per pijler)	152 (2,3 per pijler)	28 (0,42 per pijler)	0

9. Documentatielijst

1. Derde nota toleranties en deformatie-eisen.	UMTOLE-M-81060
2. Grondmechanische aspecten (eindrapport).	LGM-nota FOP IV
3. Voortgangsrapport.	2PROBU-M-79024
4. Problematiek aanvullingen van de ontgravingen voor grondverbeteringen.	2PROBU-M-79088
5. Opstelling herziening uitgangspunten manoeuvreerplateaus.	2PROBU-M-80034
6. Vaststelling uitgangspunten manoeuvreer- en legplateaus.	2PROBU-V-80042
7. Benodigde beperkte lengte manoeuvreerplateau uitsluitend voor Hammen-Noord.	4PROBU-M-80051
8. Grondverbetering sanktionering uitgangspunten.	2PROBU-M-79047
9. Aanlegdiepte grondverbetering buiten vastgestelde gebieden.	31DREO-M-79053
10. Eisen ten aanzien van toleranties voor grondverbetering en manoeuvreerplateaus.	2PROBU-M-80136
11. Materieelkeuze maken voor grondverbetering.	2PROBU-M-79040
12. Keuze materieel voor aanleg grondverbetering.	2PROBU-M-79048
13. Evaluatienota grondverbetering.	24EGRO-M-81042
14. Motivering uitbaggerlijn en verticalen grondmechanische aspecten (tussenrapport).	2PROBU-M-78064
16. Evaluatienota verdichtingsresultaten landhoofden.	12DALA-M-79017
17. Evaluatienota verdichtingsresultaten.	27VERD-N-83002

Deelnota 6: Funderingsbed

Inhoud

1.	Inleiding	98
2.	Functie-analyse	99
3.	Randvoorwaarden	100
3.1.	Hydraulische randvoorwaarden	
3.2.	Grondmechanische randvoorwaarden	
4.	Grondmechanische aspecten	102
4.1.	Filtereisen granulaire vulling onder- en bovenmat	
4.2.	Filtereisen negatieve overlap	
4.3.	Eisen t.a.v. ingesloten zandlagen	
4.4.	Aansluiting mat met ondergrond	
4.5.	Aansluitende constructie	
4.6.	Verdichten	
4.7.	Horizontaal afschuiven H/V	
5.	Hydraulische aspecten	104
5.1.	Stroombestendigheid negatieve overlap	
5.2.	Stroombestendigheid Oosterschelde-zand langs matrand	
5.3.	Stroombestendigheid voor het verdichten/opschonen	
6.	Algemene aspecten	105
6.1.	Functie van de verpakkingsmaterialen	
6.2.	Functie van de bovenmat	
6.3.	X-Y-toleranties onder- en bovenmat	
6.4.	Z(diepte)-toleranties mat	
7.	Beschrijving (samenvatting) van het ontwerp	106
7.1.	Algemeen	
7.2.	Dustpannen	
7.3.	Ondermat	
7.4.	Erosiebescherming	
7.5.	Bovenmat	
7.6.	Negatieve overlap	
7.7.	Tegelmat	
7.8.	Verdichten	
7.9.	Afwijkende situaties	
8.	Kwaliteitsbewaking	110
8.1.	Algemeen	
8.2.	Dustpannen vóór en tijdens het matleggen	
8.3.	Funderingsmatten	
8.3.1.	Filterwerking	
8.3.2.	Schade aan mat	
8.3.3.	Ligging van de mat in het horizontale vlak	
8.3.4.	Aansluiting mat-ondergrond	
8.3.5.	Aansluiting bovenmat-ondermat	
8.3.6.	Storten erosiebescherming langs mat	
8.3.7.	Verdichten van de mat	
8.3.8.	Vlakheid van de mat	
8.4.	Aanbrengen negatieve overlap	
8.4.1.	Storten grind-zand 1/32 mm en grind 30/60 mm	
8.4.2.	Storten steen 40/210 mm	
8.4.3.	Negatieve overlap-matten (NOMA's)	
8.5.	Organisatie en werkwijze	
9.	Documentatielijst	113

1. Inleiding

Voor het funderingsbed was een aantal ontwerpen voorhanden, welke een sterke interactie met de bijbehorende uitvoeringsmethodiek hadden (boek 1, deelnota 4). Er is gekozen voor het ontwerp waarin de diverse filtermaterialen verpakt op de bodem (Oosterschelde-zand) zijn aangebracht. Het ontwerp van het funderingsbed bestaat uit een ondermat en een bovenmat.

De ruimte tussen twee naast elkaar gelegen ondermatten, de zogenaamde negatieve overlap, werd afgedekt met een losgestort filter van grindzand, grind, breuksteen en een grindwiepenmat. In deze deelnota is het definitieve ontwerp beschreven. Opgemerkt wordt dat tijdens de uitvoering (detail)afwijkingen van het ontwerp zijn opgetreden. Deze vallen echter buiten het kader van deze deelnota.

2. Functie-analyse

Het funderingsbed dient een aantal functies te vervullen, waarbij onderscheid gemaakt kan worden in grondmechanische- en hydraulische functies. De grondmechanische functies hebben betrekking op het leveren van steun aan de pijler en de drempel. Deze zijn:

- wrijving tussen pijler/drempel en het funderingsbed (H/V);
- steun in verticale richting;
- vasthouden van Oosterschelde-zand (filterfunctie).

De hydraulische functies hebben betrekking op het aspect stroombestendigheid, dat met name een rol speelt in de bouwfase tot het moment van het storten van de drempel. Voor de dimensionering van het funderingsbed was het noodzakelijk de grenstoestanden te bepalen. Deze zijn gerelateerd aan de functionele aspecten en de diverse hydraulische omstandigheden. In tabel 1 is voor diverse functies aangegeven, welke omstandigheden maatgevend zijn.

In boek 1 deelnota 6 zijn de mogelijk ontwerpmethodieken uiteengezet.

De faalkans van de constructie bij een bepaalde grenstoestand (in relatie tot het falen van de gehele kering) kan bepaald worden met één van de volgende methoden:

a. Probabilistische benadering (Spoor B strategie)

Voor die gevallen, waarbij de overdrachtsfuncties van de hydraulische randvoorwaarden naar de belastingen in een analytische vorm beschikbaar zijn en de sterkte van de constructie analytisch beschreven kan worden, kan de probabilistische benadering volledig analytisch worden uitgevoerd.

Zijn daarentegen de overdrachtsfuncties en de sterktefuncties onbekend, dan dient de probabilistische benadering aangepast te worden door gebruik te maken van een fysisch model. In een dergelijk model wordt een aantal combinaties van hydraulische randvoorwaarden en sterkteparameters onderzocht. Elke combinatie heeft een bepaalde kans van voorkomen. Door de kansen van voorkomen van alle combinaties, waarbij volgens een zeker gedefinieerd criterium "falen" optreedt, op te tellen, kan de faalkans worden vastgesteld.

b. Semi-probabilistische benadering (Spoor A strategie)

In dit geval wordt het ontwerp criterium gehanteerd, dat de kering met een zekere veiligheidscoëfficiënt een potentiële bedreiging met een van te voren vastgestelde overschrijdingskans dient te weerstaan.

Deze potentiële bedreiging is gebaseerd op hydraulische randvoorwaarden (verval plus golf), die zich manifesteren in de vorm van een hydraulische belasting. Als ontwerpbelasting voor de eindfase wordt nu de hydraulische belasting met een overschrijdingskans van $2,5 \times 10^{-4}$ /jaar gedefinieerd.

Deze ontwerpbelasting, vermenigvuldigd met een zekere reserve voor overbelasting leidt tot de extreme belasting. De extreme belasting wordt gerelateerd aan een zekere karakteristieke sterkte in combinatie met een aantal partiële reservecoëfficiënten. Wordt een fysisch model gebruikt, dan wordt als invoer de combinatie van hydraulische randvoorwaarde met een overschrijdingskans van $2,5 \times 10^{-4}$ /jaar gebruikt, die vermenigvuldigd wordt met de partiële reserve.

Als ontwerpbelasting in de bouwfase wordt (enigszins arbitrair) de hydraulische belasting met een overschrijdingskans van 1 per jaar gehanteerd.

Voor het ontwerp van het funderingsbed is voornamelijk van bovengenoemde benadering uitgegaan.

Hierdoor was het noodzakelijk voor de diverse grenstoestanden reservecoëfficiënten toe te passen, die opgebouwd zijn uit een aantal partiële reservecoëfficiënten.

γ_{s_1} = coëfficiënt voor overbelasting;

γ_{s_2} = coëfficiënt, die de waarschijnlijkheid van voorkomen van bepaalde belastingscombinaties verdisconteert;

γ_{s_3} = coëfficiënt voor belastingsschematisatie;

γ_{m_1} = coëfficiënt voor spreiding in materiaaleigenschappen;

γ_{m_2} = coëfficiënt voor spreiding in sterkte-eigenschappen;

γ_{c_1} = coëfficiënt om rekening te houden met de aard van de constructie, waarbij de mogelijkheid van herverdeling van inwendige krachten wordt betrokken;

γ_{c_2} = coëfficiënt, die de ernst van de situatie weergeeft, die door het bereiken van de grenstoestand ontstaat.

$$\gamma_s = \gamma_{s_1} \times \gamma_{s_2} \times \gamma_{s_3}$$

$$\gamma_m = \gamma_{m_1} \times \gamma_{m_2}$$

$$\gamma_c = \gamma_{c_1} \times \gamma_{c_2}$$

$$\gamma_{\text{tot}} = \frac{\gamma_s \times \gamma_m \times \gamma_c}{\gamma_{s_1}} \quad (Q_e = \gamma_s \times Q_k)$$

Q_e = extreme belasting

Q_k = karakteristieke belasting

Voor de maatgevende grenstoestanden in de eindfase wordt een reserve van 1,5 in acht genomen.

3. Randvoorwaarden

De randvoorwaarden worden onderscheiden in hydraulische- en grondmechanische randvoorwaarden.

De hydraulische randvoorwaarden worden uitgewerkt in 3.1., terwijl de grondmechanische randvoorwaarden in 3.2. worden behandeld.

3.1. Hydraulische randvoorwaarden

Als het uitgangspunt voor de bepaling van de hydraulische randvoorwaarde in de bouwfase heeft de Planning PI-544a van 22-10-1981 gefungeerd.

Tabel 1.

Functionele aspecten/ omstandigheden	A	B	C	D	E	F
1. Grondmechanische stabiliteit	X		X			
2. Filterstabiliteit			X			X
3. Hydraulische stabiliteit	X					

- A: bouwfase;
 B: open kering, dagelijkse omstandigheden;
 C: gesloten kering, extreme omstandigheden;
 D: sluitende kering, extreme omstandigheden;
 E: gesloten kering, extreme omstandigheden, weigerende schuif;
 F: openende kering.

Voor de in tabel 1 voornoemde grenstoestanden zijn de volgende hydraulische randvoorwaarden onderscheiden:

a. Eindfase gesloten kering/extreem verval

Verval : 6,2 m (m.b.t. de negatieve overlap = 5,3 m)
 Buitenwaterstand : N.A.P. + 5,5 m
 Binnenwaterstand : N.A.P. - 0,7 m
 Significante golfhoogte : 4,0 m

b. Gesloten kering omgekeerd verval

Verval : 3,4 m
 Buitenwaterstand : N.A.P. - 1,0 m
 Binnenwaterstand : N.A.P. + 2,4 m
 Significante golfhoogte : 0,0 m

c. Eindfase weigerende schuif

Verval : 4,2 m
 Buitenwaterstand : N.A.P. + 3,5 m
 Binnenwaterstand : N.A.P. - 0,7 m
 Significante golfhoogte : 3,0 m

d. Omgekeerd verval weigerende schuif

Verval : 2,35 m
 Buitenwaterstand : N.A.P. - 0,2 m
 Binnenwaterstand : N.A.P. + 2,15 m
 Significante golfhoogte : 0,0 m

e. Sluitende kering open

Verval : 1,95 m
 Buitenwaterstand : N.A.P. + 2,75 m
 Binnenwaterstand : N.A.P. + 0,8 m
 Significante golfhoogte : 2,8 m

half gesloten:

Verval : 3,1 m
 Buitenwaterstand : N.A.P. + 3,6 m
 Binnenwaterstand : N.A.P. + 0,5 m
 Significante golfhoogte : 3,1 m

gesloten:

Verval : 4,2 m
 Buitenwaterstand : N.A.P. + 4,4 m
 Binnenwaterstand : N.A.P. + 0,2 m
 Significante golfhoogte : 3,6 m

f. Openende kering (schuiven geheel geheven)

Verval na openen : 1,35 m
 Buitenwaterstand : N.A.P. - 0,55 m
 Binnenwaterstand : N.A.P. + 0,8 m
 Significante golfhoogte : 0,5 m

g. Open kering ("dagelijkse omstandigheden" na gereedkomen van de compartimenteringswerken)

verval:	eb	vloed	Significante golfhoogte:
gemiddeld getij	: 0,73 m	0,73 m	50% van de tijd : 0,3 m
1 x per jaar	: 1,03 m	1,26 m	1 x per jaar : 1,95 m
1 x per 10 jaar	: 1,16 m	1,35 m	1 x per 10 jaar : 2,5 m

h. Bouwfase

Voor de bouwfase worden de "1 x per jaar stroomsnelheden" behorend bij planning PI-544a gehanteerd. Hiertoe wordt per locatie de maatgevende bouwfase gebruikt.

Opmerking:

Hoewel PI-544a niet meer vigerend was konden de gepresenteerde stroomsnelheden toch gehanteerd worden, omdat de bouwvolgorde tot en met de drempelrein vrijwel niet meer gewijzigd was.

3.2. Grondmechanische randvoorwaarden

De ondergrond bestaat uit schoon zand met insluitingen van schel- pen, dat is aangebracht nadat de oorspronkelijke grondslag was verwijderd. Vervolgens is het zand met het verdichtingsponton de Mytilus verdicht. Het aangebrachte schone zand voldoet, wat samenstelling en verdichtingskwaliteit betreft, aan de volgende eisen:

- in het pijlergebied (tot 41 m uit de as in de Oosterschelderichting en tot 37 m uit de as in de Noordzeerichting) is het zand relatief schoon, dat wil zeggen het siltgehalte kleiner dan circa 10% is;
- de D_{50} is groter dan 150μ en de D_{10} groter dan 100μ ;
- er zijn geen kleilaagjes aanwezig in de diverse dustpanlagen;
- na verdichten is het gemiddelde poriëngehalte kleiner dan 40%;
- na verdichten is de gemiddelde conusweerstand per pijler minimaal 13 N/mm^2 .

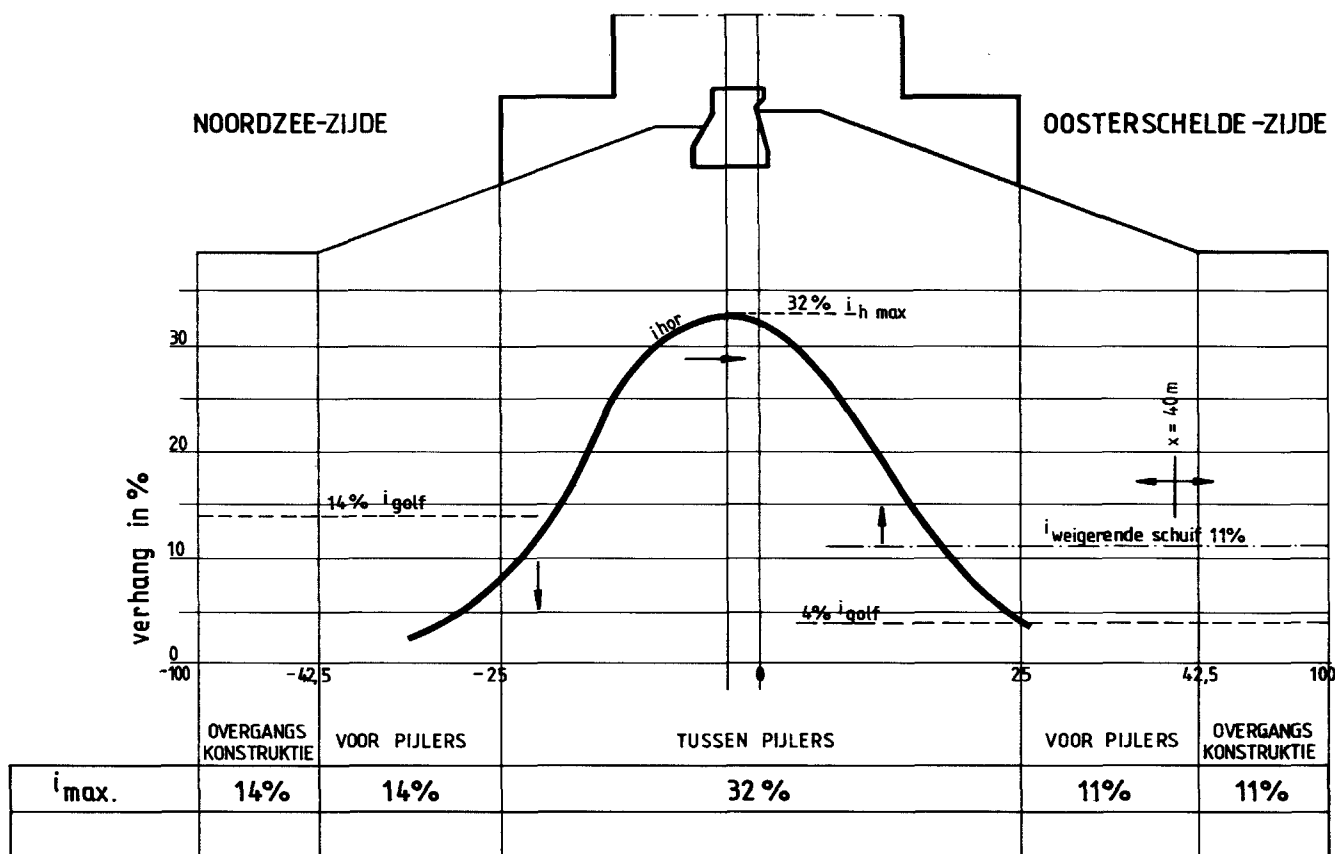
De voornoemde uitwendige belastingen veroorzaken inwendige belastingen ter plaatse van de grensvlakken van de verschillende filterlagen. Uitgaande van deze belastingen zijn de eisen vastgesteld waaraan de filteropbouw dient te voldoen.

De belasting bestaat uit cyclische, quasi-stationaire- en stationaire verhangen. De cyclische verhangen op de grenzen van de filterlagen worden veroorzaakt door de periodieke bewegingen van de pijler op het funderingsbed als gevolg van golfbelastingen tegen schuiven, bovenbalk, dorpel en pijler zelf. De quasi-stationaire verhangen ontstaan als gevolg van de directe golfindringing. De stationaire verhangen ontstaan als gevolg van het waterstandsverschil dat over de kering staat. De grootte van de cyclische verhangen is bepaald met het rekenprogramma "SPONS", dat geijkt is in de Delta-goot van het Waterloopkundig Laboratorium.

Ter plaatse van de dorpelbalken bevindt zich een gebied waar de grootste stationaire verhangen optreden. De grootte hiervan alsmede van de quasi-stationaire verhangen zijn met het rekenprogramma "SEEP" bepaald.

Uitgaande van deze (quasi-)stationaire- en cyclische verhangen zijn totaalverhangen bepaald (doc. 2).

In figuur 1 zijn de (voor de filtersterkte bepalende) horizontale verhangen uitgezet als functie van de afstand tot de as van de kering voor de randlocaties in de Roompot.



Figuur 1. Maatgevende horizontale verhangen op funderingsniveau ter plaatse van de negatieve overlap.

4. Grondmechanische aspecten

In hoofdstuk 3.2. zijn de belangrijkste grondmechanische randvoorwaarden genoemd. In dit hoofdstuk wordt ingegaan op de daaruit voortvloeiende grondmechanische eisen, met name de filtereisen van de materialen in de funderingsmatten en de negatieve overlap, de wrijvings eigenschappen (H/V) van de mat, de verdichtingskwaliteit van de mat en de negatieve overlap en de grootte van de holle ruimte onder de mat.

4.1. Filtereisen granulaire vulling onder- en bovenmat

Uitgaande van de belastingen zoals die zijn beschreven in 3.2 is in de nota "Keuze matlengte en werkmethode" (doc. 3) beschreven waaraan de filterkwaliteit op de zandondergrond moet voldoen.

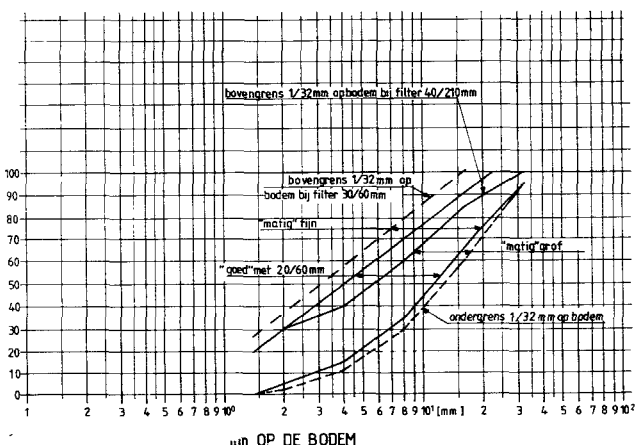
De filtermat is van beneden naar boven gevuld met grof zand 0,3/2,5 mm, kif 2/8 mm en grind 8/40 mm. Deze materialen vormen een nagenoeg geometrisch ondoordringbaar filter, hetgeen in de zone tot 7 m uit de pijler nodig is in verband met de grootte van de cyclische verhangen.

De twee bovenste lagen van de ondermat (kif en grindlaag) zijn ter plaatse van de langsrand over een breedte van 1 m vervangen door materiaal 1/32 mm. Hierdoor wordt samen met de 1/32 mm van de negatieve overlap een voldoende sterk filter ter plaatse van de mat-rand verkregen. De dikte van de lagen van de ondermat bedragen na het verdichten gemiddeld respectievelijk 10, 10 en 12 cm.

De bovenmat is gevuld met drie lagen grind 8/40 mm. Het grind in deze mat sluit aan op de 8/40 mm uit de ondermat en de 40/250 mm (afdeklaag negatieve overlap).

4.2. Filtereisen negatieve overlap

In verband met de optredende cyclische- en stationaire verhangen dient de eerste laag van de negatieve overlap te bestaan uit materiaal 1/32 mm (Füllergradering-eisen zie fig. 2).

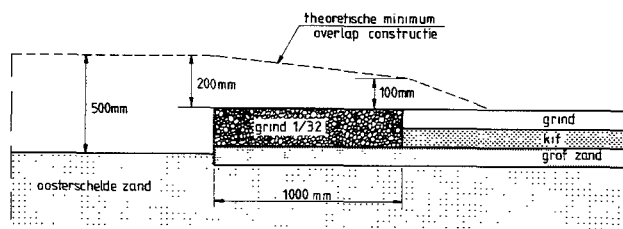


Figuur 2. Zeefeisen materiaal 1/32 op de bodem.

Door dit materiaal over een afstand van 80 m (tot 40 m aan weerszijden van de as) te verdichten wordt een verbetering van de filterwerking verkregen. De laag 1/32 mm wordt voor de stroombestendigheid direct afgedekt met grind 30/60 mm. Deze laag heeft geen filterfunctie. De filterconstructie (en de stroombestendigheid tot de fase van het afzinken van de grindwiepenmatten) wordt verzorgd door het materiaal 40/230 mm.

Hierbij geldt dat vanaf 7 m en 20 m uit de pijler (in zowel x- als y-richting) het filter op het Oosterschelde-zand minimaal 1/32 mm moet zijn. Daarbuiten is, gezien de lagere verhangen, de eis, dat minimaal 5/32 mm gegarandeerd op de bodem aanwezig moet zijn.

De laagdikte van het materiaal 1/32 mm bedraagt gemiddeld 0,85 m tussen de ondermatten en 0,45 m op de rand van de ondermatten. De minimale waarden zijn respectievelijk 0,5 m en 0,2 m in het pijlgebied en 0,3 m en 0,1 m in de overgangsconstructie. De eisen met betrekking tot de diktes en breedtes van het grind 1/32 mm zijn voor het pijlgebied in figuur 3 vastgelegd.



Figuur 3. Laagdikte eisen negatieve overlap.

De gemiddelde laagdikte van het grind 30/60 mm bedraagt 0,4 m (minimale eis 0,10 m) en van het materiaal 40/230 mm 0,8 m (minimale eis 0,20 m).

4.3. Eisen t.a.v. ingesloten zandlagen

a. Toelaatbare zandlaagdikte tussen onder- en bovenmat.

De totale zandlaagdikte tussen onder- en bovenmat mag in het geval van een doorgaande zandlens 20 mm bedragen. Deze eis is afgeleid van de "piping"-eis voor 8/40 mm. Spoelen aanwezige zandlagen uit dan kan er een spleet tussen boven- en ondermat van 520 mm resteren, waardoor materiaal van 8/40 mm getransporteerd kan worden. Om dit transport te verhinderen is er geëist, dat de totale zandlaagdikte $5d_{50}$ van de 8/40 mm moet zijn, dat wil zeggen 520 mm.

Locale zandlensen mogen 50 mm dik zijn, terwijl de lengte van de zandlens 5100 mm (midden onder de pijler) respectievelijk 51 m (aan de langsranden) mag zijn.

Bovenstaande dikten zijn gemiddelde waarden. Een standaardafwijking van 10 mm wordt getolereerd (locale bulten).

Bij een doorgaande zandlens (lengte 1 à 10 m) is de eis (totale dikte 520 mm) maatgevend (doc. 4).

b. Toelaatbare zandlaagdikte negatieve overlap.

Tussen de ondermat en de eerste laag van de negatieve overlap (materiaal 1/32 mm) mag zich plaatselijk maximaal 200 mm zand bevinden. Tussen de laag 30/60 mm en de laag 40/250 mm mag zich plaatselijk maximaal 300 mm zand bevinden. Dit in verband met de filterwerking en de optredende zettingen. Deze waarden gelden in de pijlerzone. In de overgangsconstructie mogen de zandlagen 100 mm dikker zijn.

Voor het zand ter plaatse van de wiepenmat geldt (doc. 5):

Voor leggen wiepenmat:

- max. 0,5 m zand (pijlerzone):

- max. 0,75 m zand (overgangsconstructie: $-30 < x < 100$ m en $30 < x < 100$ m).

4.4. Aansluiting mat met ondergrond

De onder- en bovenmat zijn relatief stijve elementen ten opzichte van de loskorrelige ondergrond en de drempel. Daardoor kunnen aanwezige kuilen en ribbels door de mat overspannen worden. In verband met terugschrijdende erosie van kanaaltjes onder de mat is de eis gesteld, dat tot 25 m uit de pijler (50 m uit de as) geen holle ruimte onder de mat aanwezig mag zijn. Met het verdichten van de mat en de negatieve overlap wordt hieraan voldaan tot kuildiepten onder de mat van 0,75 m. Bij initiële kuilen groter dan 0,75 m dient er uitgevuld te worden.

In de rest van de overgangsconstructie mag de holle ruimte onder de mat na het leggen en het aanbrengen van de bestortingen niet meer dan 0,10 m bedragen. Hieraan wordt altijd voldaan, indien het matleggen plaats vond 6 uur na de laatste zuigslag en indien de voorspanning van de ondermat tijdens het leggen 516kN/m' was. In de zone van de mastiek ter plaatse van het houten kopschot van de mat mag de initiële onvlakheid maximaal 1 m bij taludhellingen van 1:6 en steiler bedragen. Bij taluds van 1:6 tot 1:10 mag de maximale onvlakheid lineair verlopen van 1 tot 2 m. Bij flauwere taluds mag de maximale onvlakheid niet meer dan 2 m bedragen. Indien deze onvlakheid groter is dient er uitgevuld te worden.

In die gebieden, waar met de mattenlegger Cardium hellingen steiler dan 1:6 gezogen moeten worden, dient in verband met het gevaar van zettingsvloeiingen en afschuivingen de ondergrond vooraf met de Mytilus verdicht te worden. Dit was het geval op de locaties R1 en R3 (zeezijde) R2 (Oosterscheldezijde), H4 en H5 (Oosterscheldezijde) en H10 t/m H13 (aan beide zijden).

4.5. Aansluitende constructie

a. Aansluiting op de mastiek.

De filtermat dient minimaal 5 m over de mastiek te liggen. De bestortingen en de negatieve overlap dienen minimaal 4 m voorbij de matrand doorgezet te worden. De zandlagen op de mastiek mogen niet meer dan 1 m dik zijn. Bij een plaatselijk zandpakket van 1-3 m dik dienen de dikten van de lagen van de overgangsconstructie minimaal met 15% vergroot te worden. De overlaplengte van de bestortingen moet groter zijn dan 2 x de zandlaagdikte.

b. Aansluiting op de damaanzet.

De principe-oplossing voor de damaanzet bestond uit het aanbrengen van een aantal banen 1/32 mm vanaf de matrand (negatieve overlap) tot op de reeds aanwezige 1/32 mm van de damaanzet. Deze banen werden vervolgens met 30/60 mm en 40/230 mm afgestort.

De aansluiting vanaf deze 40/230 mm naar de damaanzet toe werd in het damaanzetbedrijf meegenomen. De filter- en laagdikte-eisen van deze storten zijn dezelfde als voor de negatieve overlap.

c. Losgestorte filters.

Op een aantal locaties zijn losgestorte filters toegepast in verband met:

- te hoge ligging van de bodembescherming nabij de manoeuvreerplateaus van Ostrea met pijler en Cardium met rol;
- steile taludhelling van 1:4 tot 1:7 als gevolg van ligging bodembescherming;
- onvlakheden van het maaiveld ter plaatse van de kop- c.q. staartbalk van de mat van meer dan 1 m;
- verschoven ligging van de asfaltmastiek.

In verband met a, b en c zijn korte danwel verschoven ondermatten toegepast. De aansluiting is gecreeërd met een losgestort filter waarvan de eisen dezelfde zijn als van de negatieve overlap.

4.6. Verdichten

In verband met de onderloopsheidsproblematiek dient de ondermat over een afstand van 100 m (tot 50 m aan weerszijden van de as) verdicht te zijn. De bovenmat is over de volledige lengte van 60 m verdicht. De negatieve overlap is in de drempeltrein verdicht, waarbij de totale verdichtingslengte in dit bedrijf 100 m bedroeg (tot 50 m aan weerszijden van de as).

De eisen die aan het verdichten gesteld worden zijn:

- goede aansluiting mat-zand ondergrond;
- voldoende stijfheid van mat en morslaag onder mat (als uitgangspunt is maximaal 0,5 m mors gehanteerd);
- geen beschadiging bovendoek.

4.7. Horizontaal afschuiven H/V

In de bouwfase brengt de pijler via de billen de krachten over op de ondergrond. Om voldoende veiligheid tegen horizontaal afschuiven te hebben is aan de karakteristieke ondergrens van de H/V de eis gesteld dat deze $< 0,56$ moet zijn ($u - 1,645 \sigma > 0,56$).

Wanneer de ondergrond en de matten verdicht zijn wordt aan deze eis voldaan.

5. Hydraulische aspecten

De hydraulische aspecten hebben betrekking op de stroombestendigheid van de granulaire materialen in de diverse bouwfasestadia. In dit hoofdstuk wordt een aantal eisen beschreven. Voor wat betreft de stroombestendigheid spelen er twee aspecten een rol, namelijk de bestendigheid tegen een bouwfasestroming en de stroombestendigheid bij nadering van werkmaterieel (zoals verdichtingsbalk en opschoonkoppen).

5.1. Stroombestendigheid negatieve overlap

Direct na het leggen van een ondermat zijn de eerste twee lagen van de negatieve overlap tussen de gelegde- en de reeds aanwezige ondermat aangebracht.

De afdeklag van de negatieve overlap is aangebracht na het leggen van de bovenmatten.

De eerste twee lagen bestaan uit een filterlaag (1/32 mm) en een (in die fase) stroombestendige laag grind 30/60 mm.

De dichtheid van grind 30/60 mm bedraagt gemiddeld $2,65 \text{ t/m}^3$ ($u - 2\sigma$ -waarde: $2,45 \text{ t/m}^3$).

De afdeklag, bestaande uit 40/210 mm diende voldoende stroombestendig te zijn, dat wil zeggen diende een voldoende dichtheid te hebben. De dichtheid van materiaal 40/210 mm is in de pijlerzone (tot 50 m aan weerszijden van de as van de kering) afhankelijk van de locatie, omdat de stroomsnelheden van de verschillende locaties anders zijn. In de overgangsconstructie (van 50 m tot 100 m uit de as) is zowel aan de Noordzeezijde als de Oosterscheldezijde een ρ van 3 t/m^3 voldoende (basalt).

Eind 1982 is uit proeven geconstateerd dat de stroombestendigheid van de negatieve overlap onvoldoende zou zijn. Deze instabiliteit werd enerzijds veroorzaakt doordat de teen van de negatieve over-

lap op de gladde bovenkant van de ondermat zou aansluiten, anderzijds waren de stroomsnelheden waarop gedimensioneerd moest worden aanzienlijk hoger dan aanvankelijk was opgegeven.

De proefresultaten zijn vertaald naar het prototype, waarbij voor de invloed van excessieve turbulentie en afwijkende verticaalvorm een factor 1,15 in rekening is gebracht (doc. 6).

De verhouding tussen de kritieke snelheid ter plaatse van de bovenkant van de negatieve overlap en ter plaatse van de gladde mat bedroeg circa 1,3. Bovengenoemde getallen zijn stroomsnelheden bij afwezigheid van de pijlers. Bij aanwezigheid van de pijlers is de snelheid tussen de pijlers een stuk groter. Besloten werd toen om een grindwiepenmat te ontwikkelen, die tot hoge stroomsnelheden stabiel zou blijven.

5.2. Stroombestendigheid Oosterscheldezand langs matrand

Na het gereedkomen van de legoperatie van de ondermat bestond het risico van ontgroningen langs de matrand. De ontgroningen die zouden kunnen optreden waren dusdanig groot, dat de langstrand van de mat zo snel mogelijk moest worden afgestort met stroombestendig materiaal 30/60 mm.

5.3. Stroombegrenzing voor het verdichten/opschonen

In het geval van verdichten met een alleen door 30/60 mm ($\rho = 2,65 \text{ t/m}^3$) afgedekte negatieve overlap geldt in verband met de stroombestendigheid van dit materiaal een stroombegrenzing van $1,4 \text{ m/sec}$ bij een afstand trilbalk-negatieve overlap is $> 1 \text{ m}$.

Bij de aanwezigheid van 40/210 mm was er geen stroombeperking. Voor het opschonen van de matten is eveneens een stroombegrenzing van $1,4 \text{ m/sec}$ ingesteld bij aanwezigheid van 30/60 mm op de negatieve overlap.

6. Algemene aspecten

In dit hoofdstuk komen de algemene aspecten aan de orde. Dit zijn aspecten, die niet direct tot de grondmechanisch- of hydraulische aspecten te rekenen zijn.

6.1. Functie van de verpakkingsmaterialen

De filtermaterialen in de ondermat en de bovenmat worden in verpakte vorm op de bodem van de Oosterschelde gebracht. De verpakkingsmaterialen hebben slechts een functie in de bouwfase (handling van de materialen, voorkoming van erosie van de granulaire materialen, voorkoming van inzanding in de granulaire materialen etc.). In de eindfase wordt derhalve geen beroep op de verpakkingsmaterialen gedaan. Ze mogen dus verteren gedurende de levensduur van de kering.

6.2. Functie van de bovenmat

De functie van de bovenmat is het vergroten van de robuustheid van de fundering met filtermatten. De robuustheid van het funderingsbed wordt opgevoerd door de dikte van de grindlaag 8/40 mm te vergroten van 0,12 m (ondermat) tot 0,44 m (bovenste laag 8/40 mm in ondermat + bovenmat).

6.3. X-Y-toleranties onder- en bovenmat

In de filtermattenfabriek bedraagt de lengte van de ondermat 200 m \pm 1 m en van de bovenmat 60 m \pm 0,5 m. De breedte van de ondermat bedraagt minimaal 41,5 m (na contractie) en van de bovenmat 31 m (na contractie). De dikte van de lagen van de onder- en bovenmat bedraagt respectievelijk 0,11, 0,11 en 0,14 m (onverdicht). De legtoleranties van de ondermat en de bovenmat bedragen in Y-(noord- -zuid)richting + of - 1 m. De legtoleranties in X-(oost-west)richting bedragen voor de ondermat + of - 2 m en voor de bovenmat + of - 1 m.

6.4. Z(diepte)-toleranties mat

Aan de pijlerstand, dat wil zeggen X, Y, Z, \varnothing_x , \varnothing_y , \varnothing_z , zijn eisen gesteld in verband met de grootte van de doorstroombuiging en de passing van schuiven, dorpel en bovenbalken.

Het funderingsbed diende ter plaatse van de billen van de pijler zodanig te worden opgeleverd, dat er aan de vereiste pijlerstand voldaan zou worden. Het vereiste funderingsbed bestaat van onder naar boven uit een ondermat en een bovenmat waarop eventueel een tegelmat (met tegelhoogtes tussen 0,15 en 0,60 m) aangebracht werd om onvlakheden uit te vullen.

De diverse procesparameters waaruit de "z"-tolerantie van onder- en bovenmat werden bepaald zijn in tabel 2 verzameld. De pijler zelf diende op het zogenaamde nulniveau opgeleverd te worden.

Tabel 2. Verzameling diverse procesparameters

aspect	u (m)	(m)
1 - fijn dustpannen: mors	— 0,25	0,05
2 - ondermat	— 0,36	0,01
3 - verdichten: ondergrond	+ 0,075	0,04
ondermat	+ 0,03	0,01
4 - zand tussen onder- en bovenmat	— —	—
5 - bovenmat	— 0,36	0,015
6 - verdichten bovenmat	+ 0,03	0,01
7 - zand tussen boven- en tegelmat	— —	—
8 - tegelmat (min. dikte 0,15 m)	— 0,15	—
9 - totaal aan zand	— 0,015	0,015
10 - zakken t.g.v. plaatsen pijler	+ 0,075	0,01
11 - meetfout	0,00	0,045

Een + en een - teken in de tabel betekende dan, dat de aanlegdiepte verhoogd respectievelijk verlaagd moest worden om in het proces weer een nulniveau te bereiken (doc. 7).

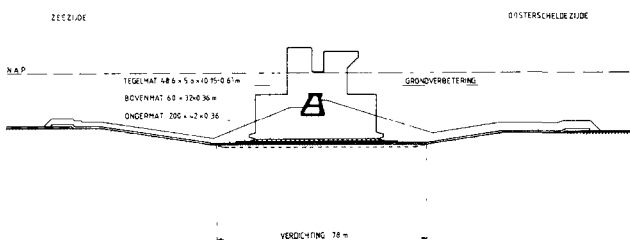
Uit deze tabel volgden nu de eisen met betrekking tot het in te stellen zuigniveau, de ligging van de bovenkant van de ondermat en die van de bovenmat.

Met de wetenschap dat de tegelhoogte van de tegelmat tussen het minimum van 0,15 m en het maximum van 0,60 m (verschil 0,45 m) kon variëren, kon op basis van de gemiddelde waarde van alle processen worden aangegeven tussen welke waarden de peilingen van de ondermat ter plaatse van de pijlerbil moesten vallen. Deze band bevond zich tussen - 0,32 m, en - 0,77 m (= 0,32 + 0,45) ten opzichte van het theoretisch pijlerniveau.

7. Beschrijving (samenvatting) van het ontwerp

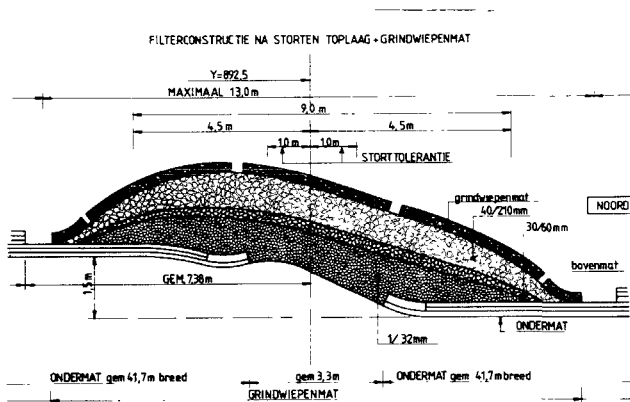
7.1. Algemeen

Het funderingsbed bestaat uit een in matten verpakt praktisch geometrisch ondoordringbaar filter, dat is opgebouwd uit granulaire materialen. De ondermat ligt direct op het zand van de verdichte grondverbetering (zie deelnota 2.5) en sluit aan de korte zijde aan op de asfaltmastiek van de stortebedden (zie fig. 4).



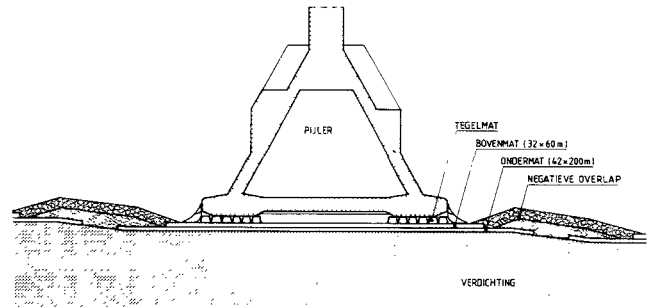
Figuur 4. Langsdoorsnede funderingsgebied.

Als bescherming is ter plaatse van de pijler op de ondermat een bovenmat gelegd. Gezien de aansluitproblematiek van de ondermatten (piping) in langsrichting is gekozen voor een open strook tussen de ondermatten. Deze onbedekte ruimte tussen de twee ondermatten, de zogenaamde negatieve overlap, is afgedekt met een losgestort filter van grindzand, grind en breuksteen en met een grindwiepenmat (zie fig. 5).



Figuur 5. Dwarsdoorsnede funderingsbed (negatieve overlap).

Voor de vereffening van onvlakheden van het gedustpande zandbed en van de filtermatten ter plaatse van de pijler is op de bovenmat waar dit nodig was een tegelmat gelegd (zie fig. 6).



Figuur 6. Dwarsdoorsnede funderingsgebied.

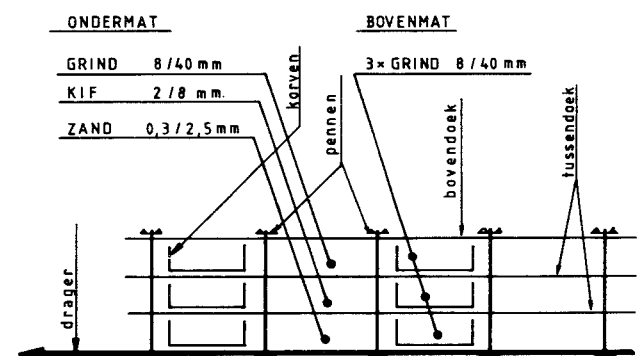
7.2. Dustpannen

Met dustpannen wordt hier bedoeld het baggeren van bodemmateriaal tot het niveau onderzijde ondermat. Het dustpannen werd uitgevoerd door de Cardium, die daartoe was uitgerust met een 44 meter (later 45 meter) brede zuigmond.

Onderscheid werd gemaakt tussen grof- en fijn dustpannen. Het grof dustpannen betrof het verwijderen van materiaal tot een diepte van 1,50 meter boven onderzijde ondermat. Het verwijderen van de laatste laag werd fijn dustpannen genoemd. Gelijktijdig werd de ondermat afgezonken. Het grof dustpannen was in hoofdzaak productiegericht terwijl het fijn dustpannen duidelijk kwaliteitsgericht was (vlakheidseisen). Het fijn dustpannen en met name het daaraan gekoppelde matafzinken kende zeer nauwe stroomsnelheidsgrenzen teneinde erosie van het bed te voorkomen.

7.3. Ondermat

De ondermat is gevuld met een uit 3 lagen opgebouwd filter (zie figuur 7). Aan de onderzijde van de filtermat bevindt zich een zogenaamd dragerdoek, dit is een kunststofweefsel, waarin in lengterichting van de mat staakabels zijn geweven.



Figuur 7. Doorsnede over de filtermat.

Dit dragerdoek heeft een breuksterkte van 800 kN/m en neemt alle trekkrachten op.

Om oprollen, transport en afrollen van de mat mogelijk te maken, zonder dat hierbij de lagen vermengd worden, zijn horizontale- en verticale langsscheidingen (korven en doeken) en verticale verbindingen aangebracht (pennen met snaplocks). Aan de bovenzijde is de filtermat afgedekt door een zanddicht kunststofweefsel. Aan de langsranden van de mat zijn de bovenste twee lagen over een breedte van 1 m gevuld met materiaal 1/32 mm, om een goede aansluiting te verkrijgen met het materiaal van de negatieve overlap.

Het verpakkingsmateriaal van de ondermat had alleen een functie in de bouwfase (handling, bescherming tegen erosie/inzanding). Aan het filterdoek zijn hoge eisen gesteld voor wat betreft de waterdoorlatendheid en zanddichtheid.

7.4. Erosiebescherming

Na het leggen van de ondermat is ter voorkoming van erosie van Oosterschelde-zand ter plaatse van de langsrand van de zojuist gelegde ondermat deze langsrand afgestort met grind 30/60 mm (dikte 0,15 m). Dit grind is weer grotendeels verwijderd bij het leggen van de naastgelegen ondermat.

7.5. Bovenmat

De belangrijkste functie van de bovenmat was de bescherming van de ondermat tussen het tijdstip van leggen ondermat en het plaatsen van de pijler. Bovendien zou er bij toepassing van de bovenmat geen doorsnijding (pons) van filterlagen in de ondermat plaatsvinden wanneer bij het plaatsen van de pijler niet al te grote bulten werden weggedrukt. Evenals de ondermat is het granulaire materiaal in 3 lagen opgebouwd. Echter bij de bovenmat is dit alleen grind 8/40 mm.

7.6. Negatieve overlap

De ruimte tussen de twee naast elkaar gelegen matten is opgevuld met losgestort granulaair materiaal dat voldoende zanddicht moet zijn ten opzichte van het Oosterschelde-zand en de granulaire materialen in de mat. Daarnaast dienden deze materialen stroombestendig te zijn totdat zij in de volgende bouwphase waren afgedekt. Vanaf het Oosterschelde-zand gezien ziet de filteropbouw er als volgt uit:

- 1e laag 1/32 mm gem. 0,85 m dik op O.S.-zand
 gem. 0,45 m dik op de ondermat
- 2e laag 30/60 mm gem. 0,40 m
- 3e laag 40/210 mm gem. 0,80 m.

Voor de opbouw van het filter behoeft er geen laag grind 30/60 mm tussen 1/32 mm en 40/210 mm te worden aangebracht, maar deze laag is meegenomen omdat voor een groot aantal locaties 1/32 mm niet stroombestendig was.

Aan de hand van de legtoleranties van de Cardium, de randomzetting van de mat en de minimale laagdikte was de stortbreedte 9 m. Aangezien de bovengenoemde constructie in de bouwphase niet stroombestendig zou zijn, is deze constructie afgedekt met een waterdoorlatende gewichtsmat, de grindwiepenmat (verder ook NOMA genoemd).

Deze matten hebben afmetingen van circa 200 x 13,5 m en zijn opgebouwd uit een matdrager van geweven staaldraden ϕ 12 mm en een verzwaring van grindwiepen. De grindwiepen bestaan uit versterkte kippengaas korven met een diameter van 0,25 m, gevuld met grind 40/130 mm, staalslakken 120/130 mm of koperslakken 30/60 of 40/250 mm.

De wiepen zijn met sjorringtouw en stalen haken aan de matdrager gekoppeld. De kopwiepen zijn het zwaarst uitgevoerd in verband met het gevaar van opklappen van de mat door stroom.

7.7. Tegelmatt

Om voor de pijlers de vereiste vlakheid aan het funderingsbed te geven, moest een voorziening op de bovenste funderingsmat (bovenmat) geplaatst kunnen worden, die aan de volgende hydraulische- en grondmechanische randvoorwaarden kon voldoen:

- uit hydraulisch oogpunt moest de voorziening een golf- en stroombestendige uitvklaklaag vormen in de bouwfasen, waarbij de eisen worden toegespitst op stabiliteit, onderloopsheid en aanzanding;
- voor wat betreft de onderloopsheid onder de pijlers ontstonden eisen ten aanzien van zandberging;
- grondmechanisch moest de voorziening verticale- en horizontale (schuifweerstand) steun kunnen leveren in de bouw- en eindfase en moest zoveel mogelijk belastingspreiding plaatsvinden;
- de constructie moest een minimale levensduur van 200 jaar hebben.

Daarnaast waren nog randvoorwaarden gesteld, die de pijlerconstructie dan wel de opschooninstallatie en de apparatuur voor de onderwaterinspectie betroffen, zoals:

- afschuiningen van zijkanen en de maximale dikte in verband met aansluiting van de grindzak;
- de beide stroken onder de pijlerbillen van een op- en afrit te voorzien;
- aan de boven- en onderzijde mogen zich geen hinderlijke obstakels bevinden;
- de bovenzijde moet een glad oppervlak hebben.

Al deze eisen konden slechts worden gehonoreerd in een tegelmatt (zie figuur 6).

Een tegelmatt bestond uit 2 stroken, hart op hart 18,50 m van 5,65 m breed en 48,25 m lang. Deze stroken bestonden elk uit 14 paar strengen waarop de geprefabriceerde betonnen tegels bevestigd waren. De minimale dikte van de tegels bedroeg 15 cm en de maximale 60 cm (doc. 9).

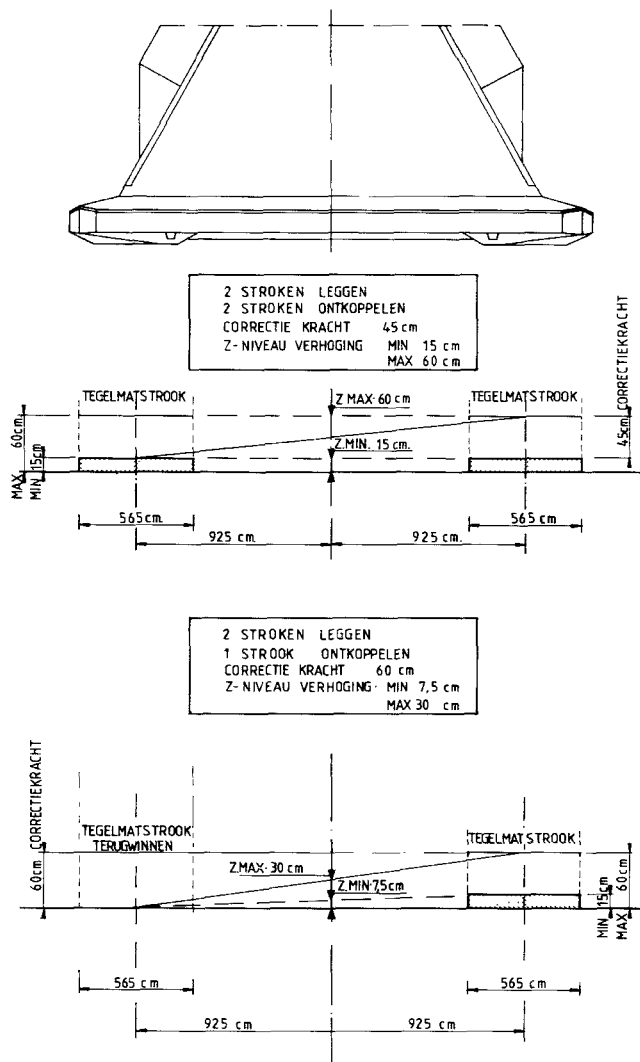
Realisatie van het funderingsbed door het CARJAN-bedrijf in de Hammen was zodanig, dat gezien de opgeleverde vlakheid in deze stroomgeul slechts 1 tegelmatt (op H10) noodzakelijk werd geacht. Bepalend bij het toepassen van tegelmatten was echter niet alleen de vlakheid, maar ook het opgeleverde z-niveau van het funderingsbed. De werkmethode van het tegelmattleggen was gebaseerd op leggen en ontkoppelen van 2 stroken (correctiekracht 45 cm, z-niveau verhoging minimaal 15 cm, maximaal 60 cm). Door het wijzigen van de werkmethode in het leggen van 2 stroken en het terugwinnen van 1 strook (correctiekracht in beginsel 60 cm, verhoging z-niveau minimaal 7,5 cm en maximaal 30 cm), werd een reductie in opgeleverd z-niveau van 7,5 cm gerealiseerd (zie figuur 8).

In verband met de ingrijpende wijzigingen aan het bestaande materiaal werd van het leggen en keuren van 1 strook afgezien.

Gebaseerd op deze gewijzigde methode werden op slechts 3 van de 65 pijlerlocaties een tegelmatt noodzakelijk geacht (H10, R23 en R27) (zie figuur 9).

Gememoreerd dient te worden, dat op een aantal andere locaties een tegelmatt toegepast had kunnen worden, waardoor de pijlerstand zou zijn verbeterd, doch dat hier op grond van kostenoverwegingen niet toe werd besloten.

Het aanlegniveau van het funderingsbed bij de start in de Hammen werd mede bepaald door het uitgangspunt dat op alle locaties een tegelmatt toegepast moest kunnen worden (standaardvlakken), terwijl de pijlerdam nog binnen de toleranties van het z-niveau opgeleverd zou kunnen worden.



Figuur 8. Correctie met tegelmatten.

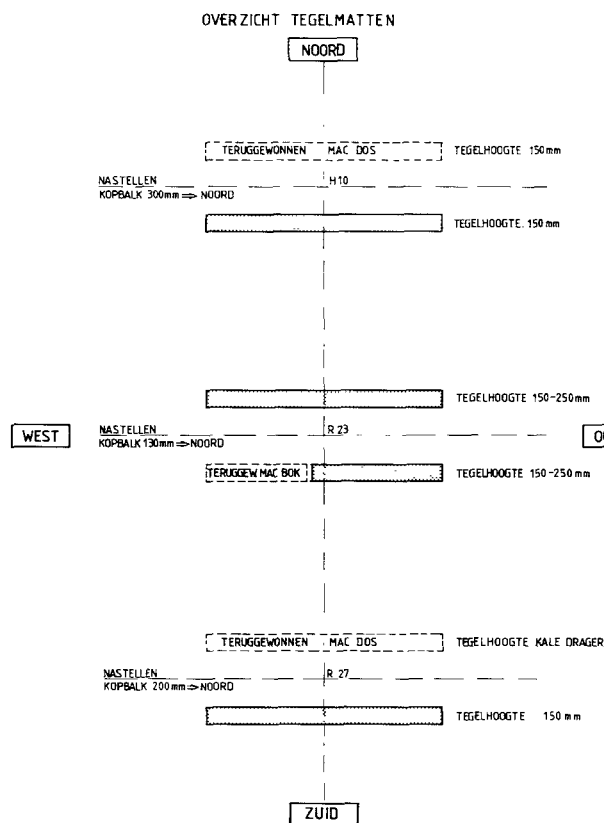
Na voltooiing van het funderingsbed in de Hammen bleken de gerealiseerde vlakheid en het opgeleverde z-niveau zodanig, dat besloten werd tot het verhogen van het aanlegniveau van het funderingsbed in de Schaar en de Roompot gebaseerd op de overweging dat niet op elke locatie een tegelmat nodig zou zijn. Doelbewust werd daarmee het risico genomen, dat bij wel moeten toepassen van een tegelmat het z-niveau bij het toenmalige ontwerp van de tegelmatten te hoog zou uitkomen.

7.8. Verdichten

Tijdens het fijn dustpannen en daaraan gekoppelde legproces van de ondermat konden er een aantal onvlakheden ontstaan, die zouden kunnen leiden tot een slechte aansluiting tussen de mat en de ondergrond. Door verdichting van de mat werd dit voor een groot deel geëlimineerd.

Ten behoeve van het verdichten was de Cardium voorzien van een trilbalk bestaande uit 4 platen van 4,00 x 4,15 m met een tussenruimte van ongeveer 0,10 m. De totale verdichtingsbreedte van de balk was ongeveer 17 m.

Het verdichten van de negatieve overlap inclusief de rand van de ondermat gebeurde met een losse triplaat als tussenfase bij de aanleg van de drempel.



Figuur 9. Overzicht tegelmatten.

7.9. Afwijkende situaties

Op een aantal locaties diende van het vigerend ontwerp van 200 m lange filtermatten die aansluiten met een overlap van 10 m op de asfaltmastiek te worden afgeweken.

Hieronder volgt een korte beschrijving van de afwijkende oplossingen:

a. Korte ondermatten.

Deze hebben een lengte van circa 150 m en zijn toegepast op de locaties H3 t/m H5.

Aan de Oosterscheldezijde is de asfaltmastiek uitgebreid van 90 m tot 65 à 70 m uit de as.

Aan de zeezijde is een losgestort filter aangebracht.

b. Verschoven ondermatten.

Ter plaatse van de locaties R27 en R28 lag het maaiveld aan de Oosterscheldezijde van 80 tot 110 m uit de as van de kering zo steil, dat er zonder uitvullen met fosforslakken geen asfaltmastiek kon worden aangebracht. Door de mogelijkheid dat er bij het uitvullen fosforslakken in het cunet terecht zouden komen, welke niet met de Cardium verwijderd zouden kunnen worden, is hiervan afgezien. De matten voor R27 en R28 zijn daarom 20 m zeewaarts verschoven, waardoor zuighellingen van 1:6,1 gerealiseerd konden worden.

c. Losgestort filter.

In verband met de geaccidenteerde ligging van het zand op de blokkenmatten is aan de zeezijde ter plaatse van de locaties S1 t/m S4, H1 en H2 en H15 en H16 geen asfaltmastiekstortbed aangebracht maar een losgestort filter.

De begrenzing van deze bestorting is, in verband met de erosiebestendigheid van de afstorting van de blokkenmatten, gelijk gehouden aan die van de asfaltmastiekstortbedden van de overige locaties (zie ook deelnota 2.9).

In die gebieden, waar met de Cardium hellingen steiler dan 1:6 gezogen moesten worden, diende in verband met het gevaar van zettingsvloeiingen de ondergrond vooraf verdicht te worden.

Voor de locaties R1 en R3 aan de zeezijde en R2 aan de Oosterscheldezijde, H4 en H5 aan de Oosterscheldezijde en H10 t/m H13,

zowel aan de zee- als aan de Oosterscheldezijde, zijn hiertoe naast de standaard door de Mytilus te verdichten strook van totaal 78 m, extra stroken verdicht, waardoor het mogelijk werd taludhellingen van 1:4 te zuigen, zonder dat er gevaar bestond voor zettingsvloeiingen.

8. Kwaliteitsbewakingssysteem

8.1. Algemeen

Kwaliteit is de mate van voldoen aan de eisen die - in dit geval - aan het funderingsbed wordt gesteld. Hiertoe bestaan controlemethodieken die tot doel hebben om tot een gefundeerde uitspraak te kunnen komen over de kwaliteit van het funderingsbed. Secundair maar niet minder belangrijk in het toetsen van werkmethodeken en procesvoering, als ook het vergroten van de kennis van de processen. Om de kwaliteit van het funderingsbed c.q. de processen te beoordelen staan een directe en een indirecte methode ter beschikking. Onder directe methode wordt verstaan de meting van het resultaat van een proces (bijvoorbeeld een peiling na het proces dustpannen) terwijl de indirecte methode uitgaat van het proces zelf; dat wil zeggen registratie van procesinstellingen en procesgrootheden. Een voorbeeld van de directe methode is het peilen van de mat ter beoordeling van de vlakheid; de indirecte methode is toegepast bij het verdichten, alle grootheden en instellingen van de plaat zijn gemeeten, terwijl het resultaat, de verdichtingsgraad, niet is gemeten. In het gros van de gevallen is het noodzakelijk beide methoden toe te passen.

8.2. Dustpannen vóór en tijdens het matleggen

Het proces dustpannen is vrij uitvoerig geanalyseerd en richtte zich op een vijftal aspecten:

- Toetsing uitgevoerd werk aan het werkplan;
- Controle goede werking sensoren;
- Analyse proces aan de hand van registratie;
- Vlakheid (mors en morsvariatie);
- Vergroten kennis van proces.

8.3. Funderingsmatten

Voor de matten zijn de volgende methodieken toegepast:

8.3.1. Filterwerking

Het granulaire materiaal werd consequent bemonsterd en aan de hand van zeefkrommes beoordeeld.

8.3.2. Schade aan mat

Schade aan de onderzijde van de mat werd op de loswal vanuit een inspectiekuil visueel gecontroleerd.

Schade aan de bovenzijde van de mat werd tijdens het matleggen geïnspecteerd. Standaard werden door een fotograaf opnamen gemaakt van het bovendoek.

Na het leggen werden standaard de volgende inspecties uitgevoerd:

- De toestand van de ondermat in het pijlgebied werd tijdens het opschonen voor het leggen van de bovenmat met behulp van de camera's op de wipbalk geïnspecteerd.
- Voor het plaatsen van de pijler werd met de Portunus de bovenmat geïnspecteerd.

De Portunus is een onderwatervoertuig uitgerust met 6 stuks TV-camera's en 4 stuks zandlaagdijktarmeters (zie voor beschrijving Boek 5).

8.3.3. Ligging van de mat in het horizontale vlak

De ligging van de mat is in de eerste plaats gecontroleerd door registratie van de procesgegevens en door het peilen van de mat vanuit een laaghangende balk, in een peilslag na het leggen.

8.3.4. Aansluiting mat-ondergrond

Analyse van de macro-zuigmondbewegingen tijdens het legproces konden geen volledige zekerheid geven.

In het pijlgebied gaf het verdichten echter voldoende garantie voor een uiteindelijke goede aansluiting.

Buiten het gebied werd verdicht in het drempelbedrijf

8.3.5. Aansluiting bovenmat-ondermat

De aansluiting is gecontroleerd door procescontrole, door de onder 8.3.2. genoemde camera's op de wipbalk en door een vanaf de Cardium neergelaten en voortgesleepte inspectieslede Asterias (sensoren; TV-camera en zandlaagdijktarmeters) zie voor beschrijving Boek 5. Tevens werden de omstandigheden beoordeeld zoals stroomsnelheid, sedimentconcentratie en zandaanbod.

8.3.6. Storten erosiebescherming langs mat

De aangebrachte laag grind van de erosiebescherming werd beoordeeld op basis van procescontrole.

8.3.7. Verdichten van de mat

Daar het verdichtingsresultaat niet kon worden gemeten werd uitsluitend het proces intensief gecontroleerd op een viertal punten:

- De plaats van de verdichtingsplaat;
- De goede werking van de sensoren (toeren, versnellingen, triltijd, slagvolume);
- Verifiëren van het daadwerkelijk op de mat staan;
- Incidenteel het meten van de zetting.

8.3.8. Vlakheid van de mat

De vlakheid op tegelmatlocatie was het meest belangrijk omdat de stand van de pijler daardoor bepaald werd.

De volgende controles zijn uitgevoerd:

- Analyse van de nauwkeurigheid en betrouwbaarheid van de peilingen;
- Vertaalslagen (rekenmodellen) waarmee uit de peilingen de stand van de pijler werd voorspeld.

De vlakheid buiten het tegelmatgebied was minder kritisch en de controle beduidend eenvoudiger.

Controles zijn uitgevoerd op de volgende randvoorwaarden:

- Beperkte langs- en dwarshellingen zijn toelaatbaar;
- Ter plaatse van de grindzak mag het niveau niet te diep liggen;
- Ter plaatse van de negatieve overlap moest de hoogteligging zodanig zijn dat ontzanden en storten een voldoende resultaat op zou kunnen leveren;
- De mat mocht de voetplaat niet raken tijdens de procedure van het pijlerplaatsen.

8.4. Aanbrengen negatieve overlap

8.4.1. Storten grind-zand 1/32 mm en grind 30/60 mm

Naast de procescontrole werd iedere overlap in situ bemonsterd door de Geodoff-methode; enkele malen is ook de Geodelft gebruikt. Het aangevoerde materiaal werd tevens in de bak en op de band bemonsterd en in het laboratorium gekeurd.

De aangebrachte laagdikte werd gekeurd door verschilpeilingen. In het geval van 30/60 mm gaf dit vaak problemen omdat de peilonnauwkeurigheid vaak even groot was als de laagdikte. Procescontrole moest dan uitkomst bieden.

8.4.2. Storten steen 40/210 mm

De laagdikte werd gecontroleerd met verschilpeilingen.

8.4.3. Negatieve overlap-matten (NOMA's)

De kwaliteitscontrole was gericht op een viertal aspecten:

- Zand tussen NOMA en 40/210 mm werd gecontroleerd met sonaropnamen;
- De begin- en eindpositie van de NOMA werd gecontroleerd door duikers;
- De ligging van de mat in dwarsrichting werd geanalyseerd uit de procesregistratie, profileropnamen vanaf een peilboot en vanaf de Portunus en door duikinspectie;
- De verticale afstand tussen rand NOMA en bovenkant ondermat werd geanalyseerd uit procesregistratie en beschikbare peilingen van ondermat en negatieve overlap materiaal.

8.5. Organisatie en werkwijze

Uitgaande van de ontwerpeisen zijn met behulp van meet- en maak-toleranties bestekseisen geformuleerd.

Het gemaakte werk is hierop primair getoetst. In de meeste gevallen was de maakfout bekend en behoefde in die situaties alleen nog rekening gehouden te worden met meetfouten. In eerste instantie is het gemaakte werk op de werkschepen zelf beoordeeld om zo snel mogelijk te kunnen ingrijpen (bijvoorbeeld extra storten). Vervolgens zijn de meetgegevens op de wal in het dagelijkse zogenoemde "half twaalf" (11.30 uur) overleg nader beoordeeld. Daarna vond afhankelijk van mogelijk gesignaleerde problemen een nadere analyse plaats. Het uiteindelijk per onderdeel geschreven kwaliteitsverhaal is na goedkeuring door de werkgroep KWA (Kwaliteit) in de organisatie gebracht.

Voor een totaaloverzicht van het gemaakte werk inclusief de analyse wordt verwezen naar het geboorteregister en de evaluatienota Funderingsbed (doc. 8).

9. Documentatielijst

1. Nota "Funderingsbedontwerp".	34FUND-N-82184
2. Filtersterkte negatieve overlap.	346KWA-M-84261
3. Nota "Keuze matlengte en werkmethode".	34FUND-N-79251
4. Samenvatting toelaatbare zandlaagdikte in het funderingsbed.	34FUND-M-84049
5. Ontwerpeisen wiepenmat.	34FUND-M-83045
6. Stroombestendigheid negatieve overlap.	34FUND-M-83064
7. Tolerantie-eisen met betrekking tot onder- en bovenmat.	34FUND-M-82170
8. Evaluatienota Funderingsbed.	34FUND-N-85002
9. Evaluatienota Pijler plaatsen.	34KWAP-M-84200

Deelnota 7: Drempel en overgangsconstructie

Inhoud

1	Inleiding	119
2	Functie-analyse	121
3	Beschrijving ontwerp	122
3.1	Drempel	
3.2	Overgangsconstructie	
4	Randvoorwaarden en uitgangspunten	125
5	Grondmechanische aspecten	127
5.1	Grondmechanische stabiliteit	
5.1.1	Grenstoestand 1 t/m 4, stabiliteit drempel	
5.1.2	Grenstoestand 5 t/m 8, stabiliteit aanstortingen tegen opbarsten	
5.1.3	Grenstoestand 9 en 10, indringing betonblokken spleet onder de drempel	
5.1.4	Grenstoestand 11 en 12 Grondmechanische steun aan de pijler	
5.2	Zettingen van de drempel	
6	Hydraulische aspecten	133
6.1	Filterstabiliteit	
6.2	Hydraulische stabiliteit tussenlagen bouwfase	
6.3	Hydraulische stabiliteit toplagen	
6.3.1	Maatgevende situaties	
6.3.2	Toelaatbare faalkans en veiligheidscoëfficiënt	
6.3.3	Benodigde steenzwaarte	
6.3.4	Dagelijkse omstandigheden	
6.3.5	Invloed van gesloten schuiven op de stabiliteit	
6.4	Stroomgeleiding	
7	Kwaliteitscontrole tijdens de uitvoering	139
8	Bewaking en reparaties	141
9	Documentatie	143

1. Inleiding

In de ontwerpfase is een groot aantal varianten van de drempel bestudeerd, waarbij het karakter van het ontwerp sterk verschillend is geweest (zie Deelnota 1.1 hoofdstuk 4). Na diverse beleidsbeslissingen is het open drempel-ontwerp nader geoptimaliseerd. In deze nota zal het definitieve ontwerp worden beschreven.

Opgemerkt dient te worden dat tijdens de uitvoering in detail afwijkingen kunnen optreden. Deze vallen echter buiten het kader van deze nota.

Voor een gedetailleerde beschrijving van het ontwerp wordt verwezen naar doc. 1 en 10.

2. Functie-analyse

De drempel dient een aantal functies te vervullen, waarbij onderscheid gemaakt kan worden in grondmechanische- en hydraulische functies.

De grondmechanische functies hebben voornamelijk betrekking op het leveren van steun aan de pijlers:

- ballast voor de pijlers en de ondergrond rondom de pijler;
- wrijving tussen pijler en drempel;
- horizontale steun aan de pijler (passieve weerstand).

De hydraulische functies zijn:

- stroom- en golfbestendigheid van de bodem in bouw- en eindfase;
- afsluiting tussen dorpelbalk, fundering en pijler (waterdoorlatendheid van de drempel en van de aansluiting tussen de drempel en andere delen van de kering);
- stroomgeleiding (μ) in combinatie met de vormgeving van de pijlers, de dorpelbalk etc.

Daarbij zijn de volgende principe-oplossingen aan de orde geweest:

- een volledig uit breuksteen opgebouwde drempel;
- een drempel met een dikke steenasfalt-toplaag met daaronder een granulaire filter;
- een drempel met als toplaag waterdoorlatende betonroosters met daaronder wederom een granulaire filter.

Uit deze opsomming blijkt, dat met name het ontwerp van de toplaag sterk heeft gevarieerd.

Het ontwerp van de drempel dient zodanig te zijn dat onder de maatgevende omstandigheden met de beschikbare materialen de genoemde functies vervuld kunnen worden, terwijl het ontwerp uitvoerbaar en economisch is.

Om de drempel te kunnen dimensioneren dienen de grenstoelstanden bepaald te worden. De grenstoelstanden zijn aan de ene kant gerelateerd aan de functionele aspecten van de drempel en aan de andere kant gerelateerd aan de diverse hydraulische omstandigheden, waarbij bovendien de positie van de schuiven een belangrijke rol speelt. In tabel 1 is voor de diverse grenstoelstanden aangegeven welke omstandigheden maatgevend zijn.

Functionele aspecten	Omstandigheden				
	A	B	C	D	E
1. Grondmechanische stabiliteit van de drempel			X		
2. Grondmechanische stabiliteit van de aanstorting dorpelbalk			X		
3. Steun aan de pijler	X		X		
4. Filterstabiliteit			X		
5. Hydraulische stabiliteit van toplaag, overgangsconstructie, aanstorting dorpelbalk		X	X		X
6. Hydraulische stabiliteit van de tussenlagen	X				
7. Afvoercoëfficiënt		X			

Tabel 1. Grenstoelstanden drempel en overgangsconstructie

A = bouwfase

B = open kering, dagelijkse omstandigheden

C = gesloten kering, extreme omstandigheden

D = sluitende kering, extreme omstandigheden

E = gesloten kering, extreme omstandigheden, weigerende schuif.

3. Beschrijving ontwerp

3.1. Drempel

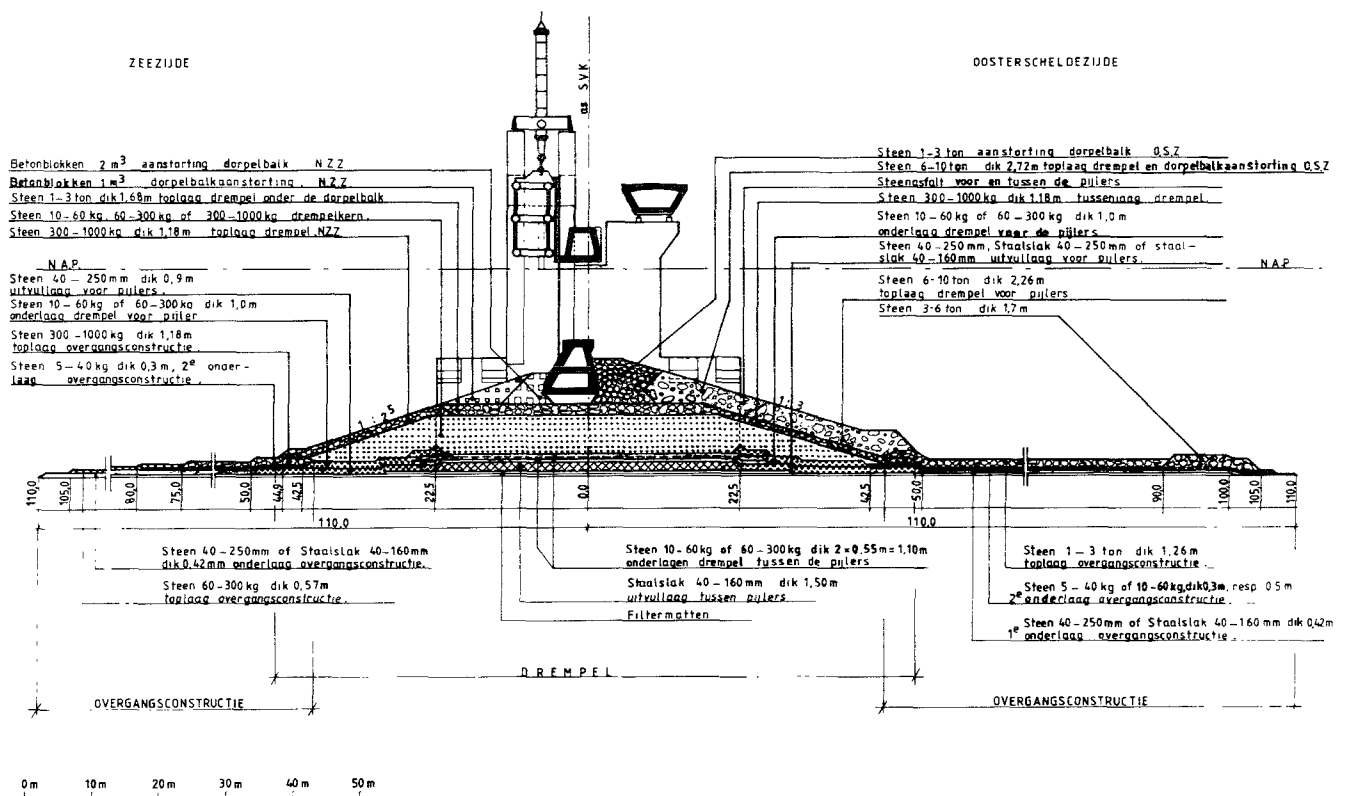
De eerste laag op de funderingsmatten en de negatieve overlap bestaat uit breuksteen 40/230 mm of staalslak 40/160 mm. Met deze laag worden de hoogteverschillen tussen de negatieve overlap, de funderingsmat en de voetplaat van de pijler uitgevuld en wordt een filter op het onderliggende materiaal gerealiseerd.

Deze uitvulling wordt afgedekt met de onderlaag (breuksteen 10-60 kg, 60-300 kg of 300-1000 kg afhankelijk van de grootte van de optredende stroomsnelheden). Na het verdichten van de onderlaag (teinde de randen van de ondermat goed op de ondergrond te laten aansluiten) kan de kern worden aangebracht, bestaande uit voornamelijk breuksteen 10-60 kg. Op de kern komt een stroombestendige afwerklaag (breuksteen 60-300 kg of 300-1000 kg). Tenslotte komt op de afwerklaag de definitieve toplaag.

Aan de Noordzeezijde bestaat deze uit breuksteen 300-1000 kg. Op de kruin van de drempel ligt 1-3 ton, terwijl aan de Oosterscheldezijde de 1-3 ton, 3-6 ton of 6-10 ton is aangebracht.

Daar waar de toplaag uit breuksteen 3-6 ton of 6-10 ton bestaat, is ter voorkoming van schade aan de pijler een strook steenasfalt, bestaande uit charges van 25 ton tegen de pijler aangebracht.

Aan de Noordzeezijde bestaat de aanstorting tegen de dorpelbalk uit betonblokken (1 m³ en 2 m³). De 2 m³ betonblokken dichten de spleet onder de dorpelbalk af, zodat er geen materiaal uit de aanstorting aan de Noordzeezijde in de spleet onder dorpelbalk dringt. Aan de Oosterscheldezijde bestaat de aanstorting uit breuksteen (1-3 ton en afhankelijk van het dorpelbalkniveau ook 3-6 ton en 6-10 ton en steenasfalt). In verband met de vereiste ΔD -waarden is steeds basalt met een dichtheid van 3 t/m³ toegepast. De toplagen van de overgangsconstructie hebben een gemiddelde dikte van 1,5D, terwijl voor de toplagen van de drempel een gemiddelde dikte van 2D is toegepast. Hydraulische redenen liggen ten grondslag aan dit verschil. De dikte van de tussengelegen filterlagen is voornamelijk gebaseerd op geometrische eisen zoals het realiseren van een minimum profiel van de drempel.

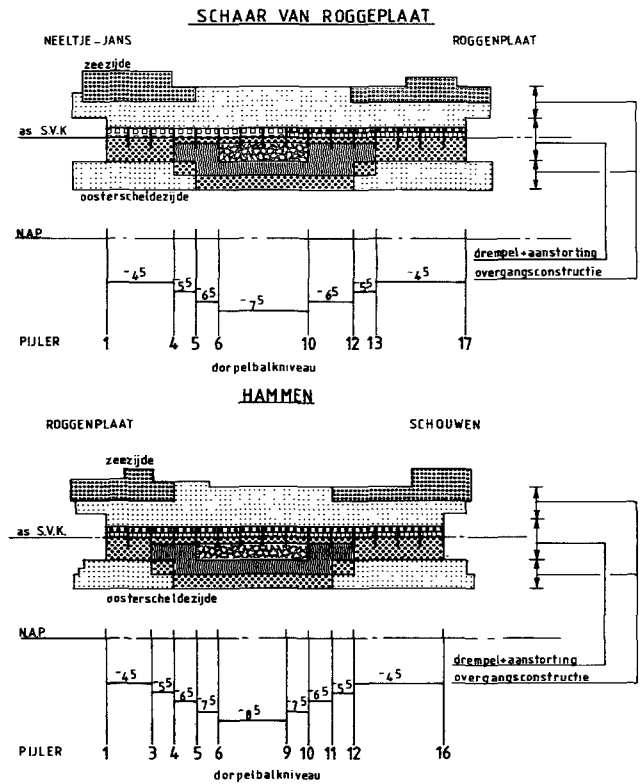


Figuur 1. Benamingen onderdelen drempel en overgangsconstructie.

3.2. Overgangsconstructie

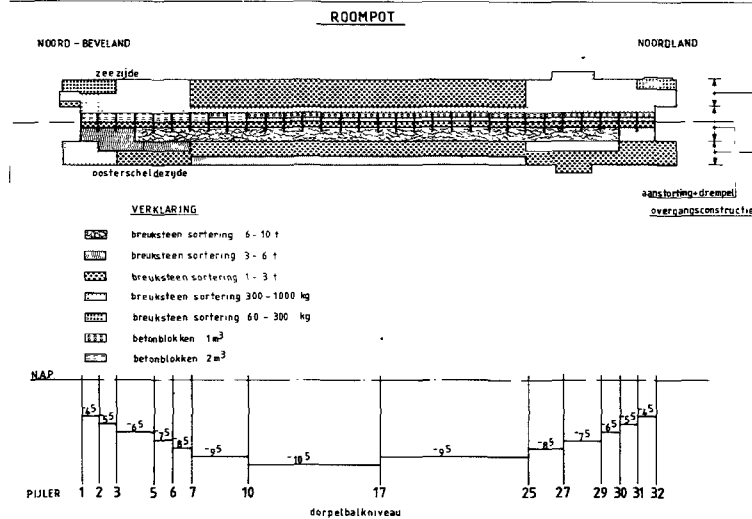
De eerste onderlaag van de overgangsconstructie bestaat uit breuksteen 40/230 mm of vergelijkbaar materiaal. Deze niet stabiele laag wordt afgedekt met de tweede onderlaag (breuksteen 5-40 kg, 10-60 kg of 60-300 kg, afhankelijk van de ter plaatse optredende stroomsnelheden).

Voor de stabiliteit in de eindfase is de toplaag voorzien van 60-300 kg tot 3-6 ton. Figuur 1 geeft een doorsnede van de drempel en de overgangsconstructie. Figuren 2 en 3 geven een bovenaanzicht van beide constructies.



Figuur 2. Overzicht drempel en overgangsconstructie.

Figuur 3. Overzicht drempel en overgangsconstructie.



4. Randvoorwaarden en uitgangspunten

Het uitgangspunt voor de dimensionering van de stormvloedkering is de vaststelling van een extreme belasting met een overschrijdingsfrequentie van $2,5 \times 10^{-4}$ per jaar en de keuze van geëigende veiligheidscoëfficiënten om tot de toelaatbare faalkans te komen.

De toelaatbare faalkans van de stormvloedkering is overeenkomstig de filosofie van het Deltarapport vastgesteld op 10^{-7} per jaar.

Hieruit is voor elk onderdeel van de kering een toelaatbare faalkans berekend.

Behalve dat de constructie niet mag bezwijken bij extreme belastingssituaties moet de kans op schade onder normale gebruiksbelastingen klein zijn om cumulatieve schade door herhaalde belastingen te voorkomen. Met andere woorden: bij extreme situaties ($2,5 \times 10^{-4}$ per jaar) wordt het ontwerp getoetst op bezwijken en bij minder extreme situaties (0,1 x per jaar) wordt getoetst op begin van bewegen. Gesteld wordt derhalve dat het verval waarbij begin van schade aan de constructie optreedt hoger moet liggen dan het 0,1 x per jaar verval.

Aanvulling van dit criterium in de vorm van geëigende veiligheidscoëfficiënten wordt eveneens gevonden door toetsing van de toelaatbare faalkans van het onderdeel.

De ontwerpvervalen waarop de constructie is gedimensioneerd zijn gekoppeld aan een aantal expliciet omschreven belastingssituaties en zijn samengevat in tabel 2.

Uitgangspunten bij de vaststelling van de ontwerpvervalen zijn verder geweest dat een ongunstige alarm-peil strategie en een laagwaterkering strategie mogelijk moeten zijn en dat openen van de kering na een stormsluiting geschiedt bij gelijke waterstand.

Opmerking

Belastingssituaties als gevolg van gedeeltelijk gesloten schuiven resulteren niet in een ontwerppeis. Voor dergelijke belastingssituaties zijn toelaatbare vervalen vastgesteld. Dat wil zeggen dat de schuiven niet mogen worden gesloten als hierdoor het toelaatbare verval wordt overschreden (zie 6.3.5).

Belastingssituatie	Ontwerpverval in meters			
	bezwijken $2,5 \times 10^{-4}/\text{jr}$		begin van bewegen 0,1 x p.j.	
	vloed	eb	vloed	eb
gesloten kering	5,3	3,4		
gesloten + weigerende schuif (WS)	4,15	2,4		
open kering	1,7	1,5	1,35	1,15
openende kering	n.v.t.	1,5		
sluitende kering	4,2	n.v.t.		
open kering + omgekeerd WS	1,7	1,5		

Tabel 2. Ontwerpvervalen voor de verschillende situaties

5. Grondmechanische aspecten

Grenstoestand	Belastingssituatie				
		Gesloten kering, extreme omstandigheden			
	Bouwfase	geen aangroei		mosse/aangroei	
	A	vloed	eb	vloed	eb
Stabiliteit drempel		1	2	3	4
Stabiliteit aanstortingen tegen opbarsten		5	6	7	8
Stabiliteit aanstortingen, indringing stenen in spleet onder de dorpel		9	10		
Grondmechanische steun aan de pijler	11	12			

Tabel 3. Grondmechanische grenstoestanden

5.1 Grondmechanische stabiliteit

In hoofdstuk 2 zijn de belangrijkste grondmechanische functies van de drempel genoemd. Deze hebben betrekking op het leveren van steun aan de pijlers. Daarnaast is de eigen stabiliteit van de drempel in verschillende situaties van belang. De relevante grenstoestanden die hierbij beschouwd zijn, zijn samengevat in tabel 3.

Naast de bovengenoemde stabiliteit van de pijler en drempel zelf legt de aanwezigheid van de drempel ook randvoorwaarden op aan het ontwerp van de pijlers en aan het ontwerp van de dorpelbalk (toetaalkrachten en lokale puntlasten, zie boek 3, deelnota 3.2 (pijlers) en 3.4 (dorpelbalken).

De in tabel 3 genoemde grenstoestanden zijn met behulp van analy-

tische, numerieke en/of fysische modellen onderzocht (zie o.a. doc. 1, 2, 3 en 4).

Volgens de spoor A-benadering is voor elke grenstoestand dan wel bezwijkmechanisme door middel van partiële veiligheidsfactoren de vereiste veiligheidscoëfficiënt bepaald. Het resultaat van deze exercitie is in tabel 4 weergegeven.

5.1.1 Grenstoestand 1 t/m 4. Stabiliteit drempel

De grondmechanische stabiliteit van de drempel is onderzocht met behulp van cirkelvormige glijvlakken door het bovendee van de drempel.

Alleen die glijvlakken zijn onderzocht die in de spleet onder de dorpelbalk beginnen of helemaal aan een zijde van de dorpelbalk liggen. Een glijvlak dat doorloopt van de aanstortingen aan de zeezijde

Grenstoestand	nummers tabel 3	Veiligheidscoëfficiënt		
		vereist	beschikbaar Oosterscheldezijde	beschikbaar zeezijde
Stabiliteit drempel				
- zonder aangroei	1, 2	1,45	2,7	3,0
- met mosselaangroei	3, 4	1,45	1,5	2,0
Stabiliteit aanstortingen tegen opbarsten				
- zonder aangroei	5, 6	1,7	2,0	3,7
- met mosselaangroei	7, 8	1,45	1,9	1,6
Stabiliteit aanstortingen				
- indringing stenen	9, 10	1,7		
Grondmechanische steun				
Aan de pijler	11	1,3	1,3 à 2,0	n.v.t.
	12	1,5	1,6 à 1,8	n.v.t.

Tabel 4. Veiligheidscoëfficiënten grondmechanische grenstoestanden

naar de aanstortingen aan de Oosterscheldezijde zonder tegenreactie vanuit de dorpelbalk, is niet realistisch.

Uit de berekeningen (methode Bishop) blijkt dat de stabiliteit van de drempel als deze niet is aangegroeid (grenstoestand 1 en 2) ruim voldoende is. Het effect van de mosselaangroei is bestudeerd met behulp van een gekoppeld grondwaterstromings-voedsel-consumptiemodel, waarmee een redelijke indruk is verkregen over de mate van mosselaangroei in de drempel.

In de "Mossel" nota (doc. 2) wordt een aantal verschillende aangroei-scenario's beschreven. Deze scenario's variëren tussen "meest waarschijnlijk" en "systematisch extreme aangroei" met daarbij komend "locaal extreme en extreme aangroei". Verder wordt ook een uitspraak gedaan omtrent de kans van optreden van een dergelijke scenario.

De verschillende scenario's kunnen in een viertal categorieën worden onderverdeeld.

Aangroei-scenario's.

1. Meest waarschijnlijk

Dit scenario gaat uit van een gelijkmatige aangroei aan zowel Oosterscheldezijde als aan Noordzeezijde, de kans van optreden van een dergelijk scenario wordt op 1 gesteld.

2. Systematisch extreme aangroei

De volgende twee sub-scenario's worden onderscheiden:

- 50% hogere aangroeisnelheid aan Noordzeezijde;
- 25% hogere aangroeisnelheid aan Oosterscheldezijde.

De kans van optreden van dergelijke scenario's wordt op 0,01 gesteld.

3. Locaal extreme aangroei

Dit scenario houdt in dat er rekening wordt gehouden met een gat in het aangroei patroon van de aanstorting. Het gat wordt verondersteld een inhoud te hebben van 50 m³ en kan in elke aanstorting optreden (hier aanstorting Oosterscheldezijde). De kans op dit scenario wordt op 0,01 gesteld.

4. Extreem scenario

Dit scenario gaat uit van een eenzijdige aangroei in een van de aanstortingen van de drempel (hier aanstorting Noordzeezijde). De kans op dit extreme scenario wordt op 0.0001 gesteld.

In de "Mossel" nota (doc. 2) wordt vervolgens gesteld dat de minimaal te behalen veiligheidscoëfficiënt gekoppeld moet worden aan de kans van optreden van een bepaald scenario.

Voor de scenario's "meest waarschijnlijke aangroei" en "systematisch extreme aangroei" wordt een veiligheidscoëfficiënt geëist van 1,45 ($\gamma_m = 1.1$, $\gamma_s = 1.2$, $\gamma_c = 1.1$)*.

Voor de scenario's "locaal extreme aangroei" en "extreme aangroei" is een veiligheidscoëfficiënt van 1,30 vereist ($\gamma_m = 1.1$, $\gamma_s = 1.2$, $\gamma_c = 1.0$).

Ten aanzien van het effect van mosselaangroei op de dimensionering kan worden gesteld, dat in het algemeen het scenario dat de meest waarschijnlijke kans van aangroeiën beschrijft maatgevend is, omdat de kans van optreden van een extreem ongunstige aangroei-situatie erg klein is.

Ook met mosselaangroei blijkt de stabiliteit van de drempel voldoende te zijn (zie tabel 4, grenstoestand 3 en 4).

* voor de verklaringen van γ_m , γ_s en γ_c zie par. 5.1.2. Bezwijkvervalven.

5.1.2 Grenstoestand 5 t/m 8. Stabiliteit aanstortingen tegen opbarsten

De stabiliteit van de aanstortingen tegen opbarsten (grenstostanden 5 t/m 8) is onderzocht in een hydraulisch schaalmodel.

Met behulp van de resultaten van dit onderzoek is een rekenmodel ontwikkeld waarmee diverse varianten (met en zonder mosselaangroei) zijn doorgerekend.

Maatgevend blijken te zijn de aanstortingen aan de zeezijde, die hieronder nader worden uitgewerkt:

De sterkte van de constructie ten aanzien van de grenstoestand "opbarsten" als gevolg van een negatief verval kan als volgt worden bepaald:

$$\Delta h_b = \frac{\Delta * (1-n) * h_{eff}}{f * w * P} \quad (5,1)$$

waarbij

Δh_b bezwijkverval (m)

Δ relatieve dichtheid ($\rho_s / \rho_w - 1$) (—)

n porositeit van de aanstorting (%)

h_{eff} effectieve hoogte van de aanstorting (t.o.v. de onderkant van de dorpelbalk in m)

f coëfficiënt voor stroomrichting en wrijvingskrachten in de aanstorting (—)

w coëfficiënt voor de haakweerstand in de aanstorting (—)

P fractie van het totale verval dat over de aanstorting staat (—)

ρ_s soortelijke massa stenen (kg/m³)

ρ_w soortelijke massa water (kg/m³)

Bovenstaande parameters volgen deels uit onderzoeken (f, w, n) en deels uit het ontwerp (h_{eff} , Δ). Als laatste blijft nog de vervalverdeling over. De vervalverdeling over de aanstortingen is grotendeels afhankelijk van de mosselaangroei in de drempel (zie tabel 5). De gegevens hiervoor kunnen afgeleid worden uit de nota "Mosselaangroei in de drempel van de Stormvloedkering" (zie doc. 2).

Het verval dat op bovenstaande wijze wordt bepaald is een bezwijkverval. Dit moet vervolgens nog door de veiligheidscoëfficiënt worden gedeeld om tot een toelaatbaar verval te komen. De te hanteren veiligheidscoëfficiënt zal eveneens volgens de "Mosselnota" worden bepaald.

Het oorspronkelijk ontwerp (zie doc. 1) en de mosselnota (zie doc. 2) gaan beide uit van een Noordzee-aanstorting die uit breuksteen 300-1000 kg is opgebouwd. De uiteindelijke realisatie is echter een aanstorting die uit betonnen kubussen (1 m³ en 2 m³) is opgebouwd. Voor de porositeit van een aanstorting die uit betonnen kubussen is opgebouwd zijn twee aspecten van belang, te weten:

- de interne stapeling;
- de mate van aangroei in de aanstorting.

Scenario		kans	Vervalzijde		
			zeezijde	spleet onder dorpel	Oosterscheldezijde
1	gelijkmatige aangroei	Pr = 1	45	5	50
2	50% sneller aan zeezijde	Pr = 0.01	50	5	45
3	locaal extreem	Pr = 0.01	50	5	45
4	eenzijdige aangroei	Pr = 0.0001	55	5	40
5	geen aangroei	Pr = 1	40	5	55

Tabel 5. Vervalverdeling bij verschillende aangroei-scenario's

Wat de interne stapeling betreft kan gesteld worden dat een aanstorting die uit breuksteen is opgebouwd veel losser gepakt is, dit wordt een "random" stapeling genoemd. Een aanstorting uit kubussen blijkt een veel regelmatigere stapeling te vertonen, dit houdt in dat om een bepaald volume te realiseren er meer materiaal nodig is. Uit onderzoek is gebleken dat de porositeit van de kubussen op 35% gesteld kan worden in tegenstelling tot de 40% van breuksteen. Aangenomen is echter dat het voor de mosselaangroei geen verschil maakt of de aanstorting uit breuksteen of uit betonkubussen bestaat.

Bij elk van de hierboven genoemde aangroei-scenario's hoort een vervalverdeling over de aanstortingen, zowel bij eb als bij vloed. Deze vervalverdeling wordt in procenten van het totale verval over de kering gegeven.

De kans van optreden moet vervolgens gecombineerd worden met de verwachte kans van optreden van een zeker verval over de Stormvloedkering. Het produkt van beide kansen moet voldoen aan de eis dat de gecombineerde kans van optreden maximaal $2,5 \times 10^{-4}$ per jaar bedraagt.

Wat de vervallen betreft kan gedeeltelijk naar hoofdstuk 2 worden verwezen, gedeeltelijk omdat daar alleen de situaties staan vermeld (voor de hier van belang zijnde omstandigheden) bij een kans van optreden van $2,5 \times 10^{-4}$ per jaar. Voor de andere kanscombinaties wordt naar doc. 11 verwezen. Een ander bijkomend aspect vormt het tijdstip van sluiting van de Stormvloedkering. Hier zal een sluiting volgens Alarmpeil I (N.A.P. + 2,75 m) worden verondersteld.

Scenario 1

Het bijbehorende verval is eenvoudig te bepalen, dit is het omgekeerd verval dat behoort bij een kans van $2,5 \times 10^{-4}$ per jaar en bedraagt 3,4 m.

Scenario 2

Het bijbehorende verval kan gevonden worden bij een kans van optreden van $2,5 \times 10^{-2}$ per jaar, het verval bedraagt 2,4 m.

Scenario 3

Het bijbehorende verval kan gevonden worden bij een kans van optreden van $2,5 \times 10^{-2}$ per jaar, het verval bedraagt 2,4 m.

Scenario 4

De combinatie van de kans op het meest extreem scenario (10^{-4}) en de kans op een zeker verval over de kering bedraagt maximaal $2,5 \times 10^{-4}$ per jaar. Dit houdt in dat de kans van optreden van een zeker verval groter is dan 1. De consequentie hiervan is dat er dan met een open kering in plaats van met een gesloten kering rekening gehouden moet worden.

In dit geval wordt voor de bepaling van het optredend verval over de kering uitgegaan van het eenmaal per jaars verval bij een open kering zonder rekening te houden met de compartimenteringswerken, dit verval bedraagt 1,66 m.

Scenario 5

Het bijbehorende verval is het omgekeerd verval dat behoort bij een kans van $2,5 \times 10^{-4}$ per jaar en bedraagt 3,4 m.

Bezwijkvervallen

Voor het berekenen van de bezwijkvervallen is eerder in deze paragraaf een relatie (5.1) gegeven die het verband weergeeft tussen bezwijkverval, effectieve aanstortingshoogte, porositeit, relatieve dichtheid van het materiaal en de vervalverdeling over de aanstorting. Verder wordt in deze relatie rekening gehouden met de stroomrichting in de aanstorting, de mogelijke wrijvingskrachten en de haakweerstand. Al deze invloeden werden oorspronkelijk in één factor gecombineerd (zie o.a. doc. 12).

Om echter alle invloeden goed te kunnen verdisconteren is dit later in twee factoren uitgesplitst, de zgn. ($f \star w$) factor. In doc. 13 wordt een poging gedaan om elk van deze factoren afzonderlijk te kwantificeren waarbij o.a. de invloed van de stapeling op deze factoren wordt bepaald (een van de grote verschillen tussen breuksteen en betonnen kubussen).

Voor breuksteen wordt een waarde $f \star w = 0,55$ aangehouden. Voor betonkubussen in de meest waarschijnlijke stapeling wordt $f = 0,85$ en $w = 0,90$ gehanteerd (zie doc. 15).

In het voorgaande zijn alle ingrediënten bepaald om het bezwijkverval van de aanstorting aan de zeezijde te bepalen.

De resultaten zijn vermeld in tabel 6.

Scenario	Δ —	n %	h_{eff} m	P —	f —	w —	Δh_b m
1.	1,25	35	3,00	0,45	0,85	0,90	7,10
2.	1,25	35	3,00	0,50	0,85	0,90	6,40
3.	1,25	35	3,00	0,50	0,85	0,90	6,40
4.	1,25	35	3,00	0,55	0,85	0,90	5,80
5.	1,25	35	3,00	0,40	0,85	0,90	8,00

Tabel 6. Berekening bezwijkverval

Met behulp van veiligheidsfactoren kan het bezwijkverval in een toelaatbaar verval omgezet worden.

De totale veiligheidsfactor kan als volgt worden bepaald: (zie doc. 1)

$$\gamma_{\text{tot}} = \gamma_s \cdot \gamma_m \cdot \gamma_c / \gamma_{s1}$$

waarbij onderscheid gemaakt kan worden in de volgende partiële veiligheidscoëfficiënten:

- γ_{s1} coëfficiënt voor overbelasting
- γ_{s2} coëfficiënt, die de waarschijnlijkheid van voorkomen van bepaalde belastingscombinaties weergeeft
- γ_{s3} coëfficiënt voor de belasting schematisatie
- γ_{m1} coëfficiënt voor spreiding in materiaal-eigenschappen
- γ_{m2} coëfficiënt voor spreiding in sterkte-eigenschappen
- γ_{c1} coëfficiënt om rekening te houden met de aard van de constructie, waarbij de mogelijkheid van herverdeling van inwendige krachten wordt betrokken
- γ_{c2} coëfficiënt die de ernst van de situatie weergeeft die door het bereiken van de grenstoestand ontstaat.

Vervolgens worden de volgende situaties bekeken:

1. stabiliteit dorpelbalk aanstorting, zonder aangroei;
2. stabiliteit dorpelbalk aanstorting, met aangroei;
3. stabiliteit dorpelbalk aanstorting, met locale extreme aangroei.

Elk van bovengenoemde situaties komt dan overeen met een of meerdere aangroei-scenario's.

Voor deze 3 situaties zijn de toegepaste veiligheidscoëfficiënten samengevat in tabel 7.

	γ_{s1}	γ_{s2}	γ_{s3}	γ_{m1}	γ_{m2}	γ_{c1}	γ_{c2}	γ_{tot}	scenario
Ad (1)	1,2	1,0	1,05	1,1	1,2	1,05	1,2	1,7	5
Ad (2)	1,2	1,0	1,2	1,2	1,0	1,1	1,0	1,6	1 en 2
Ad (3)	1,2	1,0	1,1	1,2	1,0	1,1	1,0	1,5	3 en 4

Tabel 7. Veiligheidscoëfficiënten aangroei-scenario's

Vervolgens kan met de hier bepaalde veiligheidscoëfficiënten het toelaatbaar verval over de kering worden vastgesteld. Dit wordt verkregen door het eerder bepaalde bezwijkverval, te delen door γ_{tot} . Als dit toelaatbaar verval groter is dan het onderwerpverval dan is voldoende veiligheid bereikt.

Uit tabel 8 blijkt dat het meest waarschijnlijke aangroei scenario 1 (gelijkmatig) maatgevend is, maar dat voldoende veiligheid wordt bereikt.

aangroei-scenario	ontwerpverval	toelaatbaar verval
1. gelijkmatig	3,40	3,90
2. 50% sneller aan zeezijde	2,40	3,50
3. lokaal extreem	2,40	3,80
4. eenzijdige aangroei	1,66	3,00
5 geen aangroei	3,40	3,80

Tabel 8. Ontwerp- en toelaatbaar verval aanstortingen zeezijde

5.1.3 Indringing van betonblokken in de spleet onder de dorpel

In documentatie 14 is afgeleid dat wanneer $s/D_{50} < 1,5$ is (s = gemiddelde spleetgrootte), de aanstorting stabiel is, ongeacht het verval (volgens geometrisch ondoordringbaar filter). De hier bedoelde D_{50} kan als volgt bepaald worden:

$$D_{50} = \left(\frac{6 \times M_{50}}{\pi \times \rho_s} \right)^{1/3} \quad (5,2)$$

Hierin is M_{50} de massa van het maatgevend steenstuk die door 50% (massa) van de sortering wordt onderschreden.

Voor de toegepaste 2 m³ blokken wordt een D_{50} gevonden van 1,55 m. Hiermee kunnen eisen geformuleerd worden t.a.v. de spleethoogte s , deze mag niet groter zijn dan $1,55 \times 1,5 = 2,3$ m. Het niet voldoen aan de eisen leidt tot afkeuring tijdens de uitvoering en als zodanig wordt deze grenstoestand dan niet meer relevant.

In het geval dat de aanstorting aan de Oosterscheldezijde niet is aangebracht, blijkt uit uitgevoerd onderzoek dat bij een gemiddelde spleet van 2 m er kubussen onder de dorpelbalk kunnen verdwijnen om aan Oosterscheldezijde weer te voorschijn te komen. Dit betreft echter een bouwfase, hieraan worden speciale eisen gesteld.

Ook in het geval dat er een aanstorting aan Oosterscheldezijde aanwezig is blijken er enige blokken in de spleet te kunnen verdwijnen, echter zolang de Oosterschelde-aanstorting niet is bezwaken kunnen de blokken nergens heen. Dit houdt in dat door de aanwezigheid van de blokken in de spleet het vervalpercentage hierover toeneemt.

Gezien het geringe aantal blokken dat in de spleet ligt zal de effectieve hoogte van de Noordzee-aanstorting in geringe mate negatief worden beïnvloed, zodat het vervalpercentage over de Noordzee-aanstorting zal verkleinen.

Een en ander houdt in dat het proces van indringing stopt totdat bezwijken van de Oosterschelde-aanstorting optreedt.

Hoewel aan het oorspronkelijk uitgangspunt van een geometrisch ondoordringbaar filter niet wordt voldaan, worden gezien het karakter van de indringing, hieraan geen verdere consequenties verbonden.

Het klemraken van betonnen kubussen tussen de toplaat van de drempel en de dorpelbalk wordt niet als ernstig aangemerkt.

Een beschadiging van de dorpelbalk zal nauwelijks optreden omdat enerzijds de betonkwaliteit van de kubussen minder is en anderzijds de kubus met een punt of ribbe de dorpelbalk zal raken en derhalve als eerste zal bezwijken of beschadigen.

5.1.4 Grondmechanische steun aan de pijler (grenstoestand 11 en 12)

Met een economische optimalisatie is de uitwendige drempelgeometrie vastgesteld. Hiertoe is voor grenstoestand 12 een probabilistische benadering gevolgd waarin zowel de belastingen als ook de materiaaleigenschappen en de drempelgeometrie als stochastische variabelen zijn opgevat.

Dit is nader omschreven in doc. 16 (FOP IV nota).

In de bouwfase, d.w.z. pijler geplaatst op fundatiemat en gevuld met waterballast, bleek de stabiliteit van enkele pijlers kritisch te zijn. Overwogen werd de uitvulling, die extra passieve steun aan de pijler levert "direct" na het plaatsen van de pijlers aan te brengen.

Door extra eisen te stellen aan het verdichten (minimale conusweerstand 150 kg/cm² i.p.v. 130 kg/cm²) bleek het echter niet nodig te zijn de uitvulling zo spoedig mogelijk na het plaatsen van de pijler aan te brengen.

5.2. Zettingen van de drempel

Onder invloed van de verval- en golfstromingsdrukken in de drempel en de beweging van de pijler en de dorpelbalk zal de drempel zeten. Deze klink is in hoofdzaak van belang voor het hoogteverlies van de aanstortingen, welke om stabiliteitsredenen binnen bepaalde marges moet blijven. Deze marge bedraagt voor de aanstorting aan de Noordzezijde 0,4 m en voor de aanstorting aan de Oosterschel-

dezijde 0,5 m (gemiddeld over 10 m' in de lengterichting van de dorpelbalk met een lokaal maximum van 0,9 m (Noordzezijde) respectievelijk 1,0 m (Oosterscheldezijde).

Op basis van triaxiaalproeven (doc. 1) is geconcludeerd dat een gemiddelde zetting van 0,15 m met een extreme waarde van 0,3 m mag worden verwacht. Verdichten zou de klink slechts tot circa de helft reduceren, zodat hiervan is afgezien, te meer daar in werkelijkheid mogelijke zettingen door het uitspoelen van zandlagen in de drempel ruimschoots groter kunnen zijn dan de genoemde klink.

6. Hydraulische aspecten

In hoofdstuk 2 van deze nota is reeds aangeduid dat de hydraulische functies betrekking hebben op een viertal zaken, te weten:

- 1 filterstabiliteit;
- 2 hydraulische stabiliteit van de tussenlagen in de bouwphase;
- 3 hydraulische stabiliteit van de toplagen in de eindfase;
- 4 stroomgeleiding.

6.1. Filterstabiliteit

De opbouw van de drempel dient zodanig te zijn, dat indringing van "korrels" van een bepaalde laag in de direct aanliggende laag tot een minimum beperkt blijft. Voor de overgangsconstructie is enige zetting niet bezwaarlijk.

Indringing zal bij geometrisch niet ondoordringbare filters optreden bij overschrijding van een bepaalde waarde van het verhang. De verhangen in de drempel zijn opgebouwd uit een stationair deel als gevolg van het verval en uit een cyclisch deel ten gevolge van golfdoordringing in de drempel. De invloed van het cyclische bewegen van de pijler is op de drempel vrijwel nihil. Berekeningen (doc. 1) tonen aan dat de grootste verhangen optreden in de directe omgeving van de dorpelbalk (circa 100%). Ter plaatse van de overgangsconstructie aan de Noordzeezijde bedraagt het maximum ontwerpverhang, inclusief een veiligheid van 1,5, circa 14% (golfdoordringing maatgevend), terwijl aan de Oosterscheldezijde, waar de weigerende schuifsituatie maatgevend is, dit verhang circa 11% is (inclusief een veiligheid van 1,5).

Uitgaande van een veiligheidscoëfficiënt van 1,5 is de filteropbouw bepaald, waarbij in de drempel zoveel mogelijk is uitgegaan van geometrisch ondoordringbare filters, waarbij de verhouding van D_{50} filter t.o.v. D_{50} basismateriaal maximaal 4 à 5 bedraagt.

Voor de overgangsconstructie is dit alleen noodzakelijk voor de 1e filterlaag onder de toplaag. Voor de filterlagen onder de 1e filterlaag is dit niet noodzakelijk in verband met de beperkte grootte van de verhangen.

De filteropbouw voor de overgangsconstructie ziet er als volgt uit: (zie ook figuur 1)

filteropbouw **a** toplaag 1-3 ton

laag		D_{50}	D_{50f}/D_{50b}
mat (grind)	8- 40 mm	0,018	
grind	40-250 mm	0,120	6
breuksteen	5- 40 kg	0,18	1,6
breuksteen	1- 3 ton	0,84	4,7

filteropbouw **b** toplaag 3-6 ton

laag		D_{50}	D_{50f}/D_{50b}
mat(grind)	8- 40 mm	0,018	
grind	40-250 mm	0,120	6
breuksteen	10- 60 kg	0,23	2
breuksteen	3- 6 ton	1,16	5

Aan de eerder genoemde ondoordringbaarheidsvoorwaarde wordt alleen in de overgang mat-grind niet voldaan. In deze overgang zijn de verhangen echter zo laag, dat geen gevaar voor indringing bestaat.

6.2. Hydraulische aspecten van de tussenlagen in de bouwphase

Als gevolg van de pijlerplaatsingen en de opbouw van de drempel zal de debietverdeling over een stroomgeul veranderen. De stroomsnelheid in het nog niet geblokkeerde deel van de stroomgeul zal steeds toenemen naarmate de stroomgeulvernaauwing groter wordt. Het optredende verval is in deze fase nog beperkt. In de laatste fase van de bouw van de kering, als de dorpelbalken voor een deel zijn geplaatst wordt ook het verval dat over de kering staat groter, waardoor relatief grote stroomsnelheden onder de dorpelbalken ontstaan, zolang de aanstortingen nog niet zijn aangebracht.

Voor alle relevante bouwfasen zijn per locatie de bijbehorende stroomsnelheden bepaald aan de hand van de elders beschreven voorspelmethode (zie deelnota 1.3). Als ontwerpsnelheid wordt voor materiaal met een lange expositieduur de 1 x/jaar snelheid genomen en voor materiaal met een korte expositieduur de 1 x/maand snelheid. De aldus bepaalde snelheden zijn ongestoorde stroomsnelheden. Met de diverse invloedsfactoren (invloed scheve aanstroming, -geometrische vernauwing/verwijding, -golfdoordringing etc.) kunnen de locale snelheden ter plaatse van de drempel worden berekend. Deze invloedsfactoren zijn met behulp van modelonderzoek vastgesteld (doc. 3 en 4).

De benodigde bestortingszwaarte kan worden bepaald met de bekende stabiliteitsregels.

Door iedere, voor de vaststelling van de benodigde bestortingszwaarte relevante, parameter in deze te beschrijven met behulp van een kansdichtheidsfunctie kan de faalkans per onderdeel van de drempel worden bepaald. Als criterium is gekozen voor een toelaatbare faalkans van 5% onder de berekende ontwerpsnelheden (1 x/jaar of 1 x/maand), waarbij het falen is gedefinieerd als het overschrijden van een transportcriterium.

Omdat tijdens de bouwfase kans op schade mogelijk is, werd een bewakingssysteem opgezet, waarbij aan de hand van de dagelijks voorspelde stroomsnelheden kon worden geconstateerd of er een ontoelaatbare kans op schade was. Zonodig werd geïnspecteerd en gerepareerd.

6.3. Hydraulische stabiliteit toplagen

6.3.1. Maatgevende situaties

Extreme omstandigheden

Voor de stabiliteit van de toplaag van de drempel en de overgangsconstructie onder extreme omstandigheden zijn twee situaties maatgevend, n.l. de situatie met de weigerende schuif en de situatie met gesloten kering.

Deze laatste situatie dient voornamelijk voor de toplaag aan de Noordzeezijde (mede) in beschouwing te worden genomen, omdat de inkomende golfenergie voor een groot deel tegen de gesloten kering wordt gereflecteerd.

Hierdoor wordt aan de Oosterscheldezijde een golfklimaat t.g.v. golfoverslag ontwikkeld, waarvan de golfhoogte (geschematiseerd) een orde kleiner is dan aan de Noordzeezijde.

De situatie met de gesloten kering onder extreme omstandigheden is voor de Oosterscheldezijde alleen relevant voor de zone direct achter de schuif (aanstoring), omdat t.g.v. golfoverslag in dit gebied periodiek een hoeveelheid water van een hoogte van vele meters op het Oosterscheldebekken komt (stroomerosie).

Dagelijkse omstandigheden

De stelling luidt dat het ontwerp voldoet, indien de cumulatieve schade ("vermoeling") onder invloed van dagelijkse omstandigheden geen invloed heeft op het bezwijkgedrag bij extreme omstandigheden. Nadere uitwerking hiervan komt aan de orde in paragraaf 6.3.4.

6.3.2. Toelaatbare faalkans en veiligheidscoëfficiënt

De stabiliteit van de toplagen is grotendeels in een fysisch model onderzocht (W.L. De Voorst. verslag M1451 zie doc. 5).

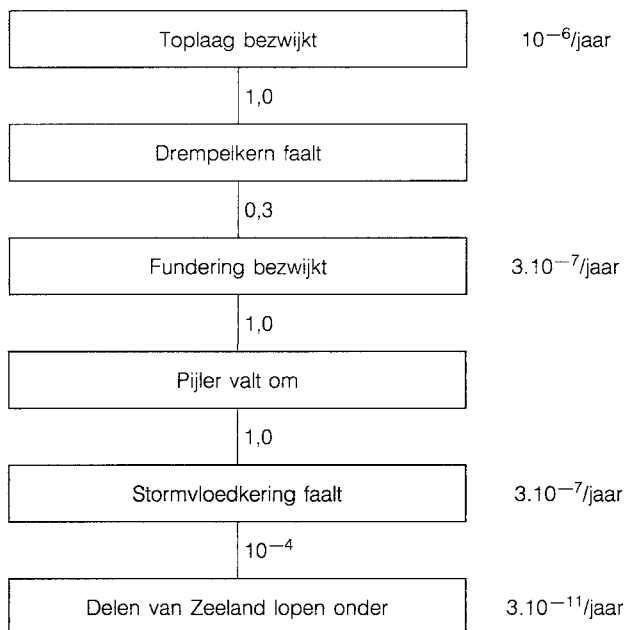
Voor de situatie met de weigerende schuif is het stroombeeld dermate complex, dat fysisch modelonderzoek onontbeerlijk is. Door de gekozen opstelling (drie compartimenten, waarvan het middelste met de weigerende schuif) konden de gesloten keringsituatie en de weigerende schuifsituatie tegelijk onderzocht worden. Ter ondersteuning van het modelonderzoek is literatuuronderzoek verricht naar het stroombeeld bij weigerende schuif.

Het modelonderzoek is zodanig ingericht, dat met de resultaten per dorpelbalkniveau voor de verschillende locaties, (t.o.v. de as-kering) voor de diverse in het model onderzochte waarden van ΔD de schade (= aantal verplaatste stenen en schadeconcentratie) als functie van het verval kan worden uitgedrukt, terwijl bovendien de relatie tussen bezwijkverval en benodigde ΔD kan worden bepaald.

Voor deze relatie is een bezwijkcriterium nodig dat op grond van de evaluatie van het verrichte onderzoek bepaald is op een verplaatsing van 100 stenen per vak met een breedte van 15 m in de stroomrichting.

Dit criterium houdt in, dat bij een verplaatsing van circa 100 stenen per vak uit de toplaag deze lokaal verdwenen is en derhalve de drempelkern zichtbaar wordt (schadeconcentratie 1).

Een geringe opvoering van het verval leidt tot het volledig bezwijken van de drempel met als gevolg de kettingreactie met het mogelijk onderlopen van delen van Zeeland als eindresultaat (zie figuur 4).



Figuur 4. Foutenboom bezwijken toplaag

Opgemerkt dient te worden, dat het bezwijkcriterium van 100 stenen (per vak) met name geldt voor de toplaag van de drempel.

Voor de overgangsconstructie blijkt na evaluatie van de proefresultaten, dat verplaatsing van 100 stenen met name voor de relatief fijne toplagen (60-300 kg) niet direct tot bezwijken leidt (schadeconcentratie 1). Pas bij een verplaatsing van orde 200 stenen kan in dat geval van volledig bezwijken worden gesproken.

Uit de foutenboom volgt dat de toelaatbare faalkans voor de toplaag 10⁻⁶ per jaar bedraagt.

De faalkans kan gedefinieerd worden als de kans op bezwijken van de toplaag, vermenigvuldigd met de kans op een weigerende schuif (uit de proeven blijkt dat de weigerende schuifsituatie maatgevend is).

De kans op het bezwijken wordt bepaald door het produkt van de kansdichtheidfuncties van de optredende belastingen B (verval) en de sterkte S te integreren.

Belastingkans

De kans dat een vloedverval Δh wordt overschreden kan worden afgeleid uit de hoogwaterfrequentielijn en de kansdichtheidfuncties van de binnenwaterstanden en wordt weergegeven door de volgende formule:

$$\Pr(\Delta \underline{h} > \Delta h) = 1 - \exp[-16.13 * \exp((2.45 - \Delta h) / 0.26)] \quad (6.1)$$

$$= 1 - \int_d^{\Delta h_p} f_b(B).dB$$

De uit bovenstaande formule volgende overschrijdingslijn voor de vervallen (volgens het model Ooswat) houdt rekening met lekkage door en golfoverslag over de kering.

Sterktekans

Bij de aanname van een normale verdeling voor de sterkte S, met het ontwerp bezwijkverval als verwachtingswaarde μ en een bepaalde standaardafwijking σ , kan de kansdichtheidsfunctie van de sterkte geschreven worden als:

$$f = (S) = 1 / (\sigma * \sqrt{2 * \pi}) * \exp[-1/2 * (\Delta h - \mu)^2 / \sigma^2] \quad (6.2)$$

Bezwijkkans

Er van uitgaande dat S iedere positieve waarde kan hebben wordt dan de totale faalkans als volgt gedefinieerd:

$Pr(B > S, \text{ weigerende schuif}) =$

$$Pr(\text{weigerende schuif}) * \int_d^{oop} \int_{sd}^{oop} f(B) * f(S) * dS \quad (6.3)$$

Hierbij is dus impliciet aangenomen dat de schade voornamelijk wordt bepaald door het verval (sec) en niet door de combinatie van een bepaalde buitenwaterstand met een bepaalde binnenwaterstand.

De standaardafwijking σ wordt bepaald door de volgende factoren:

- afwijking in de karakterisatieke steenparameters (D);
- variatie en schematisatie in de randvoorwaarden;
- reproduceerbaarheid;
- vertaling model naar prototype (schaaleffecten);
- uitvoeringsonnauwkeurigheden.

In doc. 1 wordt uitgebreid op de bepaling van deze factoren ingegaan. Voor de Oosterscheldeomstandigheden resulteert dit in de volgende waarden voor de spreiding σ .

steenparameters	$\sigma \Delta D$	= 0,22 m (toplaag 6-10 ton)
randvoorwaarden	σrvw	= 0,20 m
reproductie	$\sigma repro$	= 0,14 m
modeleffecten	$\sigma model$	= 0,50 m
uitvoering	$\sigma uitv.$	= 0,10 m.

Onder de aanname van het volledig ongecorrleerd zijn van het proces kan de totale standaardafwijking bepaald volgens:

$$\sigma(\text{tot})^2 = \sigma(D)^2 + \sigma(rvw)^2 + \sigma(repro)^2 + \sigma(model)^2 + \sigma(uitv)^2$$

Met bovengenoemde waarden wordt $\sigma(\text{tot}) = 0,61$ m.

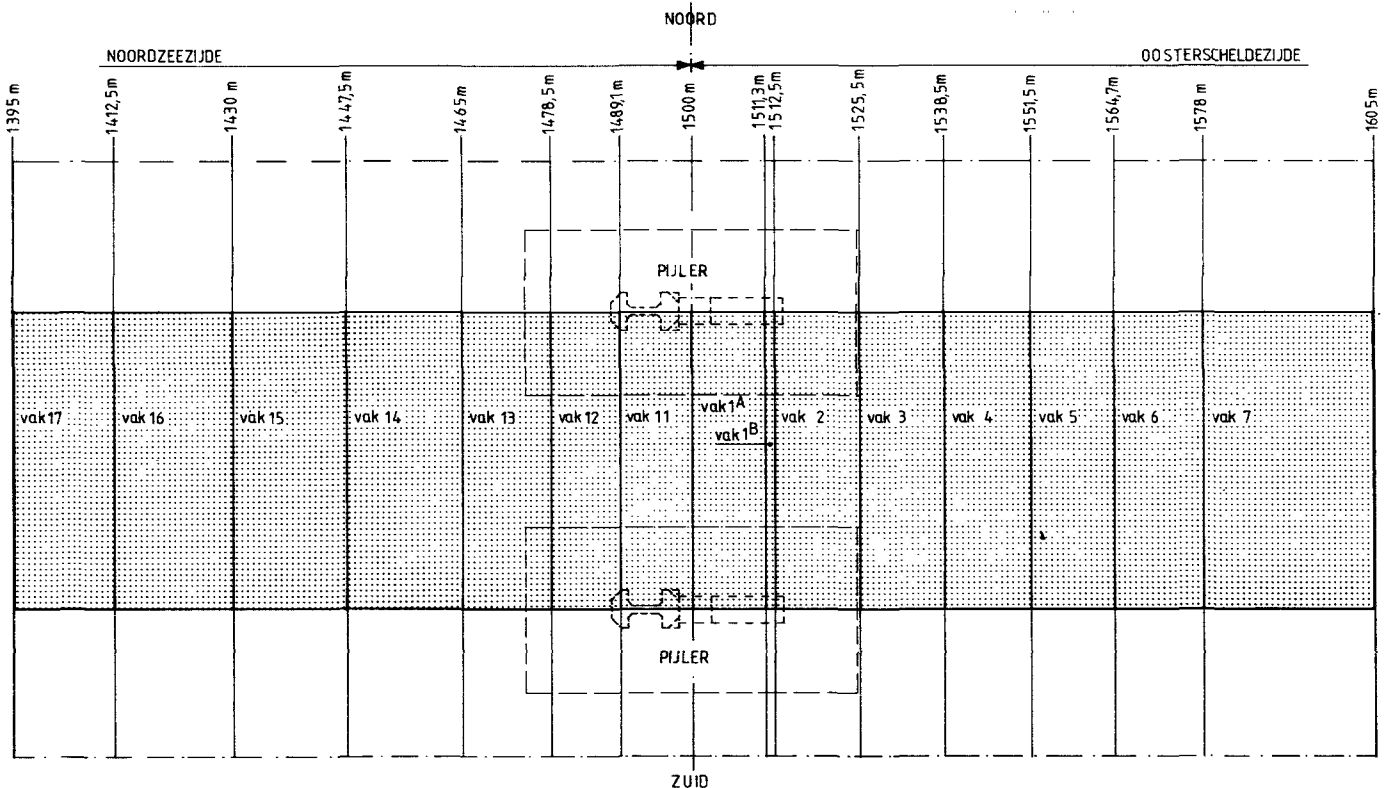
Uitgaande van een toelaatbare faalkans van 10^{-7} per jaar kan uit bovengenoemde relaties de verwachtingswaarde van het ontwerp-bezwijkverval afgeleid worden.

Door dit ontwerp-bezwijkverval te delen door het ontwerp verval (verval met overschrijdingsfrequentie van $2,5 \times 10^{-4}$ per jaar) volgt een controle op de veiligheidscoëfficiënt.

Uit bovengenoemde analyse volgt dat een veiligheidscoëfficiënt van 1,5 voldoende is om een faalkans van 10^{-7} per jaar te realiseren. Ook uit de spoor A benadering volgt een veiligheidscoëfficiënt van 1.5 met de volgende partiële veiligheidscoëfficiënten.

$\gamma S1$	$\gamma S2$	$\gamma S3$	$\gamma m1$	$\gamma m2$	$\gamma c1$	$\gamma c2$	γ_{tot}
1,2	1,0	1,10	1,10	1,25	1,0	1,0	1,5

Deze veiligheidscoëfficiënt dient op het ontwerp-verval te worden gezet zodat de grootte van het bezwijkverval (met bijbehorende golf) bedraagt: (zie volgende pagina)



OVERZICHT VAKINDELING TUSSEN TWEE PIJLERS

Figuur 5. Vakindeling tussen twee pijlers.

weigerende schuif, vloedverval	Δh bezwijk = 6,2 m	Hs = 4,0 m
weigerende schuif, ebverval	Δh bezwijk = 3,6 m	Hs = 0,0 m
gesloten kering, vloedverval	Δh bezwijk = 8,0 m	Hs = 5,0 m
open kering, ebverval	Δh bezwijk = 2,25m	Hs = 0,0 m

6.3.3. De benodigde steenzwaarte (ΔD)

Uit de resultaten van het onderzoek kan worden geconcludeerd dat voor de stabiliteit van de toplaag onder extreme omstandigheden, de situatie met een weigerende schuif maatgevend is. Bij de gesloten kering treedt bij extreem hoge golven (Hs = 6 m) aan de zeezijde geen schade op, terwijl aan de Oosterscheldezijde de schade beperkt blijft tot de teen van de aanstorting bij de ondiepe locaties. Voor een aanstorting bestaande uit 1-3 ton is deze schade aanzienlijk. Om deze reden is besloten de toplaag van de drempel door te trekken tot halverwege het talud van de aanstorting. Voor de rest van de aanstorting kan 1-3 ton toegepast worden.

Met behulp van het modelonderzoek (doc. 15) is voor elke locatie de benodigde steenzwaarte (ΔD) bepaald.

De resultaten hiervan zijn weergegeven in tabel 9 voor de Oosterscheldezijde en tabel 10 voor de zeezijde van drempel en overgang-sconstructie (voor de vakindeling zie fig. 5).

6.3.4. Dagelijkse omstandigheden (open kering)

Behalve dat de constructie moet voldoen aan de eis, dat bij extreme omstandigheden (met kans van optreden van $2,5 \times 10^{-4}$ per jaar nog sprake moet zijn van een veiligheidsfactor van 1,5 op het ontwerpverval of faalkans 10^{-7} per jaar) moet het ontwerp ook voldoen aan de eis dat bij dagelijkse omstandigheden geen cumulatieve schade mag optreden, die aanleiding kan geven tot verhoging van de faalkans bij extreme omstandigheden.

Geen gevolgen wordt nader gedefinieerd als een maximaal toegestane verzwakking van respectievelijk 50 (60-300 kg) en 20 (300-1000 kg) stenen (per vak). Een dergelijke verzwakking heeft geen significante invloed op het bezwijkverval bij weigerende schuif. De toelaatbare kans op een dergelijke verzwakking zou moeten volgen uit een geïntegreerde probabilistische beschouwing. Hiervan is in eerste instantie afgezien. In plaats daarvan is gekozen voor een conservatieve benadering:

Gesteld wordt dat de kans op het verdwijnen van meer dan 20 resp. 50 stenen na 200 jaar niet groter mag zijn dan 10^{-7} .

Oosterscheldezijde	Vak	dorpelbalk-niveau (N.A.P.-m)	Benodigde ΔD (m)						
			-4,5	-5,5	-6,5	-7,5	-8,5	-9,5	-10,5
aanstorting	1 a		1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6
steenaanstorting	1 b		1,6	1,7	1,8	2,4	2,6	2,4*	2,5*
drempel	2		1,6	1,7	1,8	2,4	2,6	2,4	2,5
	3		1,4	1,6	1,7	2,3	2,5	2,3	2,2
overgangsconstructie	4		1,15	1,4	1,8	1,8	1,8	1,6	1,6
	5		1,1	1,3	1,4	1,6	1,6	1,6	1,6
	6		0,9	1,1	1,1	1,3	1,4	1,5	1,6
	7		0,8	0,9°	1,1°	1,2°	1,4°	1,8°	2,2°
							(1,6+)	(1,6+)	

* binnenwaterstand - 1,70 maatgevend (W.S. - 0,70 gunstiger)

° zonder steun langs de rand

+ met steun langs de rand.

Tabel 9. Benodigde steenzwaarte (ΔD) Oosterscheldezijde

Zeezijde	Vak	dorpelbalk-niveau (N.A.P.-m)	Benodigde ΔD (m)						
			-4,5	-5,5	-6,5	-7,5	-8,5	-9,5	-10,5
aanstorting	11		0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
drempel	12		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	13		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
overgangsconstructie	14		0,6	0,6	0,6	0,7	0,75	1,0	1,05
	15		0,45	0,45	0,5	0,55	0,8	0,95	1,05
	16		0,3	0,3	0,55	0,55	0,9	1,0	1,05
	17		0,3	0,35	0,55	0,55	0,7	0,8	0,9

Tabel 10. Benodigde steenzwaarte (ΔD) zeezijde

Schade bij dagelijkse omstandigheden is alleen van belang voor de overgangsconstructie aan de zeezijde. Voor de drempel- en overgangsconstructie aan de Oosterscheldezijde is de toplaag zwaarder en ligt het kritieke verval voor begin van bewegen veel hoger dan het 0,1 x per jaarsverval.

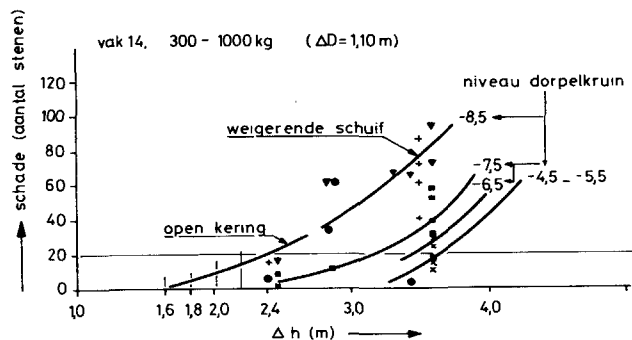
Ten behoeve van het bepalen van de cumulatieve schade heeft het Waterloopkundig Laboratorium een rekenmodel ontwikkeld (doc. 18).

De invoer van dit model bestaat uit de extreme waardenverdeling van het verval en de schade-vervallijn van de constructie. De uitvoer geeft de verwachtingswaarde en standaardafwijking van het aantal verdwenen stenen na 200 jaar.

Uit oriënterende berekeningen bleek dat het punt van begin van bewegen (als het ware het beginpunt van de schade-vervallijn) in dit geval van uitzonderlijk groot belang is. Helaas is dit punt op basis van modelonderzoek niet goed te bepalen. Het doel van de modelonderzoeken was namelijk vooral gericht op het vaststellen van het bezwijkgedrag.

De strategie, die daarom wordt gevolgd, is als volgt:

- beschouw de meest ongunstige schade-vervallijn (R26);
- extrapoleer deze lijn meermalen (4) tot het punt van begin van beweging;
- bereken van elk van deze lijnen de cumulatieve schade;
- toets de resultaten aan de eisen en selecteer de lijn die juist voldoet (kritiek verval moet groter zijn dan 1,15m);
- toets het punt van begin van bewegen, (kritiek verval) dat bij de geselecteerde lijn hoort, door middel van een prototype-proef.



Figuur 6. Modelresultaten hydraulische stabiliteit toplagen.

Op basis van de modelresultaten (zie figuur 6) wordt geconcludeerd dat onder dagelijkse omstandigheden over een periode van 200 jaar geen noemenswaardige verzwakking van de toplaag van de overgangsconstructie optreedt. De prototype-proef die het kritiek verval voor begin van bewegen moet verifiëren is in september 1988 uitgevoerd. De schade bij vervallen groter dan 1,18 m bleek iets groter te zijn dan in eerste instantie uit de modelproeven kon worden afgeleid.

Met een aangepast bewakingssysteem (inspectie bij vervallen groter dan 1,20 m, die gemiddeld 1 x per 50 jaar voorkomen) kan aan de ontwerp eisen worden voldaan.

6.3.5. Invloed van gesloten schuiven op de stabiliteit

Inleiding

Als de schuiven van de Stormvloedkering worden gesloten dan heeft dit o.a. invloed op de stabiliteit van de drempel- en overgangscon-

structie. De schuiven kunnen alleen, in clusters of gedeeltelijk gesloten worden. Elk van bovengenoemde configuraties stelt specifieke eisen aan het verval dat erover mag staan als deze bepaalde schuiven configuratie wordt ingesteld.

Toelaatbare vervallen

In het verleden zijn voor enkele schuivenconfiguraties de toelaatbare vervallen bepaald aan de hand van modelonderzoek. Na het onderzoek in het Waterloopkundig Laboratorium "De Voorst" naar de stabiliteit van de drempel en overgangsconstructie (doc. 19) zijn voor situaties met gedeeltelijk gesloten schuiven de toelaatbare vervallen opnieuw vastgesteld.

Opvallend is dat bij ebvervallen er een stroombeeldomslag optreedt (van een bodem-neer bij geopende schuif naar een duikende straal als de schuif voor meer dan 30% gesloten wordt) wanneer de schuif voor minder dan 70% open staat. Door de stroombeeld-omslag nemen de toelaatbare ebvervallen af.

Hoewel in principe nog enige differentiatie doorgevoerd kan worden als functie van het percentage gesloten schuif en de dorpeldiepte zal dit hier niet worden gedaan. Hier wordt gesteld dat voor gedeeltelijk gesloten schuiven (de zgn. brievenbussen) er een verval van 1,2 m toelaatbaar is. Voor een nadere uitleg van termen als fietsenrekken, brievenbussen etc. en de bijbehorende toelaatbare vervallen wordt naar figuur 7 verwezen.

6.4. Stroomgeleiding

De stroomgeleidende functie van de drempel is niet bepalend geweest voor de vormgeving daarvan.

Zoals al uit de voorgaande paragrafen valt af te leiden is deze vormgeving vooral tot stand gekomen uit een optimalisatie met inachtna-me van de grondmechanische en hydraulische stabiliteitseisen.

De mate van stroomgeleiding wordt uitgedrukt in de afvoercoëfficiënt van de stroomgeulen. Het product van de afvoercoëfficiënt en het aanwezige oppervlak van de doorstroomopening bepaalt de effectieve doorstroomopening.

Naast het drempelprofiel bepaalt de totale vormgeving van de stroomgeulen mede de grootte van de afvoercoëfficiënt.

Toen in 1978 een besluit moest worden genomen over de grootte van het in de stormvloedkering te realiseren doorstroomprofiel, kon op basis van voorlopige proeven worden aangegeven dat voor de afvoercoëfficiënt een waarde van 0,93 zou kunnen worden aangehouden.

Bij deze uitspraak is uitgegaan van een voorlopig drempelontwerp dat, weliswaar breder, maar verder qua vormgeving globaal overeenkwam met het huidige ontwerp.

Verder kon worden aangegeven dat in het drempelontwerp alleen een vrij aanzienlijke verbreding van de aanstortingen rond de dorpelbalk tot verbetering van de afvoercoëfficiënt kon leiden.

Een dergelijke verbreding zou echter consequenties kunnen hebben voor de stroom- en golfbestendigheid daarvan in het geval van een weigerende schuif en voor de belastingen op de dorpelbalk.

Vanwege het voorlopige karakter van de hiervoor aangehaalde uitspraken is voor de vaststelling van de grootte van het te realiseren bruto doorstromingsprofiel zekerheidshalve uitgegaan van een afvoercoëfficiënt van 0,90. Mede een punt van overweging daarbij was het behoud van enige ontwerprijheid voor de drempel en de dorpelbalk (doc. 17).

Bij het met deze afvoercoëfficiënt berekende bruto doorstromingsprofiel werden toeslagen opgesteld ter compensatie van mogelijk in negatieve zin uitvallende onzekerheden (zie deelnota 1.1 par. 3.1). Deze compensaties waren belangrijk groter dan de mogelijke vermindering door de verbetering van de afvoercoëfficiënt uit een aangepast drempelontwerp.

Hierdoor is er bij de verdere uitwerking en optimalisering van het drempel-ontwerp weinig druk geweest om veel aandacht te besteden aan de stroomgeleidende functie van de drempel.

In het huidige drempel-ontwerp is een, voor de afvoercoëfficiënt, effectieve verbreding van de aanstortingen niet meer mogelijk, omdat dit automatisch tot een even grote verbreding van de hele drempel

zou leiden met de daaraan verbonden consequenties voor de stortebedden en bodembescherming.

Overigens kan, op grond van de inmiddels verworven kennis, worden geconstateerd dat de noodzaak daartoe voorlopig niet aanwezig is.

In 1985, kon worden gerapporteerd dat, mede als gevolg van de intussen uitgevoerde optimalisering van de totale vormgeving van de stroomgeulen en op grond van betere onderzoeken, de afvoercoëfficiënten voor de eb-situatie 0,90 en voor de vloed-situatie 0,97 waren.

Aan de hand van waarnemingen in het prototype na de voltooiing van de kering, kon in mei 1987 worden geconstateerd dat de werkelijk gerealiseerde afvoercoëfficiënt 1,0 bedraagt (doc. 21).

TOELAATBARE VERVALLEN VOOR DE DIVERSE SCHUIVENCONFIGURATIE

configuratie	omschrijving	h _{toelaatbaar}	
		eb	vloed
	open kering	1.30	1.85
	brievenbus 95%	1.30	1.85
	brievenbus 90%	1.30	1.85
	brievenbus 85%	1.60	2.00
	brievenbus 80%	1.80	2.10
	brievenbus 75%	2.00	2.20
	fietsensrek	1.30	1.85
	fietsenrekfront	0.90	1.30
	fietsenstalling	2.00	2.20
	schuivenblok	0.90	1.10
	schuivenfront	0.90	1.10
	"beperkte" Trias	1.10	1.50
	Trias	1.20	1.65
	gesloten schuif/ omgekeerd w.s.	1.30	1.85
	gesloten schuif + 75% brievenbus	1.70	1.90
	gesloten randschuif + 75% brievenbus	2.00	2.20
	gesloten kering	3.40	5.30
	weigerende schuif	1.50	2.20
	openende kering	1.20	1.85
	sluitende kering	1.20	4.20

Figuur 7.

7. Kwaliteitcontrole tijdens de uitvoering

In het ontwerp is op een aantal punten sprake van zeer nauwe toleranties. Zo diende op een groot aantal locaties de spleet tussen de bovenmat en de negatieve overlap volledig zandvrij opgeleverd te worden voordat de uitvullaag aangebracht kon worden. Deze strenge eis was gebaseerd op het voorkomen van piping van grind uit de fundering in de fase, dat het zand uitgespoeld is. Een ander aspect was het snel afdekken van niet stabiele lagen (uitvullaag, eerste onderlaag overgangsconstructie, kern) met stroombestendig materiaal. Daarnaast was een juiste keuze van de diverse inspectiemiddelen noodzakelijk omdat de (on)nauwkeurigheden van de inspectiemiddelen van invloed zijn op de vast te stellen eisen en toleranties.

Tijdens de uitvoering diende de organisatie van het bedrijf zodanig te zijn dat een goede afstemming van het "maken" (storten, verdichten) en het "meten" mogelijk was.

De diverse werkzaamheden die nodig waren bij het aanbrengen van de drempel (storten, verdichten, ontzanden) werden ingepland tezamen met de benodigde uit te voeren peilingen, sonaropnamen en duikinspecties.

Bij het opstellen van de stortschema's werd rekening gehouden met de te verwachten stroomsnelheden (erosiegevoeligheid verwerkt materiaal).

Rekening houdend met de uitvoeringsaspecten gekoppeld aan de kwaliteit van het op te leveren werk moesten ten aanzien van de voorbereiding, de uitvoering en de keuring strenge eisen worden gesteld aan begeleiding en discipline.

Zodra het werk uitgevoerd was werden de procesgegevens aan de wal verwerkt. In eerste instantie werd aan boord per geval het proces beoordeeld. Het vastleggen van de (visuele) procesbeoordelingen werden door het toezicht op standaard procesbeoordelingsformulieren vastgelegd.

De procesgegevens werden aan de wal handmatig verwerkt. Door middel van controlemiddelen zoals sonaropnamen, peilingen, profileropnamen en duikinspecties werd het resultaat naderhand gecontroleerd. De analyse van het proces werd dagelijks besproken tussen projectleiding en kwaliteitsmedewerkers. De voorlopige resultaten werden binnen deze bijeenkomsten vastgelegd. Deze voorlopige resultaten konden onder meer leiden tot extra duikinspecties, peilingen en sonaropnamen alsmede extra stort-, verdichtings- en opschoonwerkzaamheden.

De definitieve goedkeuring van het gemaakte werk werd gegeven nadat het werk volledig geanalyseerd was.

Na afloop werd de totale uitvoering geëvalueerd. Voor een uitgebreide evaluatie van de uitvoering wordt verwezen naar doc. 6 t/m 9.

8. Bewaking en reparaties

Nadat de drempel en de overgangsconstructie zijn opgeleverd is een frequente bewaking niet noodzakelijk. Immers de diverse toplagen zijn gedimensioneerd voor de situatie weigerende schuif of gesloten kering onder extreme omstandigheden. Ook bij dagelijkse omstandigheden is de kans op verplaatsen van enkele stenen gering.

Controle van de ligging van de diverse materialen is derhalve alleen noodzakelijk indien de kering onder stormcondities gesloten is ge-

weest, waarbij al dan niet sprake is geweest van een weigerende schuif situatie. Wel wordt aanbevolen te bewaken op onverwachte onvoorziene en ongewenste gebeurtenissen. Dit kan met behulp van periodieke lodingen (1x per kwartaal).

Eventueel benodigde reparatie kan, met uitzondering van het gebied in directe omgeving van de pijler of de dorpelbalk (kans op beschadiging van de beton), geschieden met behulp van conventioneel materieel.

9. Documentatie

1. Nota stand van zaken ontwerp drempel en overgangsconstructie	31DREM-M-81102
2. Mosselaangroei in de drempel van de Oosterscheldekering	311DRO-N-81018
3. Stroombestendigheid van de drempel tijdens de bouwfase, Waterloopkundig Laboratorium	M-1524, delen I, II en III
4. Stroombestendigheid van de drempel tijdens de bouwfase, Waterloopkundig Laboratorium	M-1974
5. Dimensionering van de toplaag van de drempel en de Overgangsconstructie, Waterloopkundig Laboratorium	M-1451, M-1702, M-1750
6. Nota evaluatie drempel	31DREM-N-85126
7. Nota evaluatie uitvoering toplaag drempel	31DREM-N-85149
8. Nota evaluatie uitvoering aanstorting dorpelbalk NZZ	31DREM-N-86022
9. Nota evaluatie uitvoering aanstorting dorpelbalk OSZ	31DREM-N-86031
10. Nota ontwerp drempel en overgangsconstructie	31DREM-N-86033
11. Overschrijdingskansen van vervallen en waterstanden bij de Stormvloedkering in de Oosterschelde, juli 1979.	DDHT-79.016
12. Stabiliteit aanstortingen bij gesloten schuiven, Waterloopkundig Laboratorium, maart 1980	M 1637
13. Stabiliteit toplaag drempel kruin in de bouwfase, Waterloopkundig Laboratorium, oktober 1980	M 1740
14. Invloed spleethoogte op stabiliteit aanstortingen en drempelkruin, Waterloopkundig Laboratorium, juli 1982	M 1833
15. Nader onderzoek stabiliteit aanstortingen, Waterloopkundig Laboratorium, juni 1986	M-2165
16. FOP IV nota.	
17. De geschiedenis van het Tijverschil bij Yerseke, d.d. 24 juni 1987.	GWWS-87, 176,
18. PGO-nota nr. 6, d.d. juni 1978	PEGEOO-N-78166
19. Optimaliseren van inspectie en onderhoud natte werken, Waterloopkundig Laboratorium, januari 1988	Q 606
20. Aanvullend onderzoek stabiliteit overgangsconstructie aan de zeezijde, Waterloopkundig Laboratorium, februari 1986	Q 455
21. Rapport waarin afvoercoëfficiënt 1 genoemd wordt.	

Deelnota 8: Breukstenen dammen

Inhoud

1.	Inleiding	149
2.	Functie-eisen en randvoorwaarden	151
3.	Kap- en toplaag Oosterscheldezijde	153
3.1.	Hydraulische stabiliteit	
3.1.1.	Ontwerp met beperkte kruinhoogte	
3.1.2.	Ontwerp zonder kruinhoogtebeperking	
3.1.3.	Onderbouw Oosterscheldezijde	
3.2.	Grondmechanische stabiliteit	
4.	Toplaag zeezijde	157
4.1.	Hydraulische stabiliteit	
4.2.	Grondmechanische stabiliteit	
5.	Filterstabiliteit	159
6.	Omkegeling	161
7.	Aansluiting op het landhoofd	163
8.	Bouwfasesstabiliteit	165
9.	Uitvoeringsplan	167
10.	Inspecties en reparaties	169
11.	Documentatie	171
12.	Literatuur	173

1. Inleiding en algemene beschrijving

De breukstenen dam is een onderdeel van de overgangsconstructie tussen enerzijds het afsluitbare deel van de kering in de stroomgeulen en anderzijds het vaste deel van de kering, gevormd door de zanddammen aan de Schouwse en Noord-Bevelandse oever van de Oosterschelde en op de eilanden Neeltje Jans en Roggenplaat.

De breukstenen dam sluit aan de geulzijde in hoofdzaak aan op een randpijler van de afsluitbare kering en aan de damzijde op het koptalud van de damaanzet met het daarop gefundeerde betonnen landhoofd (zie figuur 2 en deelnota 2.10).

Er zijn zes breukstenen dammen die alleen in detail (voornamelijk de hoogte en de zwaarte van de toplaag) van elkaar verschillen.

Vanwege de gefaseerde uitvoering kan de breukstenen dam worden gesplitst in twee delen, namelijk een gedeelte onder het niveau N.A.P. - 6 m/N.A.P. - 7,7 m en het deel daarboven (zie figuur 1).

De diepteligging van de overgang tussen de beide delen is bepaald door de vereiste waterdiepte voor de drijvende bok Taklift 4 bij het plaatsen van de landhoofdverkeerskokers.

Het onderste deel van de breukstenen dam, die deels op een voortzetting van het funderingsbed voor de pijlers en drempel en deels op het talud van de damaanzet is gefundeerd bestaat uit een kern van breuksteen 5-40 kg of 10-60 kg, die voor de stroombestendigheid in de bouwfase is afgedekt met breuksteen 1-3 ton.

De kern van het bovenste deel bestaat uit een kern van breuksteen 300-1000 kg, met daar overheen een toplaag, die, afhankelijk van de locatie, bestaat uit breuksteen 6-10 ton of 10-15 ton. De dikte van de toplaag varieert tussen twee- en vijfmaal de nominale steendiameter.

De dam is opgetrokken tot de vereiste kerende hoogte van N.A.P. + 6,8 m tot + 7,4 m (afhankelijk van de locatie), terwijl de kruinbreedte 5 m bedraagt.

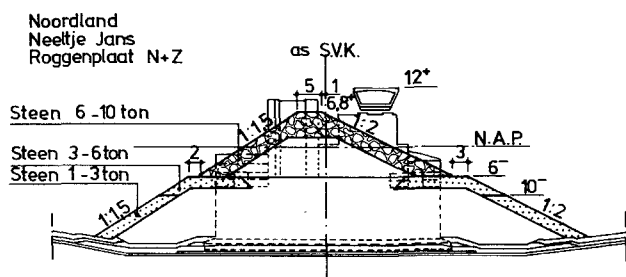
Vanwege de gewenste beperking van het materiaalverbruik zijn de taluds zo steil mogelijk opgezet.

Als gevolg van een onderzoek naar het golfbeeld rond de damaanzetten (doc. 1) werd de as van de breukstenen dam zoveel mogelijk naar de zeezijde verplaatst om een gunstiger golfbeeld om de damaanzet te verkrijgen en om de belasting door opspattende golven op de brugligger te verkleinen.

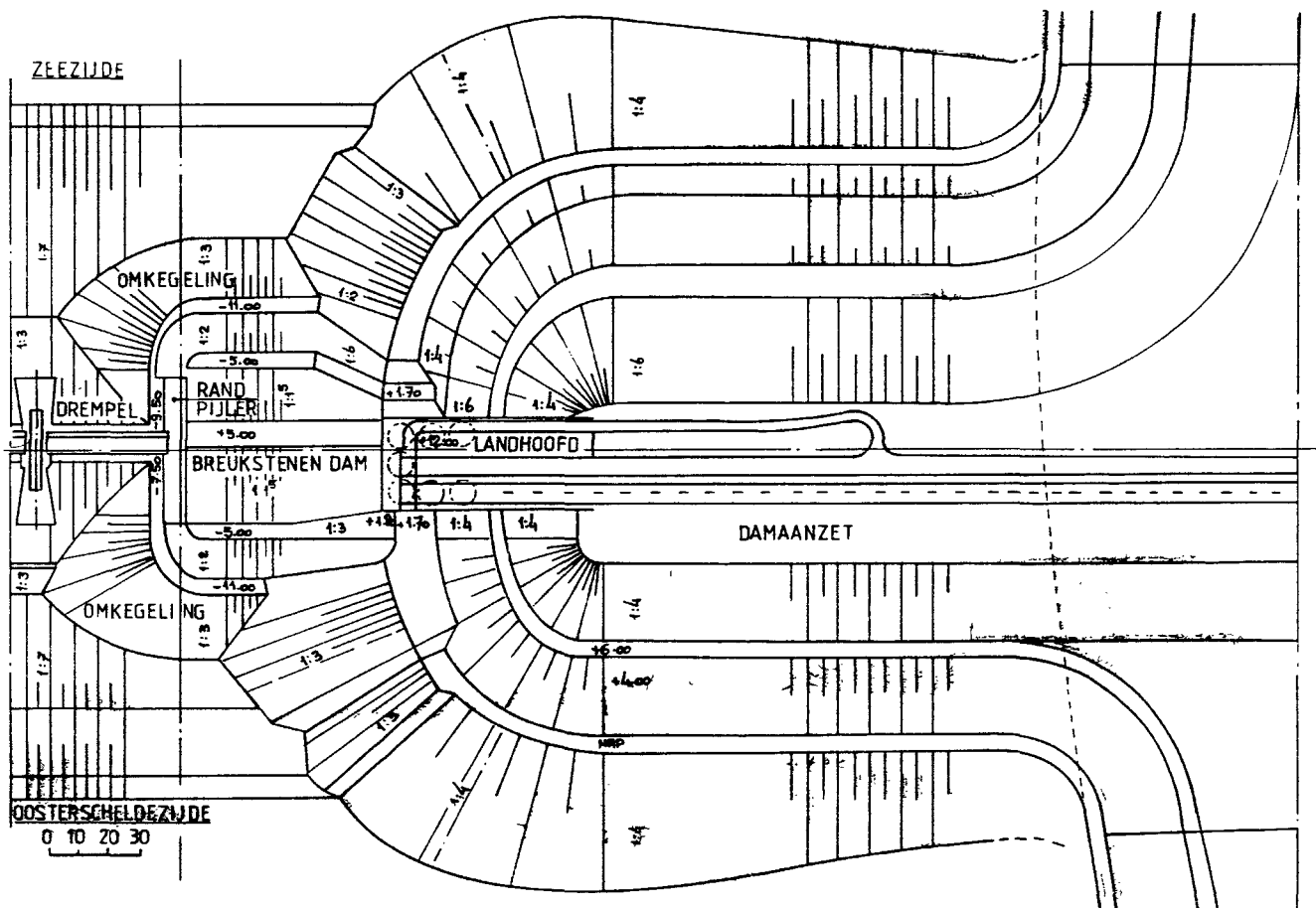
Teneinde een goede aansluiting op de damaanzetten te creëren is een breukstenen overgang aangebracht (de zogenaamde versterking), bestaande uit breuksteen 300-1000 kg en 6-10 ton.

Aan de geulzijde wordt het damprofiel, boven het dorpelbalkniveau, niet volledig afgedekt door het profiel van de randpijler. Om dat te bereiken is de randpijler plaatselijk voorzien van betonnen opzetstukken.

De randpijler heeft dus ten opzichte van de dam een "grond"-kerende functie en voorkomt dat de naastliggende doorstroombopening door een uitloop van de breukstenen dam wordt geblokkeerd. Het buiten het pijlerprofiel vallende deel van de teen van de dam is door een omkegeling aangesloten op het drempeltalud.



Figuur 1. Ontwerp breukstenen dam.



Figuur 2. Damaanzet.

2. Functie-eisen en randvoorwaarden

De breukstenen dam is onderdeel van de primaire zeewering. Als zodanig heeft hij de functie om stormvloeden te keren. Door de directe aanwezigheid van het Oosterscheldewater aan de binnenzijde van de dam hoeft deze kering niet absoluut te zijn en is een lekkage door de dam en een wateroverslag door golven over de dam aanvaardbaar, zolang dit de damconstructie niet aantast.

De Deltawet stelt als eis, dat een primaire zeewering volledig bestand moet zijn tegen stormvloeden met een overschrijdingsfrequentie van $2,5 \times 10^{-4}$ per jaar.

Bij een deterministische ontwerpbenadering leidt dit tot ontwerpen, die gekarakteriseerd kunnen worden door de volgende randvoorwaarden:

- buitenwaterstand N.A.P. + 5,5 m;
- binnenwaterstand N.A.P. - 0,7 m;
- significante golfhoogte $H_s = 4,0$ m.

Bij de berekening van deze binnenwaterstand is er geen rekening gehouden met de lek door de kering; dit leidt namelijk tot een waterstandsverhoging aan de Oosterscheldezijde van de kering.

De stormvloedkering is echter zoveel mogelijk op probabilistische wijze ontworpen, dit houdt in dat er voor de breukstenen dammen toelaatbare faalkansen zijn gedefinieerd, n.l. 10^{-7} per jaar voor de locaties Schouwen en Noord-Beveland en 10^{-6} per jaar voor de overige locaties. Deze toelaatbare faalkansen zijn gerelateerd aan de totale faalkans voor de gehele stormvloedkering, die op 10^{-7} per jaar is gesteld.

De faalkans van de breukstenen dam wordt hoofdzakelijk bepaald door:

- de kans op stabiliteitsverlies van het hele damlichaam onder een optredende vervalbelasting en;
- de kans op stabiliteitsverlies van de toplaag (erosie) onder invloed van een optredende golfaanval voor wat betreft het talud aan de zeezijde en onder invloed van een optredende wateroverslag of overstroming voor de kruin en het talud aan de Oosterscheldezijde.

Naast de stabiliteitsvoorwaarden waren ook de aansluitingsproblemen aan de geulzijde van belang voor de vormgeving van de breukstenen dam.

Het ging er dan vooral om dat de afvoercoëfficiënt in de naastliggende doorstroombopening zo min mogelijk zou worden beïnvloed door een beëindigingsconstructie van de breukstenendam. Ondanks de negatieve invloed daarvan op de afvoercoëfficiënt is toch gekozen voor een omkegeling van de teen van de breukstenen dam naar het drempeltalud, omdat andere constructies erg ingewikkeld en kostbaar bleken te zijn.

De breukstenen dam moest dan zo smal mogelijk worden om deze omkegeling klein te doen zijn en daarmee de negatieve invloed op de afvoercoëfficiënt te beperken.

Als bijkomend voordeel van een kleine omkegeling kan worden genoemd dat de stroombestendigheid daarvan toeneemt naarmate de omvang afneemt (zie hoofdstuk 6).

Een en ander heeft ertoe geleid dat vrij steile hellingen een uitgangspunt waren voor de uiteindelijke dimensionering van de breukstenendam.

3. Kap- en toplaag Oosterscheldezijde

3.1. Hydraulische stabiliteit

De kap- en de toplaag Oosterscheldezijde van de breukstenen dam (zie figuur 3) bleken de meest maatgevende onderdelen voor de stabiliteit van de breukstenen damconstructie te zijn. De ontwerpfase van de breukstenen dam kan globaal in tweeën worden verdeeld, n.l.:

1. de fase waarbij een maximale ontwerphoogte van N.A.P. +5,8 m vigeert;
2. de fase waarbij geen maximale ontwerphoogte meer geldt.

3.1.1. Ontwerp met beperkte kruinhoogte

Een belangrijk gegeven bij de hydraulische onderzoeken voor de breukstenen dam was altijd de beperkte kruinhoogte van N.A.P. +5,8 m, afgestemd op de kerende hoogte van de afsluitbare kering. In 1978-1979 werd het fysisch modelonderzoek M1574 (zie doc. 1) uitgevoerd. Dit onderzoek was nog geheel gebaseerd op de deterministische ontwerpfilosofie. Bij dit twee-dimensionale onderzoek werd het te weerstane verval bepaald door een Noordzeewaterstand van N.A.P. +5,5 m en een Oosterschelde-waterstand van N.A.P. -0,7 m; dit verval tezamen met een bijbehorende golfhoogte van $H_s = 4$ m vormden de ontwerprandvoorwaarden. De aanwezige veiligheid werd bepaald door de golfhoogte in het model op te voeren (veiligheidscoëfficiënt = H_s bezwijken/ H_s ontwerp). Uit dit onderzoek volgde, dat een redelijk conventioneel ontwerp met bijvoorbeeld betonblokken (12 ton met $\rho_s = 2650$ kg/m³ of 18 ton met $\rho_s = 2250$ kg/m³) mogelijk was voor de breukstenen dam. Tevens bleek uit dit onderzoek dat de kruin en het Oosterscheldetalud maatgevend waren voor de hydraulische stabiliteit.

Bij het hierop volgende drie-dimensionale onderzoek (zie doc. 2) vigeerde nog steeds de maximale kruinhoogte van N.A.P. +5,8 m.

Bij dit onderzoek werd echter al wel ingespeeld op de probabilistische ontwerpfilosofie.

Dit houdt in dat de breukstenen dam niet alleen moet voldoen aan de Deltanormen maar ook dat deze een faalkans moet hebben die kleiner is dan 10^{-7} /jaar voor Schouwen en Noord-Beveland en 10^{-7} /jaar voor de vier overige locaties.

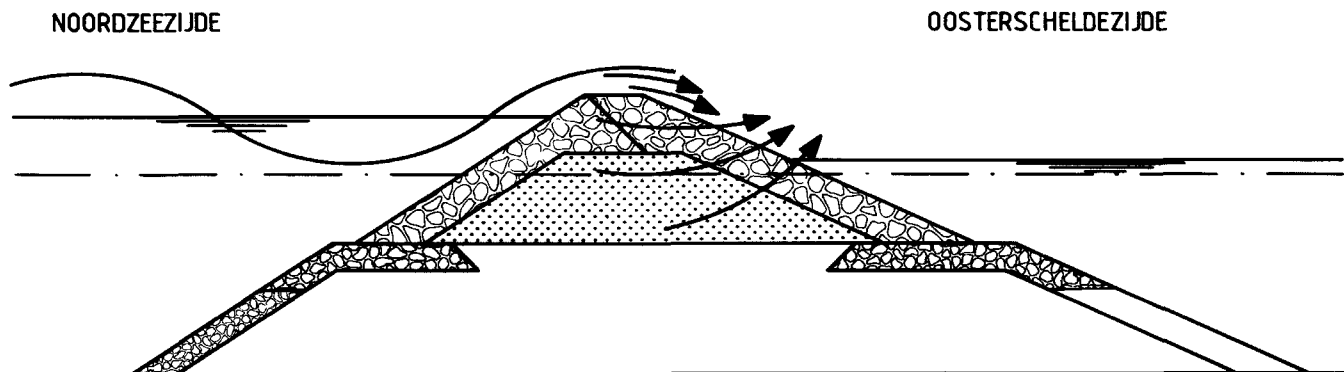
In de probabilistische benadering wordt aan de belastingzijde uitgegaan van een dubbele kansdichtheidsfunctie voor de waterstanden en golfhoogten, waarin dus zowel de waterstand als de golfhoogte onafhankelijk kunnen variëren. Dat betekent dat bij een overschrijdingskans van $2,5 \times 10^{-4}$ per jaar ook hogere waterstanden dan de genoemde N.A.P. + 5,5 m kunnen voorkomen, zij het met een lagere golfhoogte (zie ook deelnota 1.3 hoofdstuk 4).

In de noodzakelijkerwijs deterministische opzet van het modelonderzoek moet dan ook niet alleen rekening worden gehouden met een veiligheidscoëfficiënt op de golfhoogte, zoals hiervoor is aangegeven, maar ook met een veiligheidscoëfficiënt op de waterstand.

Bij de bepaling van de bezwikkans wordt aan de sterktezijde normaal uitgegaan van een stochastische verdeling van de sterkte-eigenschappen en een gelijkblijvend bezwijkmechanisme, onafhankelijk van de variatie in de belastingvariabelen.

Echter bij waterstanden hoger dan de kruinhoogte verandert het maatgevende bezwijkmechanisme van aard. Uit het onderzoek M 1631 I (zie doc. 2) bleek dat bij waterstanden hoger dan de kruinhoogte de stabiliteit van de dam zeer snel afnam, waardoor niet meer werd voldaan aan de stochastische sterkteverdeling en de toelaatbare faalkans werd overschreden.

In het hierna beschreven ontwerp is de vereiste veiligheid (faalkans) bereikt door een verhoging van de stabiliteit van de steen in de kap en de toplaag Oosterscheldezijde met behoud van dezelfde kerende hoogte.



HYDRAULISCHE GRENSTOESTANDEN EINDFASE (principe schets)

Figuur 3. Principe doorsnede breukstenen dam.

Bij het bezwijken van de dam als gevolg van de combinatie van een hoge Noordzee-waterstand en hoge golven zijn er twee kenmerkende gebieden te onderscheiden:

- het deel van de breukstenendam tot aan de omgeving van het landhoofd en;
- de directe omgeving van het landhoofd.

In het eerste gebied geldt een tamelijk twee-dimensionaal stromingskarakter. Nabij het landhoofd wordt echter het aanstromende water gedwongen om zich te concentreren in het snijvlak tussen breukstenen dam en het landhoofd talud. Dit leidt tot hogere stroomsnelheden. De taludhelling echter is hier ter plaatse veel flauwer en de steenstabiliteit wordt hierdoor gunstig beïnvloed. Dit resulteerde erin dat de stabiliteit van de breukstenen dam over de gehele lengte redelijk gelijk mag worden gehouden.

In grote lijnen kan de volgende ontwerpverlating voor de kap en het Oosterscheldetalud van de breukstenen dam uit het genoemde onderzoek worden gedestilleerd (zie doc. 3):

- voor een taludhelling 1:1,5 ΔD (benodigd) = H-5,8 m,
- voor een taludhelling 1:2,2 1,4. ΔD (benodigd) = H-5,8 m.

Hierin is:

- H = Noordzeewaterstand t.o.v. N.A.P. + 0,5 H_{si}
- H_{si} = significante golfhoogte in de monding van de Oosterschelde
- 5,8 = kruinhoogte t.o.v. N.A.P.
- ΔD = sterkte parameter voor de toegepaste steensortering
- Δ = $(\rho_s - \rho_w) / \rho_w$ relatieve dichtheid stenen

$$\Delta D = \sqrt[3]{\frac{M50}{\rho_s}}$$

De factor 1,4 is naar orde van grootte theoretisch te verklaren met behulp van de invloedsfactor K_h , die de stabiliteit van stenen op een helling beschrijft n.l.:

$$K_h = \frac{\sin(\rho - \alpha)}{\sin \rho}$$

hierin is:

- ρ = wrijvingshoek van de steenstapeling
- α = taludhelling.

In tabel 1 staat deze verhouding weergegeven voor $\cotg \alpha = 1,5$ en $\cotg \alpha = 2,0$ en $\cotg \alpha = 2,2$ bij verschillende waarden van ρ .

ρ	(1) 1:1,5 $\alpha = 33,7^\circ$	(2) 1:2 $\alpha = 26,6^\circ$	(3) 1:2,2 $\alpha = 24,4^\circ$	verhouding (3) : (1)
40°	0,17	0,36	0,42	2,4
45°	0,28	0,45	0,50	1,8
50°	0,37	0,52	0,56	1,5

Tabel 1. Invloedsfactor voor de taludhelling K_h

Deze theoretische waarden zijn in goede overeenstemming met de in model gevonden waarde van 1,4, ervan uitgaande dat voor deze grote stenen een ρ -waarde van 50° geldt.

In doc. 3 wordt een uitgebreide faalkansberekening en risicoanalyse weergegeven.

Ervan uitgaande dat de gevolgschade van het bezwijken van de breukstenen dam grenzend aan de oevers groter is dan voor die grenzend aan de werkeilanden, werd de benodigde faalkans voor de breukstenen dammen Schouwen en Noord-Beveland op 10^{-7} gesteld en voor Noordland, Neeltje Jans, Roggenplaat Noord en Zuid op 10^{-6} . Met behulp van de gecombineerde kansdichtheidsfunctie van sterkte en belasting is nu de benodigde ΔD te berekenen. De berekening leidde tot de in tabel 2 gegeven constructie-eisen (zie doc. 3):

3.1.2. Ontwerp zonder kruinhoogtebeperking

De volgende punten hebben ertoe geleid, dat in 1982 het ontwerp van de breukstenen dam weer ter discussie werd gesteld:

1. de leverbaarheid en verwerkbaarheid van de steensortering 15-20 ton en 20-25 ton bleek problematisch en erg kostbaar;
2. de uitvoeringstechnische problemen bij kruinhoogten hoger dan N.A.P. + 5,8 m bleken oplosbaar te zijn;
3. in de Mosselnota (zie doc. 5) wordt een taludhelling van 1:1,5 aan de Oosterscheldezijde ter discussie gesteld.

Bij verhoging van de kruinhoogte kan er een lichtere steensortering worden toegepast, waardoor de uitvoering veel gemakkelijker wordt. Bij de toepassing van lichtere steen op de kruin van de breukstenen dam kan de kruinbreedte ook worden teruggebracht, indien als criterium voor deze breedte wordt gesteld dat deze minimaal drie naast elkaar gelegen stenen moet bevatten. Praktisch kon hierdoor de kruinbreedte worden teruggebracht van 8 m naar 5 m.

Vooraf het terugbrengen van de kruinbreedte was van belang bij de keuze van een hogere kruinhoogte, want op deze manier behoeft de totale breedte van de breukstenen dam niet groter te worden bij het verhogen van de kruinhoogte.

Locatie breukstenen dam	toelaatbare faalkans	gewicht toplaag (ton)	binnentalud	faalkans
Schouwen	10^{-7}	15-20	1:2,2	5×10^{-8}
Roggenplaat-Noord	10^{-6}	15-20	1:1,5	2×10^{-6}
Roggenplaat-Zuid	10^{-6}	15-20	1:1,5	2×10^{-6}
Neeltje Jans	10^{-6}	15-20	1:1,5	2×10^{-6}
Noordland	10^{-6}	10-15	1:2,2	7×10^{-7}
Noord-Beveland	10^{-7}	20-25	1:2,2	4×10^{-8}

Tabel 2. Ontwerpeisen bij een kruinhoogte van N.A.P. + 5,8 m met bijbehorende faalkans (kruinbreedte 8 m)

	Oosterscheldezijde			Zeezijde			faalkans
	steen- zwaarte	talud- helling	kruin- hoogte t.o.v. N.A.P. m	steen- zwaarte	talud- helling	kruin- hoogte t.o.v. N.A.P. m	
Schouwen	10-15 t	1:2,2	7,0	6-10 t	1:1,5	7,0	$10^{-7}/\text{jr}$
Roggenplaat—N	6-10 t	1:2	6,8	6-10 t	1:1,5	6,8	$10^{-6}/\text{jr}$
Roggenplaat-Z	6-10 t	1:2	6,8	6-10 t	1:1,5	6,8	$10^{-6}/\text{jr}$
Neeltje Jans	6-10 t	1:2	6,8	6-10 t	1:1,5	6,8	$10^{-6}/\text{jr}$
Noordland	6-10 t	1:2	7,0	6-10 t	1:1,5	7,0	$10^{-6}/\text{jr}$
Noord-Beveland	10-15 t	1:2,2	7,4	10-15 t	1:1,5	7,4	$10^{-7}/\text{jr}$

Tabel 3. Ontwerpeisen met bijbehorende faalkans (kruinbreedte 5 m)

Voor het nieuwe ontwerp is er een extrapolatie verricht van de modelresultaten van M1631 I (zie doc. 2) door in de stabiliteitsrelatie uit par. 3.1.1 de vaste kruinhoogte van 5,8 m te vervangen door een meer algemene kruinhoogte h_{kr} , eveneens uitgedrukt in m boven N.A.P., zodat:

$$\begin{aligned} H-h_{kr} &= \Delta D \text{ (bij taludhelling 1:1,5)} \\ H-h_{kr} &= 1,4 \Delta D \text{ (bij taludhelling 1:2,2)} \\ H-h_{kr} &= 1,3 \Delta D \text{ (bij taludhelling 1:2).} \end{aligned}$$

N.B. de factor 1,3 komt uit een interpolatie tussen 1 en 1,4. Deze meer algemene relatie leidt in doc. 6 tot de volgende ontwerptabel. (tabel 3) (In doc. 7 wordt op de achtergronden hiervan ingegaan).

Met deze nieuwe ontwerpeisen is de bijdrage van de sterktefactoren "Stabiliteit toplaag" en "kruinhoogte" aan de totale sterkte evenwichtiger verdeeld en meer in overeenstemming met de kansdichtsverdeling van de waterstanden en golfhoogten aan de zeezijde. Bij tabel 3 moet worden opgemerkt dat de kruinhoogte zoals deze hierin wordt weergegeven inclusief 0,3 m zetting en met een verhoogde (meer realistische) maattolerantie is. Deze kruinhoogten moeten nog worden vermeerderd met eventueel aanwezig zand en/of uitvulmateriaal.

3.1.3. Onderbouw

De toplaag van de onderbouw (beneden N.A.P. -6 m) aan de Oosterscheldezijde wordt veel minder zwaar aangevallen dan die

van de bovenbouw. Bij een kruinhoogte van N.A.P. +5,8 m was de hoeveelheid overstromend en golvend water toch nog dusdanig dat de berm ter plaatse van de overgang van onder- en bovenbouw schade ondervond.

Vandaar dat in het ontwerp met een kruinhoogte van N.A.P. +5,8 m een extra afstorting van deze berm was voorzien. Bij een hogere ligging van de kruin wordt de totale hoeveelheid overstromend water drastisch kleiner, zodat bestorting van deze berm ook minder voor de hand ligt. Deze extra bestorting is dan ook in het uiteindelijke ontwerp weggelaten.

3.2. Grondmechanische stabiliteit

Begin 1982 is er zeer intensief gestudeerd op de grondmechanische stabiliteit van de breukstenen dam. De oorzaak voor deze gedetailleerde studie was gelegen in het feit dat bij de drempel van de Stormvloedkering mosselaangroei een grote invloed op de stabiliteit bleek te hebben; dit aspect was tot dan toe niet meegenomen. Door middel van een gekoppeld grondwaterstromings-voedselconsumptie-model is er inzicht verkregen in hoe mosselaangroei zich in de breukstenen dam ontwikkelt. De invloed hiervan op de potentiaalverdeling in de dam werd vervolgens met behulp van grondwaterstromingsmodellen doorgerekend. In het algemeen bleek deze invloed gering te zijn. Glijvkberekeningen, die in dit kader werden gedaan toonden echter wel aan dat een talud van 1:1,5 aan de Oosterscheldezijde niet aan de gestelde veiligheidsnormen voldeed; vandaar dat om grondmechanische redenen geen hellingen steiler dan 1:2 voor het Oosterscheldetalud in het ontwerp zijn opgenomen. Een overzicht van de veiligheidscoëfficiënten voor afschuiving wordt in tabel 4 gegeven.

Breukstenen dam	talud O.S.	eis veiligheids coëfficiënt		berekende v.c. bij talud 1:2 c.q. 1:2,2 Oosterscheldezijde	
		ondiep glijvlak	diep glijvlak	ondiep glijvlak	diep glijvlak
Schouwen	1:2,2	1,5	1,3	1,53	1,33
Roggenplaat-N	1:2	1,4	1,2	1,54	1,23
Roggenplaat-Z	1:2	1,4	1,2	1,54	1,23
Neeltje Jans	1:2	1,4	1,2	1,54	1,23
Noordland	1:2	1,4	1,2	1,53	1,22
Noord-Beveland	1:2,2	1,5	1,3	1,52	1,32

Tabel 4. Vereiste en aanwezige grondmechanische veiligheidscoëfficiënt (zie doc. 5 en 7)

4. Talud zeezijde

4.1. Hydraulische stabiliteit

Schade aan het zeezijdetalud is te verwachten als gevolg van golfwerking (waterstanden aan de Oosterscheldezijde zijn beperkt, dus ook het omgekeerde verval is beperkt).

Als mogelijke invalshoek voor de golfbestendigheid van het zeezijdetalud van de breukstenen dam kan het onderzoek M16311 (zie doc. 2) dienen. In dit rapport wordt op basis van enkele proefresultaten de zogenaamde "K_d-factor" uit de Hudsonformule afgeschat.

$$\text{Hudsonformule: } M_{50} = \frac{\rho_s h^3}{K_d \Delta^3 \cotg \alpha}$$

hierin is:

M ₅₀	= gemiddelde massa van de steensortering
ρ _s	= soortelijke massa van de steen
H	= golfhoogte (hier inkomende significante golfhoogte)
K _d	= stabiliteitsfactor
Δ	= (ρ _s - ρ _w) / ρ _w
ρ _w	= soortelijke massa van water
α	= hellinghoek van het talud

Een waarde van 5,1 werd uit dit onderzoek voor de K_d-factor gestedilleerd. Let wel deze waarde komt uit proeven waarbij de kruin op N.A.P. + 5,8 m lag en de Noordzee-waterstand N.A.P. + 5,5 m bedroeg.

Vertaling van dit resultaat naar een ontwerp met een kruinhoogte van ca. N.A.P. + 7 m is wat onveilig; dit wordt echter gedeeltelijk gecompenseerd doordat deze extra kruinhoogte (verschil tussen ca. N.A.P. + 7 m van het nieuwe ontwerp en N.A.P. + 5,8 m van het oude ontwerp) wordt gerealiseerd door een verdikking van de toplaag op de kruin, zodat deze relatief goed doorlatend blijft.

Uitgaande van een gemiddelde massa van 7,6 ton voor de sortering 6-10 ton, $\cotg \alpha = 1,5$ en $\rho_s = 3000 \text{ kg/m}^3$, resulteert dit in een bezwijkgolfhoogte van $H_s = 5,2 \text{ m}$. Dit houdt in dat er een veiligheidscoëfficiënt van $5,2:4 = 1,3$ op de ontwerpgolfhoogte in deze constructie aanwezig is ($H_s = 4 \text{ m}$ is ontwerprandvoorwaarde; zie hoofdstuk 2).

Hierbij moet worden opgemerkt dat de K_d-factor bepaald is voor de volgende schade-omschrijving:

- enkele stenen worden verplaatst en mogelijk ontstaat er een klein gat in de toplaag.

Bij lagere Noordzee-waterstanden zal de invloed van de golven op de stabiliteit van de toplaag toenemen (minder overslag); de kans echter dat er hoge golven bij die waterstanden voorkomen is veel kleiner. De positieve invloed van een lagere waterstand weegt zwaarder dan de negatieve invloed.

Conform de vuistregel uit de golfbrekerteknik moet de primaire toplaag doorlopen tot ongeveer een niveau "waterstand - 1,5 x H_s". Dit houdt in dat bij het doorlopen hiervan tot een niveau van N.A.P. -6 m hieraan ruimschoots wordt voldaan. Voor het gedeelte beneden N.A.P. -6 m bestaat de toplaag van de breukstenen dam uit breuksteen 1-3 ton.

4.2. Grondmechanische stabiliteit

Voor de resulterende veiligheidscoëfficiënt met betrekking tot de grondmechanische stabiliteit van het Noordzeetalud kan naar tabel 5 worden verwezen. Hieruit blijkt dat een talud 1:1,5 voldoet.

Breukstenen dam	eis veiligheidscoëfficiënt		berekende v.c. bij talud 1:2 c.q. 1:2,2 Oosterscheldezijde	
	ondiep glijvlak	diep glijvlak	ondiep glijvlak	diep glijvlak
Schouwen	1,5	1,3	1,6	1,38
Roggenplaat-N	1,4	1,2	1,6	1,38
Roggenplaat-Z	1,4	1,2	1,6	1,38
Neeltje Jans	1,4	1,2	1,6	1,38
Noordland	1,4	1,2	1,6	1,38
Noord-Beveland	1,5	1,3	1,6	1,38

Tabel 5. Vereiste en aanwezige grondmechanische veiligheidscoëfficiënt (zie doc. 6 en 8)

5. Filterstabiliteit.

De opbouw van de breukstenen dam dient zodanig te zijn, dat indringing van "korrels" van een bepaalde laag in de direct aanliggende laag tot een minimum beperkt blijft. Dit in verband met de hiermee gepaard gaande zetting van de constructie.

Gezien de grootte van de optredende verhangen (enige tientallen procenten onder ontwerpomstandigheden) is gekozen voor een geometrisch ondoordringbaar filter. Dit houdt in dat indringing van materiaal van een "fijne" laag in de direct aansluitende "grove" laag fysisch onmogelijk is.

Voor de opbouw van de breukstenen dam kan worden verwezen naar hoofdstuk 1.

Met deze opbouw wordt aan de eisen van de filterstabiliteit voldaan.

6. Omkegeling

Onder "de omkegeling" wordt het deel van de breukstenen dam verstaan, dat zich in/en in het verlengde van het naastliggende poortje bevindt. Deze omkegeling is noodzakelijk om zijdelingse steun te verlenen aan de breukstenen dam op die punten waar dat niet wordt gedaan door de randpijlers. Deze omkegeling is zeer stroomerosiegevoelig, het vormt als het ware een obstakel in de stroombaan. De situatie weigerende schuif in het randpoortje is bij het onderzoek M16311 (zie doc. 2) bekeken. De resultaten van dit onderzoek zijn in figuur 4 samengevat.

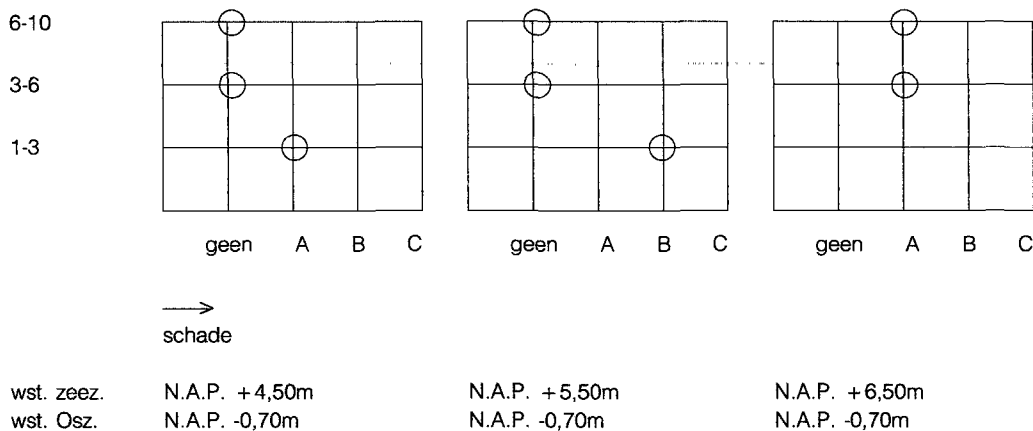
De in figuur 4 gehanteerde schade-omschrijving luidt als volgt:

- A (weinig schade) : een paar stenen verplaatst
- B (matig schade) : er ontstaat een klein gat
- C (veel schade) : er ontstaat een groot gat, de onderlaag is zichtbaar.

Hieruit kan worden geconcludeerd, dat breuksteen 1-3 ton ($\rho_s = 2680 \text{ kg/m}^3$) niet voldoet aan de bezwijkvoorwaarden bij weigerende schuif $\Delta h = 6,3 \text{ m} + \text{golf}$. Breuksteen 3-6 ton ($\rho_s = 2700 \text{ kg/m}^3$; $\Delta D = 1,86 \text{ m}$) voldoet ruimschoots.

In het ontwerp is er gekozen voor een toplaag bestaande uit breuksteen 1-3 ton ($\rho_s = 3000 \text{ kg/m}^3$; $\Delta D = 1,63 \text{ m}$).

Deze iets te lichte steensortering wordt om de volgende reden toelaatbaar geacht. In geval van schade wordt het doorstroomprofiel groter waardoor de kwetsbaarheid van de constructie afneemt. Hierdoor kan worden gesteld dat een eventueel bezwijken van de omkegeling de faalkans van de breukstenen dam niet nadelig beïnvloedt, mits na het optreden van een weigerende schuif bij een randpoortje de omkegeling wordt geïnspecteerd en eventuele schade wordt hersteld. Dit is bij het onderzoek M202811/M2057 (zie doc. 9) duidelijk aangetoond.



Figuur 4. Stabiiliteit toplaag omkegeling

7. Aansluiting op het landhoofd

Als onderdeel bij de bouw van de breukstenen dam wordt ook de breukstenen versterking aan de zeezijde langs het landhoofd gerekend. Vanuit het ontwerp van de damaanzet is het nodig dat direct langs het landhoofd een loskorrelige constructie wordt aangebracht. Dit materiaal moet hydraulisch stabiel zijn.

Bij het onderzoek M16311 (zie doc. 2) is naar de hydraulische stabiliteit van dit materiaal gekeken. Bij golfaanval bleek dit constructie-onderdeel erg erosiegevoelig te zijn. De golven lopen namelijk hoog op tegen de relatief gladde bekleding van het damaanzettalud en bij de landhoofdconstructie wordt de waterstroom geconcentreerd.

Eerst bij toepassing van breuksteen 6-10 ton bleef de schade aan dit constructie-onderdeel in het model bij de ontwerpomstandigheden binnen acceptabele grenzen.

Vandaar dat ervoor is gekozen om het toplaagmateriaal van de breukstenen dam (aan de Noordzeezijde) langs het landhoofd als versterking door te zetten. De constructie bestaat uit breuksteen 6-10 ton op een laag breuksteen 300-1000 kg.

Voor golfaanval is dit een bijzonder kwetsbaar onderdeel van de breukstenen damconstructie; daarentegen is de gevolgschade erg gering en is de dedecteerbaarheid en mogelijkheid tot repareren van schade goed te noemen.

8. Bouwfasestabiliteit

Uit de stabiliteits-analyse bleek dat de breukstenen dam tijdens de bouw van de kern van de bovenbouw (tot N.A.P. + 2 m) erg erosiegevoelig was. Dit aspect is in de fysische modelonderzoeken M2028I en M2028II/M2057 (zie doc. 9 en 10) uitgebreid onderzocht. Uit deze onderzoeken resulteerden de maximaal toelaatbare stroomsnelheden ter plaatse van de in aanleg zijnde breukstenen dam (later is dit vertaald in max. toelaatbare vervallen over de kering). Daar deze toelaatbare snelheden niet erg hoog waren, moesten er planningsrestricties worden gesteld voor het tijdstip dat de breukstenen dam tot N.A.P. + 2 m moest zijn opgebouwd. Deze planningsrestricties zijn geformuleerd in relatie tot het aantal dorpels dat aanwezig mocht zijn tijdens de droge uitbouw van de kern. Door het plaatsen van dorpels wordt de stroomgeul snel vernauwd waardoor de snelheden in het stroomgeul toenemen. In doc. 10 staan

deze eisen samengevat. In grote lijnen komen zij hierop neer dat:

- breukstenen dammen Schouwen en Roggenplaat Noord moesten zijn opgebouwd tot N.A.P. + 2 m voordat in de stroomgeul Hammen dorpels werden geplaatst;
- breukstenen dammen Roggenplaat Zuid en Neeltje Jans voordat in de Schaar dorpels werden geplaatst;
- breukstenen dammen Noordland en Noord-Beveland voordat er in de Roompot 13 dorpels waren geplaatst.

Verder bleek uit de analyse dat breuksteen 300-1000 kg (kern van de bovenbouw) niet voldoende stabiel is om een 1 x per jaar golf zonder schade te kunnen weerstaan. Vandaar dat werd geëist dat de kern binnen 6 weken met de toplaag N.Z.-zijde zou worden afgedekt, zodat de golfbestendigheid was verzekerd.

9. Uitvoeringsaspecten

In het ontwerp is op een aantal punten sprake van zeer nauwe toleranties. Zo is de marge tussen de in het ontwerp toegepaste taludhellingen en de minimaal toelaatbare helling klein.

Een ander aspect is het snel afdekken van het kernmateriaal door het aanbrengen van de toplaag aan de Noordzeezijde, in verband met de instabiliteit van het kernmateriaal bij golfaanval.

Het gedeelte van de breukstenen dammen onder het niveau N.A.P. -6 m/N.A.P. -7,7 m is aangebracht met zelfpositionerende steenstorters, waarbij het stortresultaat werd ingepeild met een echoloodstelsel. Het hoger gelegen gedeelte is zoveel mogelijk in den droge uitgevoerd, dat wil zeggen met kranen en dumpers.

Slechts een beperkt onderwatergedeelte van de toplaag aan de Oosterscheldezijde is vanaf het water aangebracht, dit omdat het desbetreffende gedeelte niet bereikbaar was met een op de kern staande kraan.

Een juiste keuze van de diverse inspectiemiddelen was noodzakelijk omdat de (on)nauwkeurigheden van de inspectiemiddelen van invloed zijn op de vast te stellen eisen en toleranties.

De diverse werkzaamheden die nodig waren bij het aanbrengen van de breukstenen dam werden ingepland met de benodigde uitvoeringsinspecties. Bij deze inspectie werd gebruik gemaakt van handelingen, profiler-opnamen en "zicht"-metingen. Incidenteel werden fotogrammetrische opnamen gemaakt.

Zodra een bepaalde fase van het werk was uitgevoerd werden de resultaten van de "zicht"-metingen uitgewerkt en zonodig aangevuld met de resultaten van de overige inspectiemethoden. De aldus verkregen gegevens werden aan de wal verwerkt en na analyse besproken tussen de projectleiders en de kwaliteitsmedewerkers. Deze voorlopige resultaten konden leiden tot extra stort- en/of inspectiewerk.

Tijdens de uitvoering diende de organisatie van het bedrijf zodanig te zijn dat een goede afstemming van het "maken" en het "meten" mogelijk was.

De definitieve goedkeuring van het gemaakte werd gegeven nadat het werk volledig was geanalyseerd.

10. Inspecties en reparaties

Gezien de zwaarte van de toplagen is inspectie van de constructie alleen na extreme belastingen noodzakelijk. Deze inspectie behelst de controle op het intact zijn van de toplaag.

Periodiek is controle van het kruinniveau noodzakelijk om na te gaan

of de optredende zetting binnen de toleranties blijft. Reparaties kunnen alleen met toplaagmateriaal geschieden. Hiervoor dient een aparte werkwijze (bijvoorbeeld vanaf de verkeerskoker werkend) ontwikkeld te worden.

11. Documentatie

1. Waterloopkundig Laboratorium, stabiliteit damaanzetten, 1979	M1574
2. Waterloopkundig Laboratorium, Drie-dimensionaal onderzoek stabiliteit overgangsconstructie, 1980	M1631I
3. Deltadienst, Ontwerp breukstenen dam, 12-6-1980	12DALA-M-80025
4. Deltadienst, Nota stand van zaken ontwerp drempel en overgangsconstructie, 1981	311DRO-N-81017
5. Deltadienst, Mosselaangroei in de breukstenen dam van de stormvloedkering, eindrapport "Mossel" werkgroep, juli 1982	311DRO-N-82005
6. Deltadienst, Aanpassing ontwerp breukstenen dam, (STT-M-82072), 29-9-1982	31DREM-M-82127
7. Deltadienst, toleranties droge uitbouw breukstenen dam, 11-10-1984	31DREM-M-84200
8. Laboratorium voor grondmechanica, Stabiliteitsonderzoek t.b.v. de optimalisatie van de breukstenen dammen, oktober 1982	CO-407247/5
9. Waterloopkundig Laboratorium, Bouwfasestabiliteit breukstenen dam golfinvloed, Modelverslag, 1985	M2028II/M2057
10. Waterloopkundig Laboratorium, Bouwfasestabiliteit breukstenen dammen bij stroomaanval, Verslag modelonderzoek, 1984	M2028I
11. Deltadienst, stabiliteit breukstenen dammen in de bouwfase, 18-10-1984	31DREM-M-84173

12. Literatuur

1. J.W. van de Meer, Stability of rubble mound revetment and breakwaters under random wave attack, Waterloopkundig Laboratorium, 1985.
2. Hydraulics Research Station, Riprap design for wind-wave attack, 1975.
3. Shore Protection Manual, CERC, 1973.

Deelnota 9: Bodembescherming

Inhoud

1.	Inleiding	179
2.	Functie-analyse	181
2.1.	Functie algemeen	
2.2.	Falen bodembescherming	
2.3.	Functie verandering bodembescherming	
3.	Randvoorwaarden en uitgangspunten	183
3.1.	Uitgangspunten ten aanzien van de hydraulische belasting	
3.2.	Uitgangspunten ten aanzien van de mechanische belasting	
3.3.	Uitgangspunten ten aanzien van de duurzaamheid	
3.4.	Uitgangspunten ten aanzien van de filterstabiliteit	
3.5.	Grondmechanische randvoorwaarden	
3.6.	Falen van de Stormvloedkering als gevolg van falen bodembescherming	
4.	Asfaltmastiekstortebed	189
4.1.	Beschrijving constructie	
4.2.	Keuze ontwerp	
4.3.	Overzicht mogelijk faalmechanismen	
4.4.	Grenstoestanden	
4.4.1.	Zanddichtheid	
4.4.2.	Omhoog komen van gesloten laag	
4.4.3.	Omkappen overlappende strook	
4.4.4.	Omhoog komen of omklappen bij gat	
4.4.5.	Duurzaamheid	
4.5.	Reparatie van schade	
4.5.1.	Algemeen	
4.5.2.	Toplaag bestorting	
4.5.3.	Filteropbouw bestorting	
5.	Blokken- en steenasfaltmatten	199
5.1.	Algemene beschrijving ontwerp	
5.1.1.	Indeling	
5.1.2.	Blokkenmatten	
5.1.3.	Steenasfaltmatten	
5.1.4.	Bestortingen	
5.1.5.	Toelaatbare schade aan blokkenmatten buiten de bestortingen	
5.1.6.	Belastingen	
5.2.	Bestortingen	
5.2.1.	Dimensionering toplaag	
5.2.2.	Ontwerp filterconstructie	
5.3.	Grenstoestanden intacte blokkenmat	
5.3.1.	Inleiding	
5.3.2.	Stabiliteit middendeel	
5.3.3.	Omkappen zijranden	
5.3.4.	Omkappen randbalken	
5.3.5.	Stabiliteitsgrenzen en toelaatbare vervallen	
5.4.	Consequenties schade aan blokkenmat	
5.4.1.	Algemeen	
5.4.2.	Gebied II	
5.4.3.	Gebied I	
5.5.	Duurzaamheid	

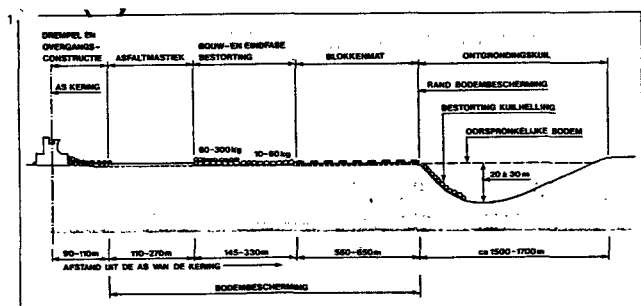
6.	Randbodembescherming	215
6.1.	Inleiding	
6.2.	Grondmechanisch onderzoek	
6.3.	Onderzoek naar optredingscriteria voor grondmechanische stabiliteit en kenmerkende schadebeelden	
6.3.1.	Zettingsvloeiingen	
6.3.2.	Afschuivingen in zandgrond	
6.3.3.	Afschuivingen in kleigrond	
6.3.4.	Conclusies bestorten kuilhellingen in verband met instabiliteit	
6.4.	Ontwerp randbodembescherming	
6.4.1.	Uitgangspunten	
6.4.2.	Lengte der bodembescherming	
6.4.3.	Maatregelen om grondmechanische instabiliteit te voorkomen	
6.5.	Bewakingsfilosofie	
6.5.1.	Basisconcept	
6.5.2.	Uitgangspunten voor de bepaling van het bewakingscriterium	
6.5.3.	Vaststelling van de bewakingscriteria	
6.5.4.	Conclusies betreffende de afgeleide bewakingscriteria	
7.	Documentatie	225

1. Inleiding

Deze deelnota behandelt het ontwerp van de bodembescherming, behorend bij het afsluitbare deel van de kering in de drie stroomgeulen en de ontgrondingsproblematiek bij de overgang van de bodembescherming naar de onbeschermde bodem (RAndBOdembescherming).

Onder de "bodembescherming" wordt de verzameling constructies verstaan die gelegen is tussen de overgangconstructie van de drempel (teen) en de "randbodembescherming".

Deze bestaat in hoofdzaak uit een asfaltmastiek stortebed, voor de meest aangevallen delen nabij de afsluitbare kering en voor het overige uit steenasfaltmatten en blokkenmatten, al dan niet voorzien van een extra bestorting van slakken en/of breuksteen (zie ook figuur 1).



Figuur 1. Dwarsdoorsnede kering.

Een groot deel van de bodembescherming was reeds aangelegd als voorbereiding voor een totale afsluiting van de Oosterschelde toen werd besloten om een stormvloedkering te bouwen; namelijk alle thans aanwezige steenasfaltmatten en blokkenmatten die het dichtst bij de as van de kering liggen.

Daarna zijn in hoofdzaak drie wijzigingen aangebracht als gevolg van de veranderingen in functie en de zwaardere belastingen (zie. par. 2.3.):

- de matten tot ± 90 m ter weerszijde van de as van de kering, zijn weer opgeruimd, om ruimte te maken voor de aanleg van het funderingsbed voor de pijlerdam;
- het gedeelte van de bodembescherming dat het dichtst bij de as gelegen was, is verzwakt tot stortebed;
- de bodembescherming is verlengd tot 600 m ter weerszijden van de as.

In hoofdstuk 2 wordt de functie van de bodembescherming geanalyseerd. De randvoorwaarden en uitgangspunten ten aanzien van het ontwerp worden beschreven in hoofdstuk 3.

De ontwikkeling van het ontwerp voor de verschillende onderdelen is te volgen aan de hand van de in de documentatielijst genoemde nota's en wordt zoveel mogelijk naar de eindtoestand in de volgende hoofdstukken beschreven.

De eerste opzet van het mastiek stortebed is vastgelegd in de "concept Stortebed Nota" (doc. 1). Oorspronkelijk was de gedachte deze asfaltmastiek nog verder te verzwaken met stortsteen. Later werd dit niet meer nodig geoordeeld.

In deze nota is ook vastgelegd hoe de lengte van de stortebedden is bepaald. In principe was de grens vastgesteld op een zo grote afstand uit de as, dat voorbij die grens de aanwezige bodembescherming (matten) voldoende stabiel en zanddicht zou zijn bij extreme belastingen.

Het definitieve ontwerp van het asfaltmastiek stortebed is vastgelegd in de "Ontwerpnota Bodembescherming, deel 2" (doc. 3) en wordt in deze deelnota beschreven in hoofdstuk 4, waarin ook nog wordt ingegaan op een aantal mogelijke bezwijkmechanismen en reparatiemethoden.

De verlenging van de bodembescherming heeft plaatsgevonden met blokkenmatten. De constructie daarvan is niet gewijzigd, alleen de duurzaamheidseisen aan het filterdoek werden verzwakt.

In de stand van zakennota "Ontwerp bodembescherming" (doc. 4) is het functioneren van de bodembescherming, inclusief het asfaltmastiek stortebed, aan een nadere analyse en waardering onderworpen. Aan de orde kwamen:

- de vereiste veiligheid voor bepaalde delen van de bodembescherming;
- enkele faalmechanismen van de asfaltmastiek;
- de stabiliteit van de matranden;
- de stroombelasting bij geopende kering, vooral als één of enkele schuiven gesloten zijn;
- de duurzaamheid.

Naar aanleiding van deze nota is nader onderzoek verricht naar de stabiliteit van de matranden. Uit dit onderzoek bleek dat bepaalde delen van de blokkenmatten en steenasfaltmatten niet stabiel waren en moesten worden verzwakt met stortsteen.

Deze bestorting is zodanig ontworpen dat de eigenschappen van het filterdoek in de onderliggende matten niet langer relevant zijn voor het functioneren van de bodembescherming ter plaatse.

Verder is er voor de niet versterkte blokkenmatten een schade-, bewakings- en reparatiefilosofie ontwikkeld.

Een en ander is uiteindelijk vastgelegd in de Nota "Ontwerp Bodembescherming deel 1: blokken- en steenasfaltmatten" (doc. 2).

In hoofdstuk 5 wordt in hoofdlijnen een uitwerking van bovengenoemde onderwerpen gegeven.

De lengte van de hele bodembescherming is zodanig gekozen, dat de ontgrondingskuilen, die langs de rand kunnen ontstaan geen gevaar meer kunnen opleveren voor de kering. Er is een economische grens, omdat de effectiviteit van de bodembescherming voor het beperken van ontgrondingen langs de rand met de lengte afneemt. Op een gegeven moment is het economischer om het risico dat ontgrondingen voor de kering en dijken opleveren te beperken door consoliderende maatregelen.

De risico's van ontgrondingen langs de rand van de bodembescherming voor de stabiliteit van de kering en naastliggende dijken alsmede de te nemen consolidatiemaatregelen werden in de "Tweede stand van zakennota voor de RAnd BOdembescherming (doc. 6) uitgebreid geanalyseerd.

In hoofdstuk 6 wordt een overzicht van deze problematiek gegeven.

2. Functie-analyse

2.1. Functie algemeen

De functie van de bodembescherming is het beschermen van de ondergrond die aansluit op die van de stormvloedkering (drempel + overgangsconstructie) tegen overmatige erosie.

Onder overmatige erosie wordt een erosie verstaan, die via zettingsvloeiingen en/of afschermingen leidt tot het bezwijken (ondermijnen) van een oeverdijk, een damvak of een belangrijk deel van de stormvloedkering.

In tegenstelling tot de grond onder de pijlers, de drempel en overgangsconstructie behoeft deze grond niet in zijn geheel op zijn plaats te blijven. Een beperkte erosie is in principe toelaatbaar.

Bij een nadere analyse kan een onderscheid worden gemaakt tussen de bodembescherming zelf en de overgang van de beschermde bodem naar de onbeschermde bodem (randbodembescherming).

Bij de bodembescherming is de functie: het in principe voorkomen dat er door erosie ontgrondingskuilen ontstaan van welke vorm en afmeting dan ook. Deze functievervulling geschiedt door praktisch alle grond vast te houden.

Bij de randbodembescherming wordt het ontstaan van ontgrondingskuilen geaccepteerd, maar zij moeten voldoende stabiel zijn.

Er wordt alleen een zodanig deel van de grond vastgehouden, dat de kuilhellingen voldoende flauw blijven om afschuivingen en/of zettingsvloeiingen te voorkomen.

Het belangrijkste faalcriterium is in beide gevallen, dat er een, in de richting van de kerende elementen, voortschrijdende erosie ontstaat, die de stabiliteit van deze elementen bedreigt.

Het vasthouden van (praktisch) alle grond (= bodembescherming) biedt meer veiligheid dan het beschermen (= stabiliseren) van een kuiltaud, nadat reeds ontgroning heeft plaatsgevonden.

Dit, vanwege de onzekerheid dat de taludhelling flauw genoeg is om stabiel te zijn en de kans dat de taludbescherming te laat komt.

Dit veiligheidsaspect wordt belangrijker naarmate men dichterbij de kering komt:

- enerzijds omdat, vanwege de afstand, het risico van ondermijnen van de kering groter wordt en;
- anderzijds omdat dan de hydraulische belasting toeneemt, waardoor het op tijd detecteren van ontgrondingen en het vastleggen van een voldoende flauwe taludhelling steeds moeilijker wordt.

In verband met dit risico zijn globaal drie gebieden te onderscheiden:

- een gebied waar zandtransport vrijwel ontoelaatbaar is (hoofdzakelijk ter plaatse van de stortebedden);
- een gebied waar een beperkt zandtransport, zodanig dat zich geen ontgrondingskuilen kunnen vormen, nog toelaatbaar is (het overige deel van de bodembescherming);
- een gebied waar het ontstaan van ontgrondingskuilen, mits binnen zekere grenzen en beheersbaar, aanvaardbaar is (het gebied vanaf de rand van de bodembescherming).

2.2. Het falen van de bodembescherming en functionele eisen

De bodembescherming heeft een ondersteunende functie, dat wil zeggen dat, niet de eigen integriteit van de bodembescherming belangrijk is, maar de integriteit van de objecten die beschermd moeten worden (zie ook deelnota 1.5, par. 6.3.2.).

Men kan dan stellen dat de bodembescherming als geheel faalt wanneer overmatige erosie optreedt, dus als een zodanige erosie optreedt in het gebied van de bodembescherming dat een oeverdijk, een damvak of een belangrijk deel van de afsluitbare kering bezwijkt.

Als die overmatige erosie voorbij de rand van de bodembescherming ontstaat, dan is er sprake van "het falen van de maatregelen aan de rand van de bodembescherming". Dit laatste aspect wordt verder in hoofdstuk 6 behandeld.

In de hierboven gegeven definitie van het falen zijn twee elementen te onderscheiden:

- het overschrijden van de grenstoestand (bezwijken) in de bodembescherming en;
- de overdracht van het bezwijken naar de te beschermen constructies.

De gecombineerde kans van optreden van beide elementen is bepalend voor de aanvaardbaarheid van de kans op het bezwijken van de bodembescherming. Dit wordt in par. 3.6 verder uitgewerkt.

Voordat de bodembescherming als geheel faalt, treedt "locaal falen" op, ofwel wordt een "locale grenstoestand" overschreden.

Van "locaal falen" is in ieder geval sprake, wanneer lokaal zoveel zand in een zo hoog tempo wordt uitgespoeld (kuilvorming) dat daar het gevaar van zettingsvloeiing of afschuiving reëel wordt. (Bij een laag tempo kunnen nog maatregelen worden genomen). Voor het lokaal falen zijn, afhankelijk van de toegepaste constructie, diverse mechanismen denkbaar.

Deze worden in hoofdstuk 4 (asfaltmastiek) respectievelijk hoofdstuk 5 (matconstructie) nader geanalyseerd.

Samenvattend kan worden gesteld dat het "locaal falen" feitelijk maatgevend is voor het falen van de bodembescherming als geheel.

Functionele eisen

De bodembescherming vormt een beschermende laag tussen de ondergrond en de overtrekkende, niet met zand verzadigde, stroom. Om zijn beschermende functie (ook lokaal) te kunnen vervullen moet de laag aan de volgende drie eisen voldoen:

- de laag moet voldoende zanddicht zijn om het in hoog tempo ontstaan van een kuil met instabiele taluds te voorkomen;
- de laag moet voorkomen dat er een zodanige stroming in de ondergrond en/of tussen de laag en de ondergrond ontstaat dat horizontaal zandtransport onder de laag in hoog tempo tot een kuil leidt;

- de laag moet onder maximale (plaatselijke) hydraulische belasting in voldoende mate aanwezig blijven om zo'n kuil te voorkomen, met andere woorden er mogen door stabiliteitsverlies niet te grote gaten in de laag ontstaan.

Aan deze drie eisen moet de bodembescherming blijven voldoen gedurende de hele levensduur van de kering (200 jaar).

Anders geformuleerd:

- de laag moet voldoende duurzaam zijn.

Er worden geen eisen gesteld aan de weerstand tegen mechanische belastingen (zie par. 3.2.).

2.3. Functie verandering bodembescherming

Het oorspronkelijk ontwerp van de bodembeschermingsconstructie, bestaande uit steenasfaltmatten en blokkenmatten, was gebaseerd op de sluiting van de Oosterschelde met behulp van een blokkendam.

De bodembescherming had in die filosofie slechts een *tijdelijke* functie en werd met dit uitgangspunt ook als zodanig ontworpen en uitgevoerd. Bij het ontwerp van de pijlerdamconstructie kreeg de bodembescherming een *permanente* functie.

De vereiste levensduur zou tenminste 200 jaar moeten zijn.

Met name de duurzaamheid van de in eerste aanleg gebruikte geotextielen was in dit verband bij lange na niet gewaarborgd.

Bovendien moesten de maatgevende ontwerpbelastingen voor de bodembescherming in de nieuwe situatie (vooral die van hydraulische aard) belangrijk worden verhoogd.

Deze twee veranderingen hadden belangrijke consequenties voor de waardering van het reeds gemaakte werk, hetgeen weer van invloed was op het ontwerp van aan te brengen versterkingen in de algemene bewakings- en schadefilosofie.

De herwaardering van de steenasfaltmatten onder de nieuwe omstandigheden en eisen had tot gevolg dat deze, voor zover niet bedekt door het asfaltmestiek stortbed, werden bedekt met een aan de stroomaanval aangepaste filterbestorting.

Hierdoor is het functioneren van dit type matten niet langer relevant in de totale functievervulling van de bodembescherming.

Ook de blokkenmatten zijn aan een intensieve herwaardering onderworpen geweest, waarin, voor zover bekend, ook de kwaliteitsachteruitgang in de bouwfases van de kering is betrokken.

Hierop wordt in hoofdstuk 5 verder ingegaan.

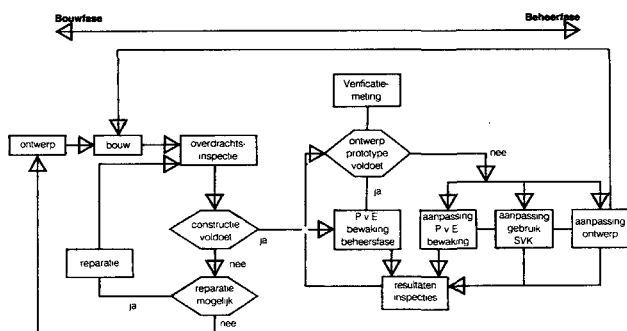
3. Randvoorwaarden en uitgangspunten.

De functie van de bodembescherming is in hoofdstuk 2 uitvoerig besproken. Om deze functie blijvend te kunnen vervullen worden eisen gesteld aan:

1. hydraulische stabiliteit;
2. mechanische stabiliteit;
3. zanddichtheid;
4. duurzaamheid.

Zowel de hydraulische als de mechanische belastingen kunnen in de bouwfase nogal verschillen van de belastingen in de beheersfase.

Om deze reden behoort tot het ontwerpproces een overdrachtsinspectie waarin wordt nagegaan of de constructie nog aan de gestelde eisen voldoet. Het ontwerpproces is schematisch weergegeven in figuur 2.



Figuur 2. Stroomschema ontwerpproces.

Blijkt uit de overdrachtsinspectie dat tijdens de bouw schade aan een bepaald constructie-onderdeel is opgetreden dan volgt in principe reparatie (= gewijzigd ontwerp). Nagegaan is of de beschadigde constructie nog aan ontwerpuitgangspunten voldoet, met andere woorden of reparatie beslist noodzakelijk is.

3.1. Uitgangspunten ten aanzien van de hydraulische belasting

Het uitgangspunt van de dimensionering van de Stormvloedkering (zie deelnota 1.2. hoofdstuk 3 en hoofdstuk 6) was de vaststelling van een extreme belasting met een overschrijdingsfrequentie van 2.5×10^{-4} per jaar en de keuze van geëigende veiligheidscoëfficiënten om tot de toelaatbare faalkans te komen (spoor A strategie) dan wel een volledig probabilistische analyse en toetsing van de faalkans (spoor B strategie).

De toelaatbare faalkans voor de gehele kering is overeenkomstig de filosofie van het Deltarapport vastgesteld op 10^{-7} per jaar.

In een aantal gevallen is nog gekeken naar een economische optimalisatie.

Bij de te volgen veiligheidsfilosofie volgens spoor A gaat het om marges die bij de kwantificering van de functie-eisen gehanteerd moeten worden:

- een marge in verband met de onzekerheid in de belasting die de bodembescherming te verduren krijgt;
- een marge in verband met de onzekerheid waarmee men kan vaststellen bij welke belasting de bodembescherming zijn stabiliteit of zijn zanddichtheid verliest;
- een veiligheidsmarge in verband met de ernst van de gevolgen van lokaal falen.

Hieronder volgt een overzicht van de gevolgde berekeningswijze voor de verschillende onderdelen van de bodembescherming:

Onderdeel	Spoor A	Spoor B
Asfaltmastiek	X	voor enkele faalmechanismen
Bestorungen		X
Gebied II	X	
Gebied I	X	
Randbodembescherming		X

Voor het vaststellen van de toelaatbare vervallen met betrekking tot bestorting van de mattenconstructie is een spoor A benadering toegepast. De daarbij toegepaste veiligheidscoëfficiënten zijn gebaseerd op de resultaten van de probabilistische benadering van het ontwerp van de eindfasebestorting.

Een toetsing van het faalkanscriterium heeft voor de bodembescherming voor de partiële veiligheidscoëfficiënten de in tabel 1 aangegeven waarden opgeleverd.

Veiligheidscoëfficiënten	bezwijken
asfaltmastiek stortebed	2,2 - 2,5
bodemverdediging	1,0 - 1,7

Tabel 1.

De ontwerpvervalen waarop de constructie is gedimensioneerd zijn samengevat in tabel 2. De maatgevende belastingssituaties zijn gesloten kering, gesloten + weigerende schuif en de open kering.

Behalve dat de constructie niet mag bezwijken bij extreme belastingssituaties moet de kans op schade onder normale gebruiksbelastingen (overschrijdingsfrequentie $0.1 \times$ per jaar bij open kering) klein zijn om cumulatieve schade door de herhaalde belasting te voorkomen. Met andere woorden; bij extreme situaties (2.5×10^{-4} per jaar) wordt het ontwerp getoetst op bezwijken en bij minder extreme omstandigheden ($0.1 \times$ per jaar, open kering) wordt getoetst op begin van bewegen van de bestorting of de constructie (mastiek en matten).

Criterium en kans van optreden	Ontwerpverval			
	bezwijkten 2.5 x 10 ⁻⁴ /jr		begin van bewegen 0.1 x per jaar	
Belastingssituatie	vloed	eb	vloed	eb
gesloten kering	5,3	3,4		
gesloten + weigerende schuif (WS)	4,15	2,4		
open kering	1,7	1,5	1,35	1,15
openende kering	n.v.t.	1,5		
sluitende kering	4,2	n.v.t.		
open kering + omgekeerd WS	1,7	1,5		

Tabel 2. Ontwerpvervallen voor de verschillende situaties

3.2. Uitgangspunten ten aanzien van de mechanische belasting

De kans op schade als gevolg van mechanische belasting (ankerdraden kettingpeuren, vallende stenen) is het grootst tijdens de bouwfase.

Met de overdrachtsinspectie moet deze schade worden gedetecteerd en gerepareerd. Na overdracht van de kering moeten mechanische belastingen voorkomen worden (bijvoorbeeld aanleggen veiligheidsvoorziening, schepen met automatisch positioneringssysteem, treffen van ankervoorzieningen).

De constructie is niet gedimensioneerd op het bestand zijn tegen elke mogelijke mechanische belasting. Mocht het vermoeden bestaan dat ergens een vaartuig heeft geankerd dan dient gerichte inspectie plaats te vinden om de mogelijke schade te kunnen detecteren en te repareren. De faalkans als gevolg van kans op beschadiging plus de kans op doorgaande erosie plus de kans op niet ontdekken plus de kans dat daardoor de kering faalt dient per onderdeel kleiner te zijn dan de vereiste faalkans.

3.3. Uitgangspunten ten aanzien van de duurzaamheid

Van onvoldoende duurzaamheid is sprake indien de voortdurende aanwezigheid van belasting, hetzij hydraulisch, mechanisch of chemisch binnen de gestelde levensduur van 200 jaar leidt tot een verslechtering van de constructie-eigenschappen waardoor niet meer aan de vereiste functie-eigenschappen wordt voldaan.

Indien de levensduur van een constructie-onderdeel (bijvoorbeeld een mat) niet voor de volle 200 jaar gegarandeerd kan worden, maar bijvoorbeeld slechts voor 30 jaar, zijn aanvullende maatregelen noodzakelijk.

Dit kan door het duurzaamheidsonderzoek voort te zetten waaruit kan blijken dat de gegarandeerde periode verlengd kan worden of door het ontwerp aan te passen waardoor de levensduur van het beschouwde onderdeel (de mat) niet meer relevant wordt.

Omdat hier sprake is van een tijdsafhankelijk proces hoeft de maatregel (ontwerpaanpassing) niet direct te gebeuren maar kan later (na afronding van het duurzaamheidsonderzoek) plaatsvinden.

3.4. Uitgangspunten ten aanzien van de filterstabiliteit

Overmatig zandverlies moet voorkomen worden. Met name dichter bij de as is vrijwel geen zandverlies toelaatbaar, zeker niet onder dagelijkse omstandigheden. Bij grotere afstand uit de as is enige mate van erosie toelaatbaar. In principe moet een dusdanig deel van de grond worden vastgehouden dat een voldoende flauwe helling bij kuilvorming blijft bestaan. Het vasthouden van praktisch alle grond biedt echter meer veiligheid.

3.5. Grondmechanische randvoorwaarden

Ter plaatse van de as van de Stormvloedkering Oosterschelde en de randen van de bodembescherming heeft een onderzoek, bestaande uit sonderingen, dichtheidsmetingen en boringen plaatsgevonden. Met behulp van de resultaten zijn de locaties bepaald van:

- de zettingsvloeiingsgevoelige gebieden (losgepakt zand);
- de afschuifgevoelige gebieden (vastgepakt zand en samenhangende grond).

In het algemeen wordt zand als zettingsvloeiingsgevoelig geclassificeerd als het poriëngehalte in situ groter is dan het kritieke poriëngehalte. Uit de vele beschikbare resultaten van proeven op holocene zand (jong zeezand en oud wadzand) blijkt dat het kritieke poriëngehalte circa 40% bedraagt. Op grond van het terreinonderzoek dient rekening gehouden te worden met de volgende grondmechanische randvoorwaarden:

- in het midden van de Roompot tussen R6 - R25 bestaat de aanwezige grondslag aan weerszijde van de kering uit pleistoceen zand met een poriëngehalte in situ < 38%, hetgeen kleiner is dan de kritieke waarde.
De grondslag op deze lokatie is niet zettingsvloeiingsgevoelig;
- ter plaatse van de overige locaties wordt holocene zand aangetroffen met een poriëngehalte in situ > 40%, zodat rekening gehouden moet worden met zettingsvloeiing.

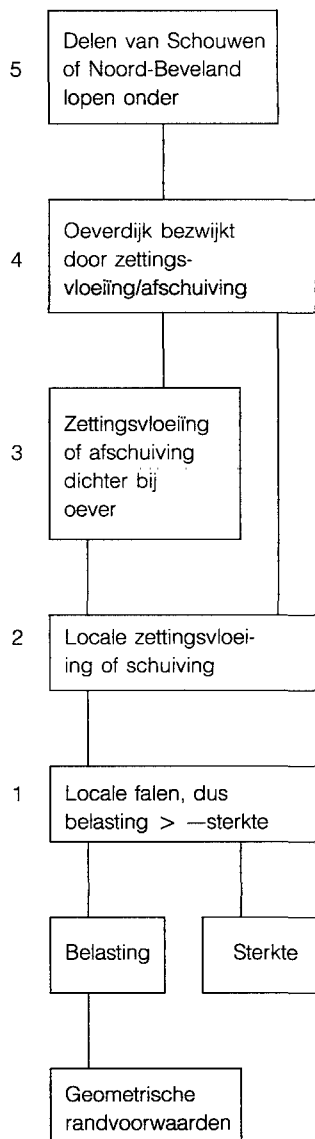
Voor meer informatie omtrent de bodemgesteldheid ter plaatse van de bodembeschermingsconstructie wordt verwezen naar de stand van zaken nota's (doc. 4, 5 en 6). Geologische profielen van de rand bodembescherming zijn weergegeven op tekeningen (doc. 9).

3.6. Falen van de Stormvloedkering als gevolg van falen bodembescherming

Zettingsvloeiingen ter plaatse van een ontgrondingskuil in de bodembescherming kunnen op drie manieren falen van de Stormvloedkering veroorzaken.

A) Falen via bezwijken van een oeverdijk

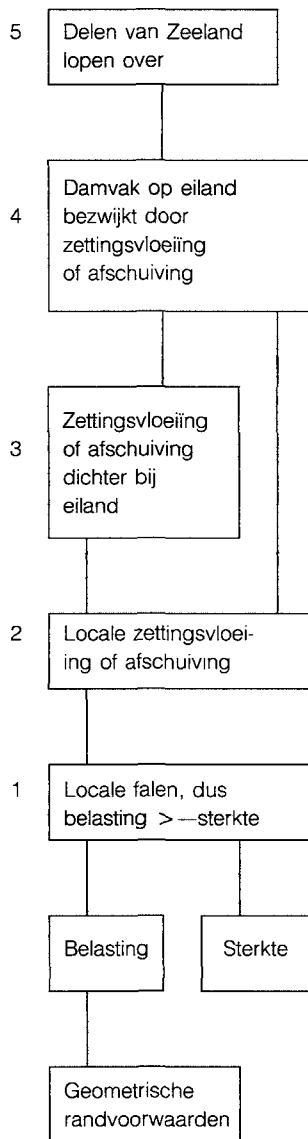
Een zettingsvloeiing ter plaatse van een ontgrondingskuil langs de oever van Schouwen of Noord-Beveland, kan via het bezwijken van de oeverdijk leiden tot het onderlopen van delen van Zeeland en daarmee tot het falen van de Stormvloedkering. De keten van opeenvolgende gebeurtenissen die plaats moeten vinden om dit te laten gebeuren, is van onder tot boven aangegeven in foutenboom I.



FOUTENBOOM I

B) Falen via bezwijkingen damvakken

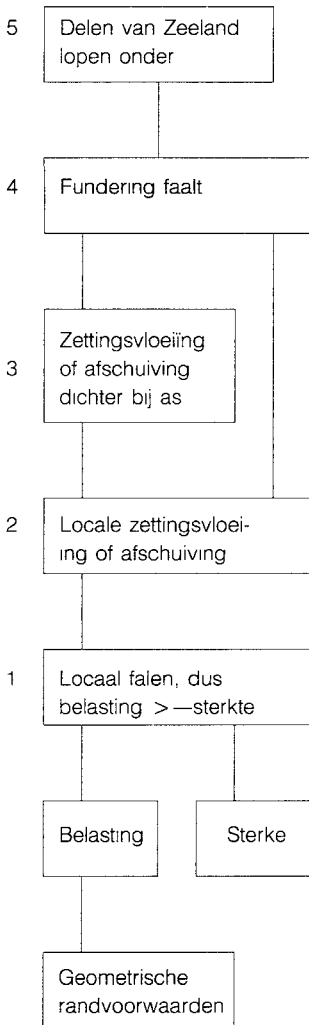
Een zettingsvloeiing ter plaatse van een van de andere zijtaluds van de ontgrondingskuilen kan leiden tot het verdwijnen van grote delen van de platen. Indien de inscharing als gevolg van de zettingsvloeiing zover reikt, dan zou dit het bezwijken van een stuk damvak kunnen inleiden, waarna het onderlopen van delen van Zeeland mogelijk wordt. Deze keten van gebeurtenissen is weergegeven in foutenboom II.



FOUTENBOOM II

C) **Falen via bezwijkingen pijlerfundering**

Een zettingsvloeiing ter plaatse van een aanzetlud zou direct falen van de fundering kunnen veroorzaken, mits het schadeprofiel van de zettingsvloeiing zich over die enorme afstand zou uitstrekken. De fundering van de pijler kan ook bedreigd worden via een andere keten van gebeurtenissen; het falen van een deel van de bodembescherming dicht bij de rand, het ontstaan van een nieuwe ontgrondingskuil, het optreden van een nieuwe zettingsvloeiing, maar nu dicht bij de kering. Een en ander is weergegeven in foutenboom III.



FOUTENBOOM III

Het uitgangspunt is de toelaatbare faalkans van de Stormvloedkering van 10^{-7} per jaar. De kans dat delen van Schouwen of Noord-Beveland onderlopen door falen van onderdelen van de Stormvloedkering die aan de oevers van die eilanden grenzen, is gelijk aan $0.9 \cdot 10^{-7}$ per jaar (deelnota 1.2. hoofdstuk 3).

Helaas is daarbij geen rekening gehouden met een bijdrage aan deze kans via het bezwijken van een oeverdijk door een zettingsvloeiing of afschuiving bij de bodembescherming (foutenboom I). In analogie met de stand van zaken nota's (doc. 4, 5 en 6) wordt in deze analyse aangenomen dat deze kans praktisch niet mag toenemen als gevolg van zo'n gebeurtenis. Onder "practisch niet" wordt hier 3% aangenomen.

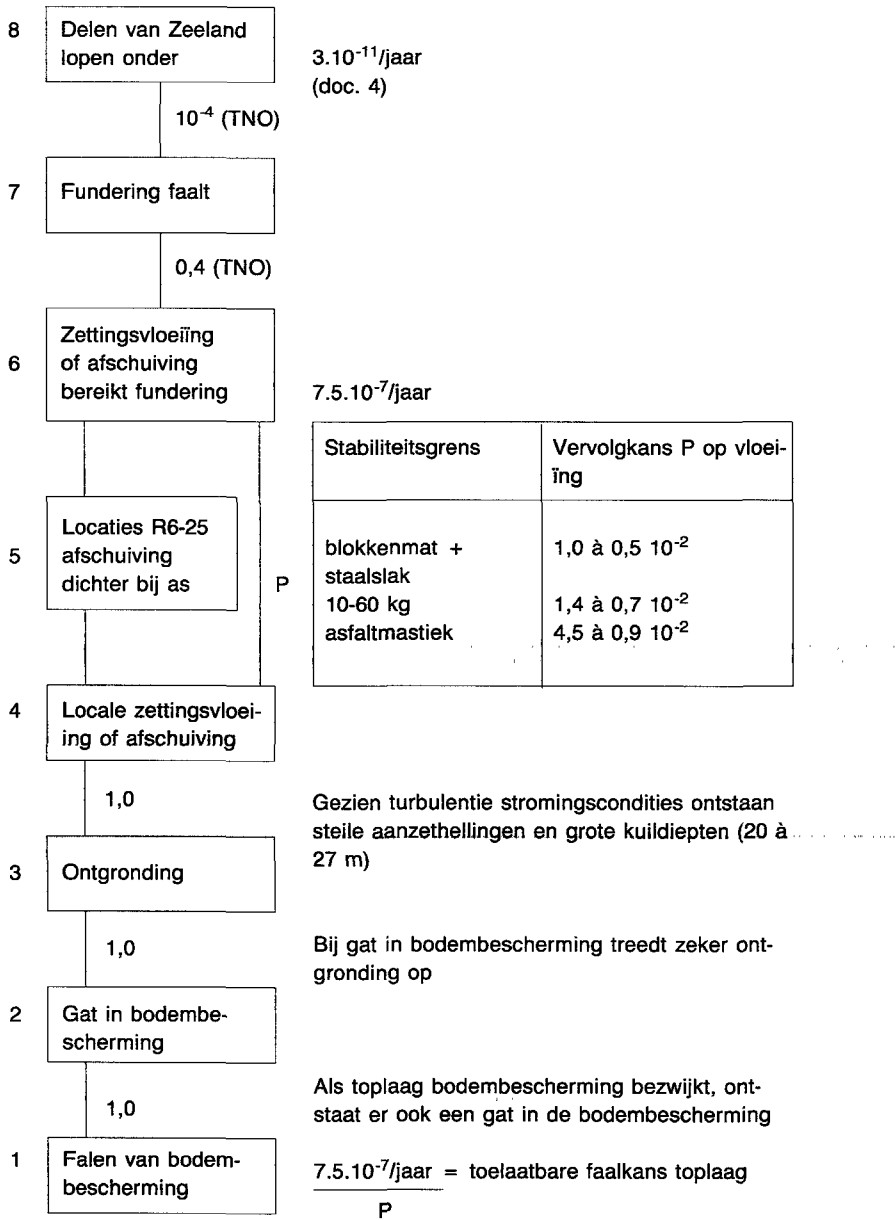
De toelaatbare kans op gebeurtenis 5 van foutenboom I dat wij zeggen op het onderlopen van delen van Schouwen of Noord-Beveland via het bezwijken van een oeverdijk als gevolg van een zettingsvloeiing of afschuiving bij de bodembescherming, is dan $3 \cdot 10^{-9}$ per jaar.

De totale kans dat delen van Zeeland onderlopen, hetzij alleen delen van Schouwen of Noord-Beveland, hetzij vele delen van heel Zeeland via een te hoge waterstand in het bekken, is volgens het TNO-rapport (doc. 10) 10^{-7} per jaar (zie ook deelnota 1.2. hoofdstuk 3). Daarbij is ook gerekend met het falen via damvakken en het falen via bezwijken van de pijlerfundering. Van de circa 18 hoofdgebeurtenissen die tot onderlopen van delen van Zeeland kunnen leiden, dragen er 4 voor 99% bij en 14 voor 1%. Bij die 14 behoort het falen van de bodembescherming.

Hier wordt aangenomen dat falen van de bodembescherming via damvakken of fundering van $1/14$ aan die 1% mag bijdragen en wel voor $1/28$ door falen via de damvakken (foutenboom II) en $1/28$ door falen via de fundering van de Stormvloedkering. De toelaatbare kans op gebeurtenis 5 in foutenboom II wordt dan: $1/28 \times 1\% \times 10^{-7}$ per jaar = $3 \cdot 10^{-11}$ per jaar. Hetzelfde geldt voor gebeurtenis 5 van foutenboom III.

Met behulp van de foutenboom zoals weergegeven in figuur 3 is vanuit de toelaatbare faalkans voor de gehele Stormvloedkering gebruik makend van verschillende overdrachtskansen, de toelaatbare lokale faalkans van de bodemverdediging bepaald.

TOELAATBARE FAALKANS



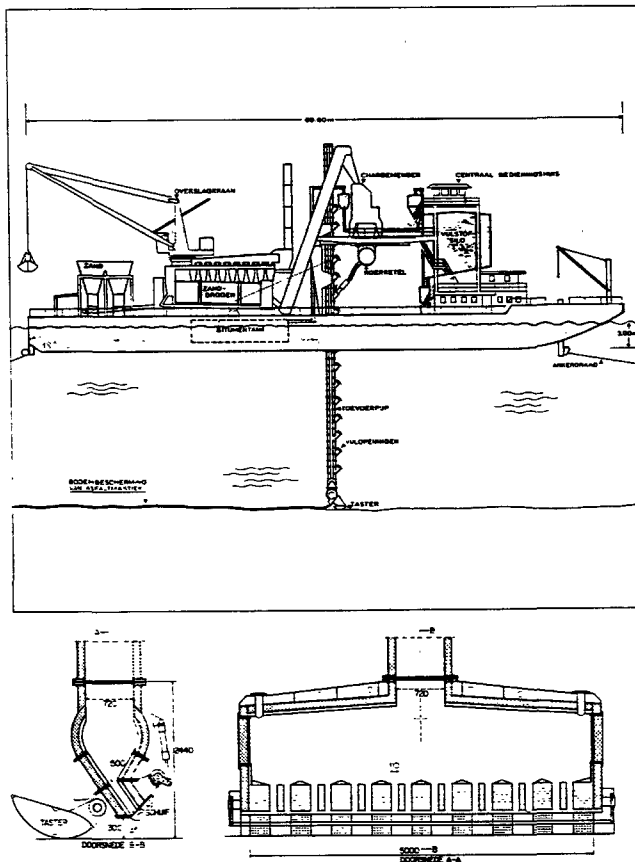
Figuur 3: Faalkansberekening gehele kering

4. Asfaltmastiekstortebed

4.1. Beschrijving constructie

Het stortebed bestaat uit een laag asfaltmastiek aangebracht op de bestaande matten, in sommige gevallen gescheiden door een laag zand die gesedimenteerd is in de jaren tussen het aanbrengen van de matten en het aanbrengen van de laag asfaltmastiek.

De laag asfaltmastiek is aangebracht door het asfaltverwerkingschip Jan Heijmans (zie figuur 4) op de wijze beschreven in hoofdstuk 3 van de evaluatienota asfaltmastiekstortebed (doc. 7). Hier zijn vooral de volgende karakteristieken van het productieproces van belang.



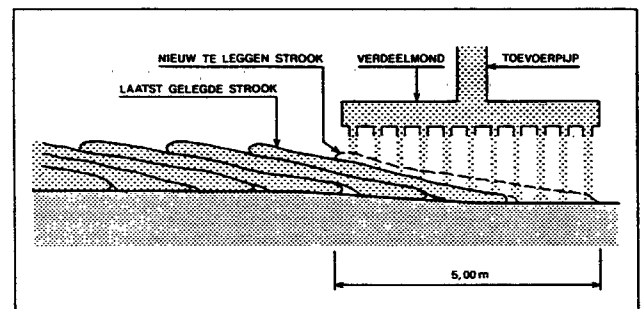
Figuur 4. Asfaltverwerkingschip "Jan Heijmans".

De Jan Heijmans produceert continu warme, vloeibare asfaltmastiek. Dit stroomt in een bijna constant debiet uit de verdeelmond die op geringe afstand boven de bodem wordt gehouden. De ver-

deelmond zorgt voor een gelijkmatige debietverdeling over 5 meter breedte, loodrecht op de bewegingsrichting van het schip.

Het schip beweegt gelijkmatig voorwaarts of achterwaarts, meestal loodrecht op de as van de kering. Daardoor produceert de Jan Heijmans op continue wijze een "strook" asfaltmastiek van 5 meter breed en circa 0,08 meter of 0,10 meter dik.

Door achter elkaar meerdere stroken te produceren, steeds iets verschoven ten opzichte van elkaar in breedterichting (meestal over $\frac{1}{3} \times 5$ meter) ontstaat een "laag" van overlappende, discontinu geproduceerde stroken (zie figuur 5.)



Figuur 5. Principe van de opbouw van het asfaltmastieken stortebed.

Bij de overlapping zorgt de grote warmtecapaciteit en de vloeibaarheid van warme asfaltmastiek er in het algemeen voor, dat de mastiek van de nieuw aangebrachte strook één geheel wordt met de onderliggende mastiek, ook al is die reeds afgekoeld. Dit "versmelten" lukt niet als een laag zand het contact tussen beide stroken verhindert.

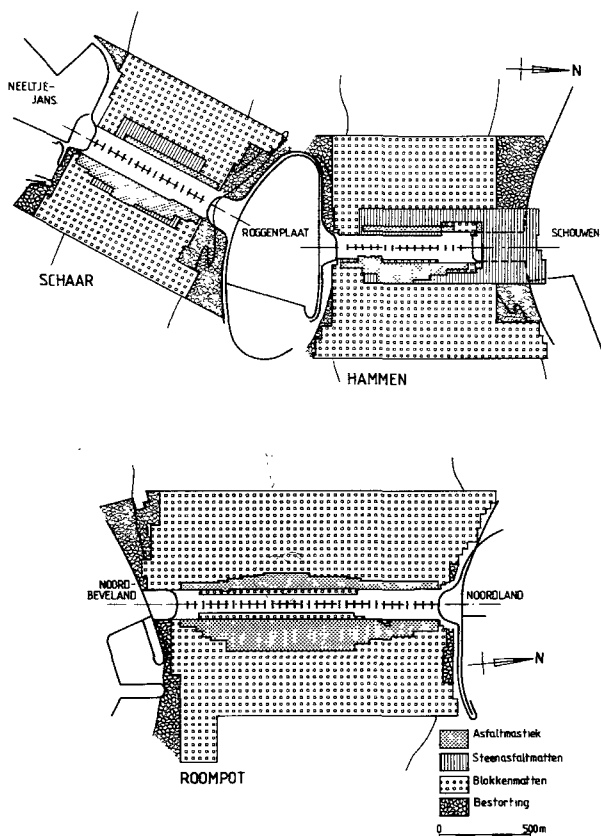
Voor alle stroomgeulen is de asfaltmastielaag aangebracht vanaf 90 m uit de as van de stormvloedkering. De lengte van het stortebed is per sluitgat weergegeven in figuur 6.

De verticale geometrie van het asfaltmastiekstortebed is vastgesteld aan de hand van een aantal faalmechanismen (zie par. 4.3.). Om aan alle ontwerpisen te kunnen voldoen, is het stortebed uitgevoerd in drie lagen van 0,10 m dik, resulterend in een verwachte dikte van 0,30m.

4.2. Keuze ontwerp

In de studieperiode en tijdens de uitwerking van het ontwerp van de stormvloedkering zijn verschillende stortebedontwerpen gepresenteerd.

Met het verschijnen van PGO-nota nummer 6 (doc. 12) nam het ontwerp van de stormvloedkering vastere vormen aan. Een kritische beschouwing van het stortebed werd hierdoor mogelijk en was ook vereist, omdat uit planningsoverwegingen met de aanleg van de stortebedden moest worden begonnen.



Figuur 6. Lengte stortebedden.

Bij de nadere beschouwing van het stortebedontwerp zijn drie principiële oplossingen vergeleken, te weten:

- geheel gesloten constructies;
- geheel open constructies;
- combinaties van beide (gerekend vanaf de drempel echter steeds het eerste deel open).

Bij de beschouwing van deze varianten bleek destijds dat de verschillende ontwerpen kwalitatief gelijkwaardig waren te achten. Ook uit oogpunt van kosten waren de verschillen niet significant. Slechts een geheel gesloten constructie bood in dit opzicht de grootste onzekerheden, omdat de omvang van het ballastgewicht ter compensatie van overdrukken onvoldoende bekend was. Uit hoofde van de planning en van het drempelontwerp waren de verschillen echter essentieel.

De variant waarbij het stortebed wordt gevormd door:

- een met steen bestorte gesloten asfaltmastieklaag op zekere afstand uit de drempel en;
- een open filterconstructie tussen het gesloten deel en de toekomstige drempel, de zogenaamde overgangsconstructie, kreeg hier de voorkeur.

Het mastiekgedeelte kon vroegtijdig worden aangelegd, zonder dat het drempelontwerp geheel was afgerond (plannings-technisch voordeel).

De open overgangsconstructie verminderde de overdrukken onder het mastiekgedeelte, kon eenvoudiger op een helling worden aangelegd (verdiepte of verhoogde aanleg van het funderingsbed) en gaf meer keuzevrijheid voor het definitieve drempelontwerp (PGO nota 7).

De conceptie en uitgangspunten van dit ontwerp zijn door de PGO goedgekeurd.

De dimensionering van de overgangsconstructie heeft plaatsgevonden in samenhang met de drempeltoplaag en is vastgelegd in de nota "Ontwerp drempel en overgangsconstructie" (doc. 8).

Uitgaande van het bovengenoemde stortebedontwerp is in de concept-stortebednota (doc. 1) nader ingegaan op de dimensionering van het gesloten deel van het stortebed. Hierin kwam vast te staan dat bij een voldoende dikke laag asfaltmastiek (ca. 0,30 m) de verzwaring met stortsteen niet nodig was en werd alleen voorzien in een overlappende overgangsbestorting met steen van de overgangsconstructie in de sortering 60-300 kg en zwaarder (afhankelijk van de locatie).

Het definitieve ontwerp wordt beschreven in de "Stand van zaken nota Bodembescherming" (doc. 4) en de "Ontwerpnota Bodembescherming, deel 2" (doc. 3).

4.3. Overzicht mogelijke faalmechanismen

In de hier volgende paragrafen worden een aantal mechanismen besproken die kunnen leiden tot lokaal falen van de bodembescherming.

Uit de functiebeschrijving (hoofdstuk 2) volgt dat de bodembescherming aan drie eisen moet voldoen om lokaal falen te voorkomen, n.l.

- voldoende zanddichtheid;
- weinig horizontaal zandtransport;
- voldoende stabiliteit.

Zanddichtheid

Van bezwijken van de bodembescherming - waarvan het stortebed deel uitmaakt - kan worden gesproken als deze op zodanige wijze zijn zanddichtheid verliest dat een gewenste bodemgeometrie niet langer is gewaarborgd.

Asfaltmastiek is per definitie daar aangebracht waar de bestaande of nog aan te leggen bodembescherming onder de plaatselijke omstandigheden in onvoldoende mate zanddicht werd geacht.

In principe wordt de begrenzing - in lengte en breedterichting - dus gevormd door de verzameling van plaatsen waar de bodembescherming niet aan de te stellen zanddichtheidseis voldoet.

Dit niet voldoen aan de zanddichtheidseis van de "conventionele" bodembescherming wordt gedefinieerd als de eerste grenstoestand. Deze grenstoestand is derhalve tevens per definitie maatgevend voor de horizontale geometrie van het stortebed (par. 4.4.1). Bij de grenstoestand kan onderscheid worden gemaakt naar:

- verticaal zandtransport door de bodembescherming en;
- horizontaal zandtransport onder de bodembescherming als gevolg van plaatselijk oplichten (klapperen).

Zanddichtheid is bij de laag asfaltmastiek geen enkel probleem. Zelfs als er hier en daar kleine gaten in de laag zouden zijn (zie par. 4.4.4) en zelfs als de onderliggende matten geen zand meer zouden tegenhouden, dan zou het verticaal zandtransport nog veel te klein zijn om "in hoog tempo" een gevaarlijke kuil te doen ontstaan.

Horizontaal zandtransport

Dit is evenmin een probleem. Weliswaar kan de laag asfaltmastiek in uitzonderlijke gevallen los komen van de ondergrond, maar de stroming onder de laag is in alle gevallen zó gering dat nauwelijks zandtransport kan plaatsvinden en zeker niet de hoeveelheid zandtransport die "in hoog tempo" een gevaarlijke kuil kan doen ontstaan".

Stabiliteit

Dit kan wel een probleem zijn, zeker gezien de hoge stroomsnelheden die verwacht moeten worden. In principe vormt de asfaltmastiek een gladde ononderbroken laag. De horizontale stroomkrachten zijn daardoor gering ondanks de hoge snelheden. Verder is de samenhang van de laag bijzonder groot. Daardoor kunnen lokale pieken in de optredende krachten de stabiliteit evenmin bedreigen.

Alleen krachten die tegelijk over een groot oppervlak optreden vormen een bedreiging voor de asfaltmastiek, mits deze inderdaad een homogene ononderbroken laag vormt.

Zo'n kracht is denkbaar in verticale richting. Doordat de asfaltmastiek waterdicht is zijn piëzometrische niveauverschillen (waterdrukverschillen) tussen onder- en bovenkant van de laag mogelijk. Als die kracht groter is dan het gewicht van de laag zal „het omhoogkomen van de gesloten laag” optreden. Dat kan tot lokaal falen leiden.

Dit tweede faalmechanisme wordt besproken in: par. 4.4.2.

Theoretisch vormt de asfaltmastiek een ononderbroken laag met een voor elke situatie bepaalde oppervlakte. De stabiliteit van de randen van het asfaltmastiekveld vereist aparte aandacht. Bij te gering gewicht en ongunstige stroomrichting kan omklappen optreden. Daar tegen is de zwaarst aangevallen rand goed beschermd door de overlappende overgangsconstructie. De buitenrand wordt beschermd tegen omklappen door middel van een overlappende bestorting met breuksteen 60-300 kg (zie par. 4.4.1)

Het falen door het omhoogkomen van de gesloten laag en het omklappen van de buitenrand zijn de enige denkbare faalmechanismen als de asfaltmastiek een homogene ononderbroken laag vormt. Maar zoals hiervoor is beschreven wordt de laag in overlappende stroken aangelegd en zal een strook niet „versmelten” met de reeds aangebrachte mastiek als een laag zand het contact verhindert. Als het gewicht van een strook onvoldoende is, kan de stroom het omklappen van een overlappende strook veroorzaken bij ongunstige stroomrichting. Nu zijn de stroken zó gelegd dat de stroomrichting in het algemeen gunstig is. Maar er zijn uitzonderingen denkbaar. Dit faalmechanisme wordt besproken in par. 4.4.3.

Het is praktisch uitgesloten elke vierkante meter van de laag asfaltmastiek effectief te inspecteren. Daarom is het niet absoluut uitgesloten dat er één of enkele gaten in de laag zijn, ondanks de grote overlappen, de sterke beheersing van het fabricageproces, de zorgvuldige uitvoering en de uitgebreide inspectie tijdens en na de uitvoering. De stroom kan via een gat piëzometrisch niveauverschillen tussen onder en boven de laag doen ontstaan, waardoor „omklappen of omhoogkomen bij een gat in de laag” kan optreden als de laag niet zwaar genoeg is. Dit faalmechanisme wordt besproken in par. 4.4.4.

Zoals bij de functiebeschrijving is aangegeven moet de constructie gedurende de levensduur van de kering de voor de vervulling van die functie essentiële eigenschappen behouden. De asfaltmastiek moet dus voldoende duurzaam zijn. Dat wordt besproken in par. 4.4.5.

4.4. Grenstoestanden

4.4.1. Zanddichtheid

De maatgevende grenstoestand, welke bepalend is voor de omvang in lengte en breedterichting van het asfaltmastiek is het bezwijken,

als gevolg van onvoldoende zanddichtheid, van de bodembescherming. In principe wordt de begrenzing van het mastiekstortebed dus gevormd door de verzameling van plaatsen, waar de bodembescherming niet aan de zanddichtheidseis voldoet. Om de mate van zanddichtheid onder de maatgevende omstandigheden te kunnen beoordelen, moet de stromingstoestand ter plaatse bekend zijn. Met andere woorden natuurrandvoorwaarden (golf, verval) en geometrie van de drempel moeten vastliggen.

Daarnaast moet van de toegepaste matten (blokkenmat met en zonder vlies; steenasfaltmat) en van de onderlinge aansluitingen, bekend zijn bij welke stromingstoestand zij hun zanddichtheid verliezen. Daar deze gegevens bij de aanvang van het stortebedontwerp onvoldoende bekend waren, moest naar een ander criterium worden omgezien. In de stortebednota (doc. 1) is vermeld, dat op basis van het verrichte onderzoek op de met staalslakken bestorte blokkenmatten zonder vlies, gesteld kan worden dat de zanddichtheid is gewaarborgd indien een voldoende hoeveelheid bestorting van staalslakken op de blokkenmat aanwezig is.

Gezien de omstandigheden dat:

- in het model geen breuksteen 60-300 kg toegepast kon worden,
- breuksteen 60-300 kg als bestorting van de bodembescherming ter plaatse voldoende zwaar werd geacht en
- de hierbij verkregen lengten van het gesloten asfaltmastiekdeel aanvaardbaar leken

werd de stabiliteit van deze steensortering als maatstaf gehanteerd voor de zanddichtheid van de matconstructie (doc. 2).

Verondersteld werd dus dat een mat binnen aanvaardbare grenzen zanddicht zal zijn, als een bestorting van 60-300 kg stabiel is. De plaats waar deze bestorting juist zijn stabiliteit verliest, kan dan als begrenzing van de asfaltmastiek dienen.

In het ontwerp van de bestortingen van de blokkenmatten en steenasfaltmatten (zie hoofdstuk 5) is voorzien in een overlappende strook stortsteen 60-300 kg op de buitenrand van de asfaltmastiek.

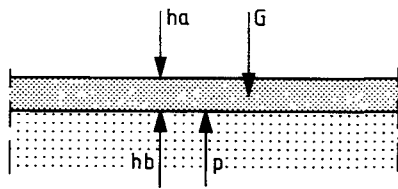
Deterministische en probabilistische berekeningen hebben aangetoond dat de benedenstroomse strook stortsteen 60-300 kg op de rand van het asfaltmastiek voldoende veiligheid tegen bezwijken heeft (par. 4.5.2).

4.4.2 Omhoogkomen van de gesloten laag (figuur 7)

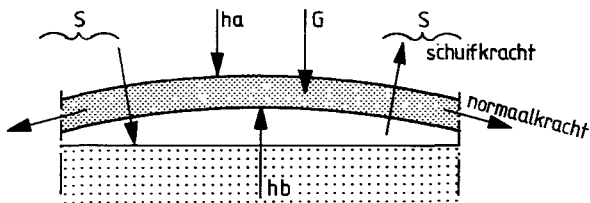
De maatgevende grenstoestand, welke als bepalend wordt gesteld voor de dikte van het asfaltmastiek, is het zodanig oplichten en daaropvolgend bezwijken van het mastiek, dat deze lokaal verdwijnt. De stroom zal dan vermoedelijk de onderliggende mattenconstructie doen verdwijnen zodat een ontgrondingskuil kan ontstaan van dusdanige afmetingen dat een zettingsvloeiing zeer waarschijnlijk is. Dicht bij de kering (90 m à 270 m) is de kans erg groot dat die zettingsvloeiing de fundering bereikt.

De laag asfaltmastiek komt omhoog zodra het piëzometrisch niveau direct onder de laag (h_b), groter dreigt te worden dan de som van het onderwatergewicht van de mastiek (G) en het piëzometrisch niveau direct boven de laag (h_a). Het omhoogkomen wordt beperkt door twee fenomenen, enerzijds de beperkte snelheid waarmee grondwater kan toestromen naar de holte („bel”) onder het mastiek, anderzijds de stijfheid van de mastiek.

De stijfheid is tijdsafhankelijk door het visco-elastisch gedrag van asfaltmastiek. Dus beide fenomenen beperken niet het omhoogkomen op de lange duur, maar wel de snelheid ervan. De snelheid is zeer laag. Daardoor speelt massastraagheid geen rol en is de invloed van turbulente fluctuaties en golven zeer gering.



SITUATIE IN RUST



SITUATIE OPGETILD

Figuur 7. Omhoogkomen van de gesloten iaag.

De tijdsduur van de belasting, die zorgt voor het omhoogkomen van de asfaltmastic is niet groot genoeg om een groot volume van de waterbel onder de asfaltmasticlaag te doen ontstaan. De stijfheid zorgt er vooral voor, dat de hoogte van de bel klein blijft ten opzichte van de breedte.

Voor het ontwerp geldt dat lokaal omhoogkomen van de mastic bij weigerende schuif en gesloten kering tijdens ontwerpcondities toelaatbaar is. Als faalgrens wordt een belhoogte aangehouden van 1 m (0,5 m à 2 m)

De volgende omstandigheden kunnen leiden tot het omhoogkomen van een deel van het asfaltmasticveld.

- verval over de kering zorgend voor een piëzometrisch niveau dat ter plaatse van het asfaltmasticveld lager is dan aan de andere zijde van de kering;
- golven of stroming over de bodem zorgend voor een piëzometrisch niveau dat midden in het veld lager is dan aan de randen. Het laatste kan gebeuren bij weigerende schuif of open kering. Er is dan ook een verval over de kering.

ad a. Bij een verval over de *gesloten kering* ontstaan als gevolg van de grondwaterstroming liftkrachten onder de dichte masticlaag. De grootte van deze opwaartse druk wordt hoofdzakelijk bepaald door:

- de lengte/breedte van het storbed;
- de samenstelling van de ondergrond;
- de grootte van het verval.

Met behulp van een electrisch analogon-model is voor verschillende situaties het grondwater stroombeeld bestudeerd. Maatgevend voor de grootte van de overdruk is een watervoerend pakket met een diepte van 50 m. Deze komt plaatselijk voor aan de O.S.-zijde van de Hammen en de Roompot.

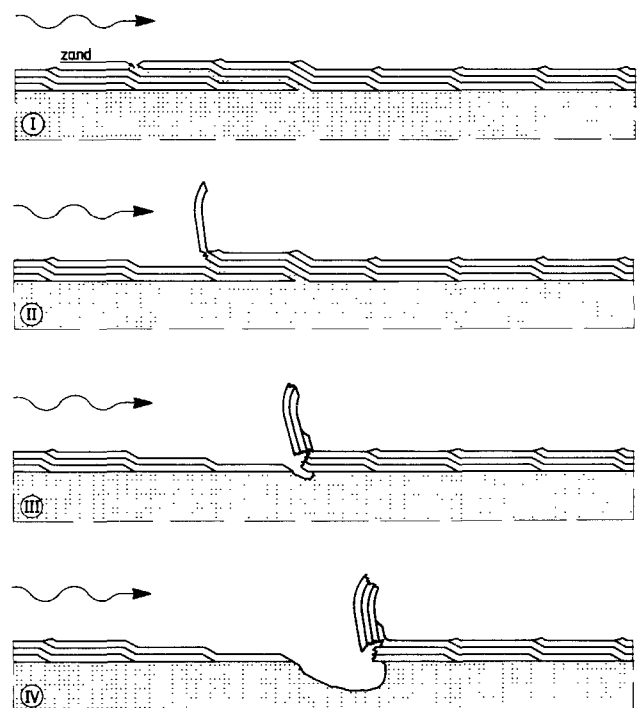
Voor de situatie gesloten kering geldt een ontwerpverval ten aanzien van begin van bewegen en falen (belhoogte 1 m) van 4,90 m respectievelijk 5,30 m.

ad b. Als gevolg van een verval over de kering bij een *weigerende schuif* kan door kromming van de stroomlijnen een overdruk onder de masticlaag ontstaan. Maatgevend voor het omhoogkomen van de mastic is het verschil in piëzometrisch niveau ter plaatse van een convexe knik en het piëzometrisch niveau aan de buitenrand van het mastic. Met behulp van gemeten snelheidsverticalen zijn de drukvariaties berekend, die bij weigerende schuif ter plaatse van een knik in de bodem worden geïnitieerd. Voldoende veiligheid ten aanzien van de toestand begin van bewegen wordt verkregen bij de gerealiseerde geometrie van het storbed (ontwerpverval 4,15 m (vloed) en 2,35 m (eb)).

Overdruk ter plaatse van een convexe knik in de bodem van het storbed kan ontstaan als gevolg van een verval over de *open kering*. Ten aanzien van de grenstoestand begin van bewegen zijn de toelaatbare vervallen groter dan 1,90 m (eb) en groter dan 2,5 m (vloed).

4.4.3 Omklappen van een overlappende strook (figuur 8)

Tussen het aanbrengen van twee aangrenzende stroken kan zand sedimenteren op de eerst aangebrachte strook. De tweede strook hecht dan niet meer op de strook eronder. Er ontstaat een losliggende rand, die bij dwarsstroom kan omklappen. Na het omklappen ontstaat een spleet in het asfaltmasticveld met twee nieuwe voor omklappen gevoelige randen. Er is dus gevaar voor een doorgaand proces van omklappen.



Figuur 8. Opklappen van de overlappende strook.

Als de omgeklapte rand vast blijft zitten, ontstaat een dikkere laag, die minder gevoelig is voor omklappen. Voor het ontstaan van een ontgrondingskuil waarin een zettingvloeiing of afschuiving kan plaatsvinden, is de derde en vierde fase van het omklappen vereist. In (doc. 11) zijn de locaties geïnventariseerd waarbij een zandinsluiting is geconstateerd.

Het opklapproces is uitgebreid onderzocht met proeven in de goot in Lith en de Tussenpadgoot. De kritieke stroomsnelheid voor de derde en vierde fase is moeilijk kwantificeerbaar. Daarom wordt voor de sterkte de kritische waarde voor de eerste fase (grenstoestand "begin van bewegen") aangehouden.

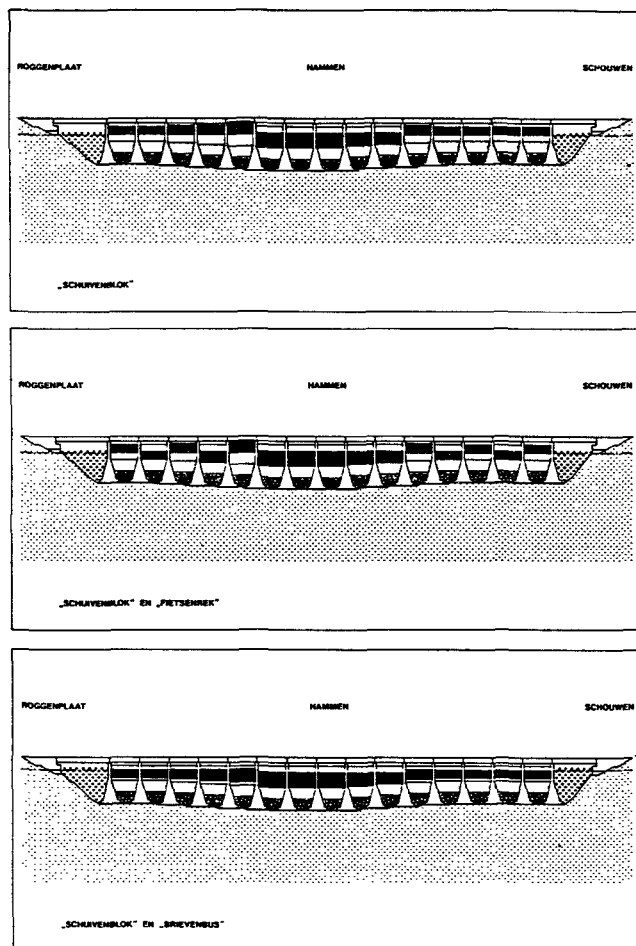
Bij de bepaling van de sterkte wordt er vanuit gegaan dat een strook over niet meer dan 10 m aaneengesloten los ligt.

Uit onderzoek naar de stabiliteit van een gatrand in de Tussenpadgoot (doc. 13) kan afgeleid worden dat een rand van 10 cm dikte over een lengte van 10 m bij loodrechte aanstroming niet eerder instabiel wordt dan bij een gemiddelde stroomsnelheid van 3,5 m/s (op 1,5 m van de bodem). Bij scheve aanstroming neemt de kritieke stroomsnelheid toe met een factor $1/\sin x$, waarin x de aanstroomhoek is.

Omkappen van een losliggende strook kan optreden in de situaties weigerende schuif, open kering en bij diverse gesloten schuivenconfiguraties.

In de situatie *weigerende schuif* zijn de oeverlocaties maatgevend. Daar heeft de hoofdstroom de grootste stroomsnelheid en treden de grootste aanstroomhoeken op. Echter in verband met de gunstige legrichting van de stroken (van de oever naar het midden toe) vindt aanstroming slechts plaats door de opgewekte neer. De veiligheid ten aanzien van de grenstoestand begin van bewegen is voldoende.

Bij *open kering* en bij alternatieve configuraties van open en gesloten schuiven zoals aangegeven in figuur 9 geldt een toelaatbaar verval



Figuur 9. Alternatieve configuratie van open en gesloten schuiven.

in de eb- en vloed situatie van 2,20 m. Dit verval is hoger dan de toelaatbare vervallen voor drempel en overgangsconstructie, m.a.w. de stabiliteit van drempel en overgangsconstructie is maatgevend.

4.4.4. Omklappen of omhoogkomen bij een gat

Als gevolg van afwijkingen in de gesloten laag kunnen gaten ontstaan. Bij de mogelijke afwijkingen kan men onderscheid maken tussen die welke zijn ontstaan tijdens de fabricage van de asfaltmastiestroken en die welke daarna zijn ontstaan.

Bij de eerste categorie afwijkingen kan het gaan om gebreken aan de geproduceerde strook (geen homogeen materiaal, spleten, grote dikteverschillen), om afwijkingen van de plaats van de aangebrachte strook.

Een gat kan dan ook ontstaan door de "afwezigheid" van een of meer stroken als gevolg van productiegebreken, maar ook door het op een verkeerde plaats aanbrengen van een of meer stroken. Gezien de grote overlappen zal in het algemeen een (zeldzame) combinatie van beide oorzaken nodig zijn om een gat te doen ontstaan. Uit analyse van het productieproces volgt dat voor het gehele stortebed de kans op een klein gat (breedte maximaal 5 m) kleiner is dan 10^{-2} . De kans op de aanwezigheid van grotere gaten is verwaarloosbaar klein.

De veiligheid met betrekking tot een gat dat is ontstaan als gevolg van productiegebreken is onder alle hydraulische omstandigheden ruim voldoende.

Uit de later ontstane afwijkingen gaat het om door menselijke activiteiten veroorzaakte mechanische beschadigingen. Met name doorgaande scheuren loodrecht op de stromingsrichting, ontstaan door bijvoorbeeld ankerdraden zijn gevaarlijk. Met een visuele inspectie moeten deze scheuren worden gedetecteerd en gerepareerd.

Uit inspectie met onderwatercamera's, sonar en lodingen is gebleken dat zich tijdens de bouw fase van de Stormvloedkering een aantal schadegevallen hebben voorgedaan. Als meest waarschijnlijke oorzaak kunnen de ankerdraden en/of ankerkettingen (peuren) genoemd worden, die naarmate ze langere tijd op het mastiek rusten, in de mastiek wegzakken. Het trekken aan de ankers kan gaten/scheuren in de mastiek veroorzaken.

Schade aan de asfaltmastielaag zal in eerste instantie uitspoeling van de laag zand tussen mastiek en onderliggende mat veroorzaken. Is de onderliggende mat beschadigd dan treedt erosie van de ondergrond op.

Afhankelijk van de omvang van de schade kan de erosiesnelheid beperkt tot zeer groot zijn. In principe kan de erosiesnelheid bij dagelijkse omstandigheden zo groot zijn dat snel een gevaarlijke situatie ontstaat (afschuiving en/of zettingvloeiing).

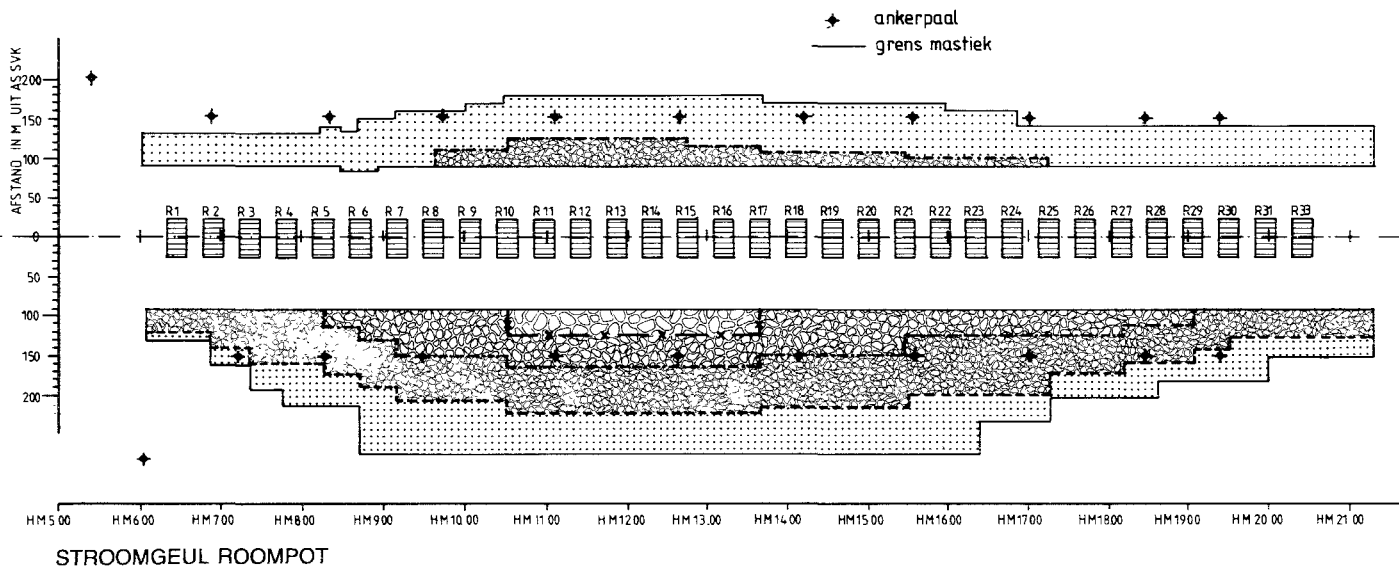
Grote gaten (groter dan 5 m) dienen dan ook vóór het ingaan van de beheersfase opgespoord en gerepareerd te worden.

Mechanische schade tijdens de beheersfase dient voorkomen te worden.

Bij gaten met een maximale afmeting van 2,5 m, waarbij de onderliggende mat onvoldoende zanddicht is, kan ontgronding optreden met een maximale diepte van 5 à 7 m. De gevolgschade is beperkt en detecteerbaar. Uit modelonderzoek in de Tussenpadgoot is afgeleid dat de kritieke stroomsnelheid voor de stabiliteit van 30 cm dikke mastiek met een gat van 5 m gelijk is aan 6 m/s (doc. 3 en 13).

Omkappen of omhoogkomen van de mastiek bij een gat van 5 m kan optreden in de situaties weigerende schuif, open kering en bij diverse configuraties met gedeeltelijk of afwisselend gesloten schuiven.

Stabiliteitsgrens	+++++	- x - x -	- - - - -	- - - - -
stortsteen	3000-6000 kg	1000-3000 kg	300-1000kg	60-300 kg
schade criterium (aantal stenen/s strook)	25	50	100	200
ΔD steen	2,18m	1,41m	0,96 m	0,64 m



STROOMGEUL ROOMPOT

Figuur 10. Stabiliteitsgrenzen reparatiebestorting. (Roompot)

In de situatie *weigerende schuif* bestaat ter plaatse van locaties aan Oosterscheldezijde met dorpelniveau N.A.P. -4,5 tot -8,5 m onvoldoende veiligheid ten aanzien van de grenstoestand begin van bewegen.
 Het ontwerp vloed-verval bedraagt hier 1,5 m (dorpelniveau -4,5 tot -6,5 m) respectievelijk 3,75 m (dorpelniveau -7,5 en -8,5 m). De overige locaties zijn voldoende veilig.
 In de situatie *open kering* en bij *open/gesloten schuiven* configuraties geldt een toelaatbaar verval van 2,5 m. (Deze grenstoestand is niet maatgevend).

4.4.5. Duurzaamheid

In het algemeen kan worden gesteld dat door de overvulling met bitumen de mastieklag niet goed toegankelijk is voor externe invloeden, zodat deze vrij duurzaam is.
 Het is desalniettemin raadzaam om periodiek (iedere 5 jr) de kwaliteit van het asfaltmastiek te bestuderen. Men kan denken aan het nemen van testen van boorkernen. Daarbij dient men te letten op de volgende eigenschappen, welke essentieel zijn voor het goed functioneren van het stortbed:

- De asfaltmastiek moet een homogeen goed aaneengesloten laag blijven vormen: geen brokken, spleten, geen (grote) variatie in sterkte-eigenschappen binnen de laag;
- De viscositeit van het overgrote deel van de laag moet circa $3 \cdot 10^9$ Pa.s ($3 \cdot 10^8$ Pa.s à $3 \cdot 10^9$ Pa.s) blijven bedragen;
- De laagdikte moet, gemiddeld over 10 x 10 m 30 cm (22 cm à 40 cm) blijven.

4.5. Reparatie van schade

4.5.1. Algemeen

Het stortbed bestaat uit een zanddichte matconstructie (blokkenmat/ Roompot of steenasfaltmat Hammen/Schaar) die afgedekt is met een asfaltmastieklag.

Van schade wordt gesproken wanneer door wat voor oorzaak dan ook, de mastieklag (en eventueel de onderliggende mat) plaatselijk ontbreekt.

Reparatie van schade aan het asfaltmastiekstortbed kan geschieden door middel van het aanbrengen van een granulaar filter.
 Reparatie van kleine gaten (kleiner dan rond 2,5 m) kan in principe eveneens geschieden door middel van een granulaar filter.
 Met de steenstort is het aanbrengen van een kleiner stortveld dan 10 x 4 m praktisch niet mogelijk, zodat een dergelijk (klein) gat een relatief grote reparatie inhoudt. In dat geval kan overwogen worden het gat uit te vullen met asfaltmastiek of gepenetreerde stortsteen. Maatgevend voor de stabiliteit van de toplaag en het filtermateriaal is de weigerende schuif situatie.

Opgemerkt kan worden dat het storten van stenen, zwaarder dan 1000 kg, op het kale mastiek *niet* toegestaan is. In dat geval dient een tussenlaag toegepast te worden.

4.5.2. Toplaagbestorting

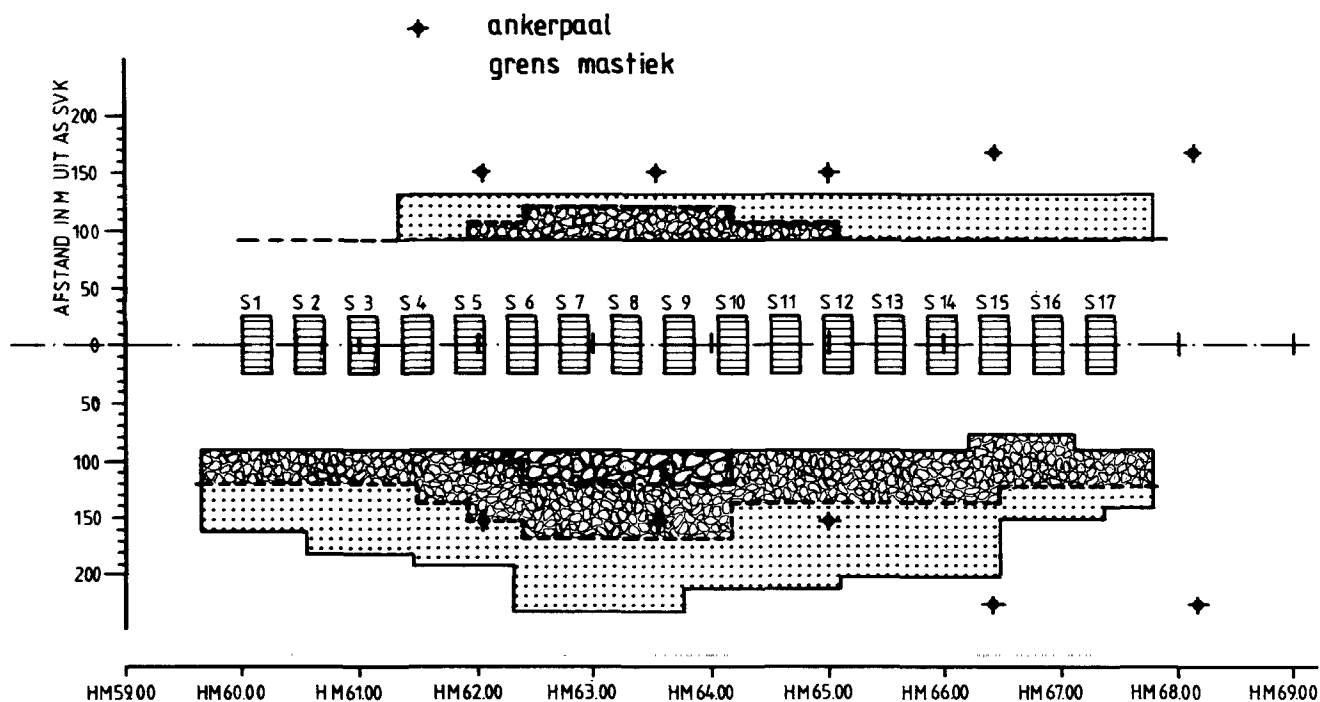
In het algemeen dient men voor de reparatie van het mastiekstortbed een toplaagbestorting toe te passen welke qua gradering ligt tussen die van de overgangconstructie en die van de stortsteen op de benedenstreamse rand van het mastiek. Dit houdt in dat de volgende sorteringen geschikt zijn voor de toplaag:

- Oosterscheldezijde : 3-6 ton, 1-3 ton, 300-1000 kg, 60-300 kg
- Zeezijde : 1-3 ton, 300-1000 kg, 60-300 kg.

Welke gradering men kan toepassen op een bepaalde locatie hangt af van de stabiliteitsgrens van de desbetreffende steen.
 Voor de bepaling van de stabiliteitsgrens van de toplaagbestorting is gebruik gemaakt van modelonderzoek naar de stabiliteit van stortsteen bij weigerende schuif (M1001 en Pentagoot) (doc. 15)

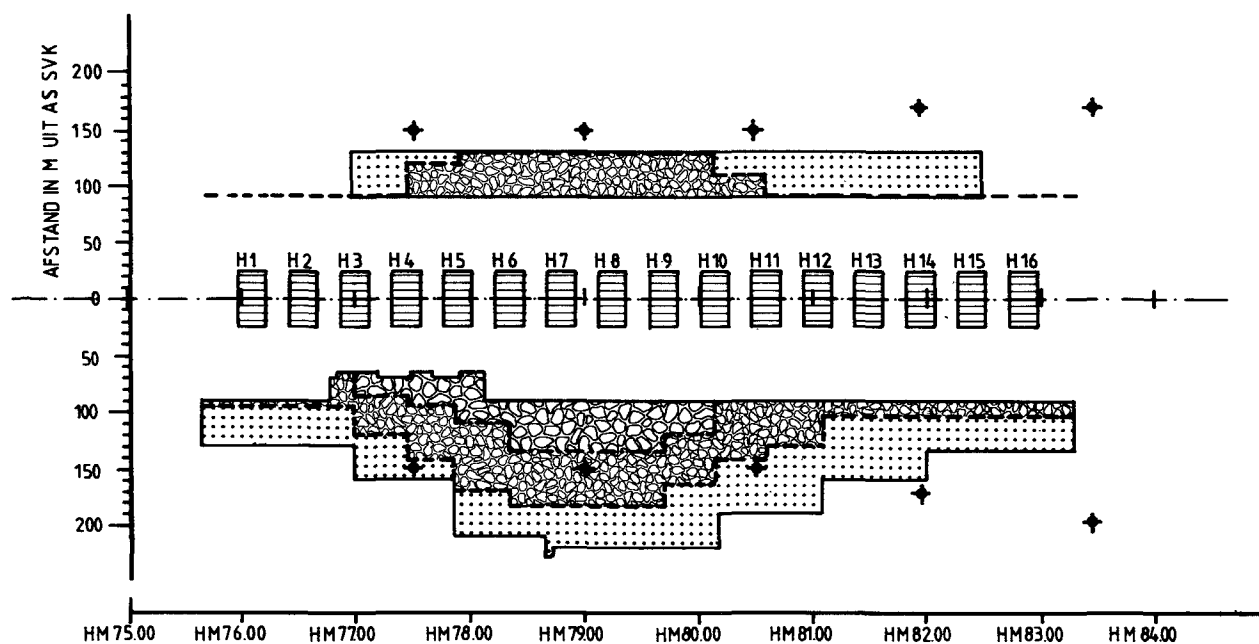
Voor de reparatie van het mastiek wordt uitgegaan van schadeconcentratie 0,5, dat wil zeggen 200, 100 en 50 verplaatste stenen van respectievelijk 60-300 kg, 300-1000 kg en 1-3 ton per vak van 15 x 45 m² bij een verval van 7,0 meter (vloed) en 4,0 meter (eb).

Stabiliteitsgrens	- x - x -	-----	-----
stortsteen	1000-3000 kg	300-1000 kg	60-300 kg
schade criterium (aantal stenen/strook)	50	100	200
ΔD steen	1,41 m	0,96 m	0,64 m



STROOMGEUL SCHAAR VAN ROGGENPLAAT

Figuur 11. Stabiliteitsgrenzen reparatiebestorting Schaar van Roggenplaat.



STROOMGEUL HAMMEN

Figuur 12. Stabiliteitsgrenzen reparatiebestorting Hammen.

Dit criterium komt neer op het plaatselijk verdwijnen van één laag steen en is consistent met het schadecriterium van de overgangsconstructie (zie ook Doc. 9)

De stabiliteitsgrenzen voor de toplaag van een reparatiebestorting op het asfaltmestiek zijn voor de verschillende stroomgeulen weergegeven in de figuren 10, 11 en 12. De aangegeven grenzen gelden voor een bestorting op het (gladde) mestiek. Indien de grenzen toegepast worden voor locaties waar de stroomsnelheidsverticaal zich niet (volledig) aangepast heeft aan de gladde bodem, b.v. op korte afstand (10 à 15 m) benedenstrooms van een stortveld wordt in meer of mindere mate overgedimensioneerd.

De gepresenteerde stabiliteitsgrenzen gelden voor een bestorting zoals weergegeven in de tabel van figuur 10 en 11.

In principe kan volstaan worden met een minimale laagdikte van $1,5 \times D_n$ (zie Doc. 15). D_n = nominale diameter steen. De vereiste laagdikte en bestortingshoeveelheid voor de toplaagbestorting wordt weergegeven in tabel 3.

Voor de situatie open kering en bij gesloten schuiven situaties is voor de toplaag van de reparatiebestorting de stabiliteit van de overgangsconstructie maatgevend.

4.5.3. Filteropbouw bestorting

De stortebedconstructie, bestaande uit matten + asfaltmestieklaag, heeft als functie het beschermen van de bodem tegen overmatige erosie.

steensoort	γ	D_n	ΔD	min. laagdikte	min. bestortingshoeveelheid
	(kg/m ³)	(m)	(m)	(m)	(kg/m ²)
60-300 kg	2750	0,38	0,64	0,60	990
300-1000 kg	2700	0,59	0,96	0,90	1460
1-3 ton	2750	0,84	1,41	1,25	2065
3-6 ton	3000	1,13	2,18	1,70	3060

Tabel 3. Eisen toplaagbestorting stortebed

In de zanddichtheidsfunctie wordt in de eerste plaats voorzien door het zanddichte geotextiel van de onderliggende blokkenmat of steenasfaltmat. Indien een beschadiging van het asfaltmestiek zich uitstrekt tot de onderliggende mat (gaten/scheuren in mat, of mat geheel verdwenen), dient de functie van de mat geheel overgenomen te worden door het granulaire filter.

Bij een onbeschadigde mat mag, hoewel de levensduur van het geotextiel niet gegarandeerd is (zie ontwerpnota bodembescherming, Doc. 2) bij niet te steile hellingen (kleiner dan 1:5) en een gelijkmatige ballast aangenomen worden dat de zanddichtheid voldoende gewaarborgd is.

De opbouw van de filterconstructie hangt af van de aard van de schade aan het stortebed, en de gradering van het materiaal van de toplaag.

De minimaal en gemiddeld aan te brengen laagdikten en bestortingshoeveelheden van het filtermateriaal zijn weergegeven in tabel 4.

Steen	Laagdikte		Bestortingshoeveelheid	
	min.	gemiddeld	min.	gemiddeld
grind 0-32 mm				
fosfor	0,25 m	0,50 m	420 kg/m ²	825 kg/m ²
40-250 mm	0,25 m	0,25 m	420 kg/m ²	420 kg/m ²
10- 60 kg	0,25 m	0,35 m	400 kg/m ²	560 kg/m ²

Tabel 4.

De in deze tabel genoemde waarden gelden voor bestorten door steenstorters.

Indien de bestorting uitgevoerd wordt achter gesloten schuiven, dan kan de vereiste gemiddelde hoeveelheid fosforlakken 420 kg/m² zijn.

Ten aanzien van de filterconstructie wordt het volgende onderscheid gemaakt:

- onderliggende mat beschadigd of afwezig (onbeschermde bodem);
- onderliggende mat onbeschadigd (beschermde bodem);
- gebied rond de ankerpalen.

Een beschadigde mat wordt geacht dusdanig aangetast te zijn (gaten, scheuren) dat een voldoende zanddichtheid niet langer gewaarborgd is.

Een stuk kaa! doek kan in die zin als onbeschadigd opgevat worden indien een gelijkmatige ballast mogelijk is.

Filter bij beschadigde mat

Voor de verschillende toplagen is de filteropbouw in tabel 5 weergegeven.

Uit de tabel volgt dat voor toplagen zwaarder dan 60-300 kg het filter geometrisch vrijwel ondoorlatend is ($D_{50f}/D_{50b} \leq 10$) *

De filterconstructie fosforsteen 60-300 kg heeft een i_{cr} van 18%, resulterend in een veiligheidsfactor van 1,8. Het kritieke verhang voor het scheidingsvlak zand-fosfor is minimaal 17%

De vereiste bestortingshoeveelheid van het filtermateriaal is weergegeven in tabel 5.

* f = filtermateriaal b = basismateriaal.

Filter bij onbeschadigde mat

Voor de verschillende toplagen is de filteropbouw in tabel 6 weergegeven.

Van een beschermde bodem is sprake indien het onderliggende geotextiel de zanddichtheidsfunctie kan blijven vervullen. In dat geval is als filterlaag een bestorting basalt 40-250 mm ($D_{50} = 0,125$) voldoende.

De basaltlaag afgedekt met een stabiele toplaag vormt een drie-lagen systeem, waarvoor de kritieke stroomsnelheid gelijk is aan 5,4 m/s. Deze stroomsnelheid wordt hoogstens enkele malen gedurende de levensduur van de kering bereikt of overschreden (weigerende schuif met 7 meter verval en 1x per 10 à 100 jaar bij open kering).

laag		D ₅₀	D _{50f} /D _{50b}
fosfor		0,035 m	
steen 60-300	kg	0,38 m	10,9

laag		D ₅₀	D _{50f} /D _{50b}
fosfor		0,035 m	
steen 10-60	kg	0,23 m	6,6
of steen 40-250	mm	0,12 m	3,4
steen 300-1000	kg	0,59 m	2,4 à 4,9

fosfor		0,035 m	
steen 10-60	kg	0,23 m	6,6
of steen 40-250	mm	0,12 m	3,4
steen 1-3	ton	0,84 m	3,7 à 7,0

fosfor		0,035 m	
steen 10-60	kg	0,23 m	6,6
steen 3-6	ton	1,13 m	4,9

Tabel 5. Filteropbouw bij beschadigde mat.

laag		D ₅₀	D _{50f} /D _{50b}
fosfor of steen 40-250	mm	0,035 m 0,12 m	
steen 60-300	kg	0,38 m	3,2 à 10,9

laag		D ₅₀	D _{50f} /D _{50b}
steen 40-250	mm	0,12 m	

steen 40-250	mm	0,12 m	
steen 1-3	ton	0,84 m	7,0

fosfor of steen 40-250	mm	0,035 m 0,12 m	
steen 10-60	kg	0,23 m	1,9 à 6,6
steen 3-6	ton	1,13 m	4,9

Tabel 6. Filteropbouw bij onbeschadigde mat.

Bij een toplaag van 60-300 kg of 3-6 ton kan als alternatief voor basalt 40-250 mm fosforslakken toegepast worden (veiligheidscoëfficiënt ten aanzien van zanddichtheid fosforslakken is minimaal 1,7).

Uit tabel 6 volgt dat voor toplagen zwaarder dan 60-300 kg het filter geometrisch vrijwel ondoorlatend is. De filterconstructie fosfor-steen 60-300 kg heeft een i_{cr} van 18%, resulterend in een veiligheidsfactor van 1,8. De vereiste bestortingshoeveelheid van het filtermateriaal is weergegeven in tabel 4.

Filter rond ankerpalen

Aan weerszijden van de kering zijn op circa 150 meter uit de as ankerpalen aangebracht. Afhankelijk van het de stroomgeul en dorpel-niveau kunnen in de situatie weigerende schuif op 150 meter van de as

stroomsnelheden tot 5 m/s voorkomen, resulterend in een verhang rond de ankerpaal van meer dan 100%. Voor de opbouw van de filterconstructie rond ankerpalen wordt een onderscheid gemaakt naar de volgende locaties:

A. Locaties waar toplaag 60-300 kg stabiel is

Deze locaties omsluiten dat deel van het mastiekstortebed waar de hydraulische belasting relatief gering is (max. 2 m/s bij weigerende schuif). De vereiste filteropbouw is weergegeven in tabel 7.

B. Resterende locaties

Deze locaties zijn aan grotere stroomaanval onderhevig (tot 5 m/s bij weigerende schuif).

Gezien het grote optredende verhang (meer dan 100%) is het praktisch niet mogelijk een voldoende zanddicht filter te ontwerpen.

De ankerpalen dienen geheel ingepakt te worden in de bestorting zodat de ankerpalen geen locale verhangen introduceren. Daartoe dient de totale stortiaag voldoende dik te zijn.

De filterconstructie dient in principe te worden opgebouwd uit fosforslakken ($D_{50} = 0,035$ m), steen 10-60 kg ($D_{50} = 0,23$ m) en een stabiele topiaag.

Grind	0 - 32 mm
Fosforslakken	$D_{50} = 0,035$ m
Steen 60-300 kg	$D_{50} = 0,38$ m

Tabel 7. Filteropbouw rond ankerpaal locaties A.

5. Blokken- en steenasfaltmatten

5.1. Algemene beschrijving ontwerp

5.1.1. Inleiding

De blokken- en steenasfaltmatten, die voor een groot deel reeds waren gelegd voordat werd besloten tot de bouw van de stormvloedkering (zie hoofdstuk 1) zijn in het hele gebied van de bodembescherming gelegd. Ze liggen vanaf 90 of 110 m uit de as van de kering (20 m overlap met overgangsconstructie) tot 550 m uit de as (schoor) of 650 m uit de as (Roompot en Hammen). Figuur 9 van hoofdstuk 4 geeft hiervan een overzicht met de verdeling tussen blokkenmatten en steenasfaltmatten.

Ter plaatse van de stortebedden zijn de matten afgedekt met een laag asfaltmestiek (hoofdstuk 4).

De lengte van de hele bodembescherming is zodanig gekozen dat de ontgrondingskuilen aan de rand geen gevaar meer kunnen opleveren voor de kering. Maatgevend hiervoor was het ontstaan van ontgrondingskuilen langs de rand met een maximale diepte van 25 m over een periode van 10 jaar.

De problematiek van deze keuze hangt ten nauwste samen met de problematiek van de beheersing van ontgrondingen langs de rand van de bodembescherming en wordt daarom verder in hoofdstuk 6 (par. 6.4.1.) behandeld.

Naast het asfaltmestiek stortebed is er een groot gebied, waar de zandtransportcapaciteit van de stroom zo groot is dat daar in hoog tempo diepe ontgrondingskuilen zouden ontstaan als niet (praktisch) alle grond werd vastgehouden. Dat grote gebied ligt nog zo dicht bij oeverdijken, damvakken en afsluitbare kering dat consoliderende maatregelen voor ontgrondingskuilen onvoldoende veiligheid zouden bieden.

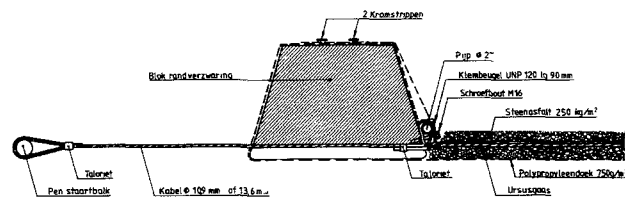
De hydraulische belastingen en de vereiste veiligheid tegen overmatige erosie nemen sterk af van de rand van het stortebed naar de rand van de bodembescherming.

Dit gebied wordt beschermd door de mattenconstructies die op de meest bedreigde plaatsen nog zijn versterkt met steenbestortingen.

5.1.2. Steenasfaltmatten

De steenasfaltmat bestaat uit een zanddicht polypropeenweefsel met daarboven als ballast 2 lagen steenasfalt met een totale dikte van 12 cm. Tussen de lagen steenasfalt is als wapening ursusgaas aangebracht en een versterking met staalkabels, nodig voor het legproces. Het gebruikte steenasfalt bestaat uit 80% kalksteenslag 20/40 mm en 20% gietasfalt. Dit mengsel is waterdoorlatend. De matten zijn elkaar overlappend gelegd in lengten van 150 tot 200 m, bij een breedte van 17 m. De kopeinden van de matten zijn verzaaid met betonblokken (zie figuur 13).

Het leggen gebeurde met de Jan Heymans in zijn uitvoering als drijvende mattenfabriek.



Figuur 13. Detail matverzwaring.

De matten zijn ontwikkeld en aangebracht voor de volledige afsluiting van de Oosterschelde (1974-1977). Gezien de beoogde tijdelijke functie, zijn er geen maatregelen genomen om de duurzaamheid van met name het polypropeenweefsel te verbeteren.

Bij een later uitgevoerd onderzoek naar de stabiliteit van de matten onder de nieuwe omstandigheden van de stormvloedkering bleek deze onvoldoende te zijn (zie par. 5.1.4).

De beperkte duurzaamheid van het filterdoek mede in aanmerking genomen, is toen besloten om deze matten, voor zover ze niet waren bedekt door het stortebed, volledig af te storten met een stroombestendige filterlaag. Deze laag is zodanig ontworpen dat de zand tegenhoudende functie van het filterdoek kan worden overgenomen. Het resultaat van deze maatregel is dat in de door de stroom aangevallen delen van de aanwezige bodembescherming, thans geen steenasfaltmatten meer aan de oppervlakte liggen.

Om deze reden wordt in het vervolg van dit hoofdstuk geen aandacht meer besteed aan de mogelijke bezwijkmechanismen van de steenasfaltmatten. Hiervoor wordt verwezen naar doc. 4.

5.1.3. Blokkenmatten

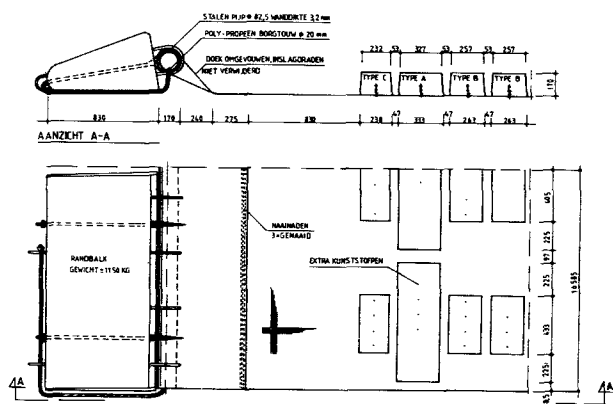
Ook de blokkenmatten zijn ontwikkeld voor de totale afsluiting van de Oosterschelde. Ze zijn gelegd van 1974 t/m 1980.

De mat bestaat uit een zwaar type polypropeenweefsel (1150 gr/m²), af dan niet voorzien van een extra zanddicht vlies, met daarop door middel van kunststof pennen bevestigde betonblokjes van 17 cm hoogte (zie figuur 14).

Ter verbetering van de hydraulische eigenschappen (o.a. om het klappen van het doek tegen te gaan) is op de mat een ballastbestorting aangebracht van 200 kg/m² staalslakken (sortering 40-160 mm). De vaste ballast heeft ten opzichte van de losse ballast op het meer traditionele zinkstuk met kunststof filters het voordeel dat eenzelfde stabiliteit bereikt wordt bij een geringere bestorting: Blokkenmat: 220 kg/m² beton + 200 kg/m² staalslakken = 0,4 ton/m².

Zinkstuk met losse ballast (60-300 kg): 1,0 ton/m² à 1,6 ton/m². Een tweede voordeel is dat de ballast beter blijft liggen op hellingen, dus vooral aan de rand waar een ontgrondingskuil ontstaat.

De matten zijn 30m breed en variërend van lengte (max. 274 m). De korte randen zijn verzaaid met randbalken.



Figuur 14. Detail zinkbalk met blokkenmat.

Behalve op enkele locaties in de Roompot zijn alle matten met de lengterichting loodrecht op de as van de kering gelegd met een overlap van ca. 3m.

Bij het eerste ontwerp van de blokkenmatten is weinig aandacht geschonken aan de levensduur van de polypropreen, waaruit het weefsel van de matten werd vervaardigd. De matten zouden immers maar voor ca. 5 jaar dienst moeten doen.

Met de verandering van de eis voor de levensduur van de matten is meer aandacht geschonken aan de bestendigheid van het gebruikte polypropreen. Dat bleek door een soort verouderingsproces niet voldoende te zijn. Door bepaalde toevoegingen aan het polypropreen kon dit proces zodanig worden vertraagd dat naar verwachting wel wordt voldaan aan de gestelde bestendigheidseis (ca. 200 jaar). Vanaf juni 1978 is doek van dit verbeterde type polypropreen in de blokkenmatten toegepast.

5.1.4. Bestorngen

In de Stand van zakennota "Ontwerp Bodembescherming" (doc. 4) werden reeds vraagtekens geplaatst bij de stabiliteit van de steenasfaltmatten en blokkenmatten in de omgeving van de stortebedden. Dit probleem is begin 1984 aan de hand van modelonderzoek nader bekeken (doc. 19). Hieruit bleek dat met name de niet verzwaarde langsranden van de matten in de omgeving van de stortebedden onder bepaalde omstandigheden konden omklappen. Ook de eerste rij happend liggende kopranden, bood in dit opzicht een vrij groot risico. Op grond van deze conclusies is besloten om alle matten in dit gebied te verzwaren met stortsteen (bestorngen).

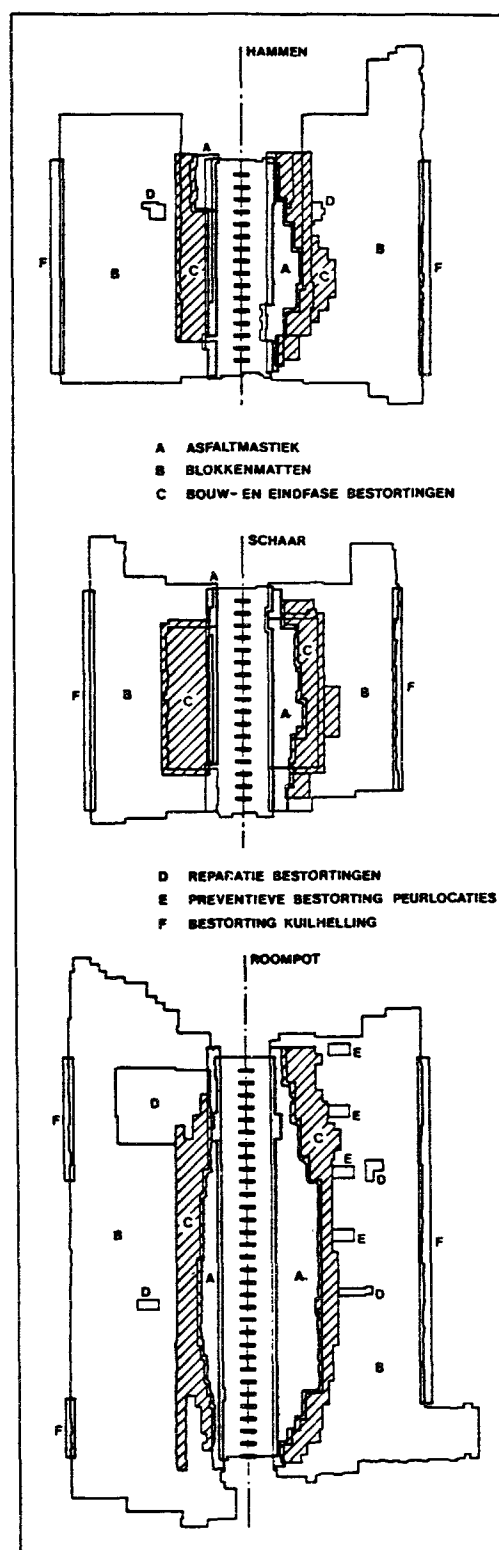
De bestorngen bestaan uit een filterlaag (fosforslakken of staalslakken, die volledig de zanddichtheidsfunctie van het toegepaste geotextiel van de mattenconstructies kan overnemen afgestort met een stroombestendige toplaag (stortsteen 10-60 kg of 60-300 kg). In par. 5.2. wordt verder op het ontwerp van deze bestorngen ingegaan. Figuur 15 geeft een overzicht van de uitgevoerde bestorngen.

5.1.5. Toelaatbare schade aan blokkenmatten buiten de bestorngen

De kans op schade, ook tijdens de bouwfase, werd tijdens de ontwerperperiode klein geacht.

De bijbehorende reparatiefilosofie was hierop afgestemd: het schadegebied afstorten met een tweelagensysteem (filterlaag + toplaag) afgestemd op de voor de betreffende locatie geldende ontwerpcriteria (zanddicht en stabiel).

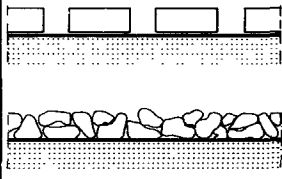

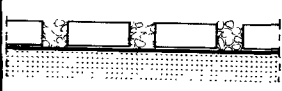

De schadeverwachting van de bodembescherming is aanzienlijk toegenomen na het constateren van een aantal schadegebieden veroorzaakt door voornamelijk factoren van mechanische aard.



Figuur 15. Overzicht bodembescherming in de stroomgeulen.

De schade bleek willekeurig verdeeld over de bodembescherming. Met behulp van modelonderzoek is de stabiliteit van de diverse schadevormen vastgesteld.

Aan de hand van stabiliteitsbeschouwingen (bij toenemende afstand uit de as neemt de benodigde sterkte af) en ontgrondingsberekeningen is buiten het gebied van de bestorting een indeling in gebieden met toenemende gevolgschade gemaakt (zie figuur 16).

Gebied	Toelaatbaar	Ontoelaatbaar
I + IIb	losse blokken of bestorting 	kaal doek gaten scheuren 
IIa	losse blokken met bestorting 	alleen blokken geen bestorting (kaal doek gaten scheuren) 

Figuur 16. Indeling gebieden met toenemende gevolgschade.

Gebied I

De ontgrondingscapaciteit is zowel bij een weigerende schuif als bij een open kering gering. Hierdoor zijn verdiepingen bijtijds te signaleren, waarna reparatie volgt. Reparatie van schade is in principe niet nodig. Voorkomen moet echter worden dat verdiepingen groter dan 5 m ontstaan. Daarom worden alleen zeer grote schades (scheuren en gaten) gerepareerd omdat deze op den duur toch tot onaanvaardbare verdiepingen leiden.

Gebied II

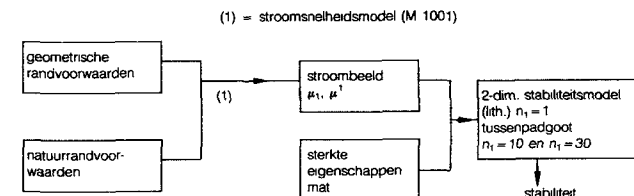
In dit gebied is de ontgrondingscapaciteit bij een volledig open kering te hoog in geval een gat in de bodembescherming ontstaat. Een beperkte mate van schade is toelaatbaar. Alle andere schade dient te worden gerepareerd.

5.1.6. Belastingen

De stabiliteit van de bodembescherming hangt af van de sterkte-eigenschappen en van de belastingen. De grootte en verdeling van de belastingen worden bepaald door de natuurrandvoorwaarden (verval, waterstand, golven) en de geometrische randvoorwaarden (bouwfasen, voltooid kering gesloten schuiven configuraties, weigerende schuif etc.).

De geometrische randvoorwaarden transformeren de natuurrandvoorwaarden in een stroombeeld, waarin in principe de belastingen op de blokkenmatten (stroomsnelheid en turbulentie op 1 m boven de bodem) bepaald kunnen worden (figuur 17).

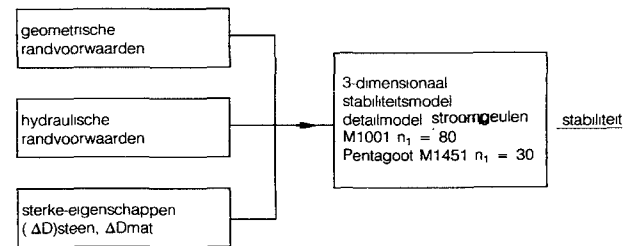
Met behulp van een geometrisch gelijkvormig model (1) kan bij een bepaald verval en geometrie op elke gewenste locatie de gemiddelde stroomsnelheid μ_1 en turbulentie μ^1 in detail (b.v. op 1 m boven de bodem μ_1) gemeten worden.



Figuur 17. Bepaling stabiliteit volgens spoor 1.

Met behulp van een 2-dimensionaal stabiliteitsmodel wordt zo goed mogelijk voor elke grenstoestand de stabiliteit als functie van stroomsnelheid en turbulentie bepaald. Vastgelegd wordt de kritieke stroomsnelheid op 1 m boven de bodem ($U_{kr,1} = \mu_1 + 0,5 \mu^1$) waarbij instabiliteit optreedt.

Gebleken is echter dat met name voor een situatie met weigerende schuif in gebieden dicht bij de kering, zowel meting van belastingen (μ_1 en μ^1) als de bepaling van de ($U_{kr,1}$) niet nauwkeurig genoeg is om een betrouwbare vaststelling van de stabiliteitsgrenzen te verkrijgen. Door nu in een 3-dimensionaal stabiliteitsmodel de sterkte-eigenschappen van de bodembescherming in te bouwen, volgt uit dit model bij een bepaalde geometrie en verval direct de stabiliteit (figuur 18).



Figuur 18. Bepaling stabiliteit volgens spoor 2.

Voor de situatie met een weigerende schuif is dit gedaan voor de stabiliteit van verschillende steensorteringen.

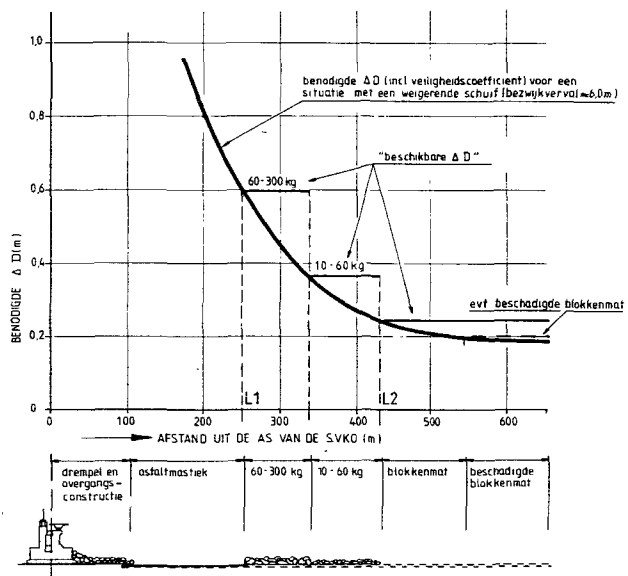
De stabiliteitsparameter voor stortsteen is ΔD . Voor de grenstoestanden van de blokkenmatten kan in het voorgaande eveneens een kenmerkende ΔD -waarde worden bepaald.

Voor een weigerende schuifsituatie ontstaat zo de 2-dimensionale model belastingfiguur volgens figuur 19. Belasting en sterkte worden nu uitgedrukt in ΔD .

5.2. Bestortingen

5.2.1. Dimensionering toplaag

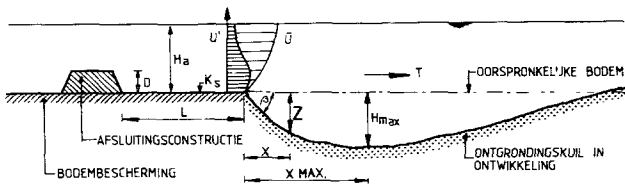
De dimensionering van de toplaag van de bestortingen is gebaseerd op een situatie met een weigerende schuif. De benodigde ΔD -waarde als functie van de afstand uit de as van de kering is uit modelproeven bepaald voor een situatie met een weigerende schuif (zie figuur 19).



Figuur 19

Op de locaties waar de ΔD -waarde van de blokkenmatten niet voldoende was (met andere woorden waar de blokkenmatten niet stabiel zouden zijn, (in figuur 19 het gebied tussen L_1 en L_2) zijn de blokkenmatten verzaaid met bestortingen (afstand $L_1 - L_2$). Vanaf de afstand L_2 is de blokkenmat met staalslakken voldoende stabiel voor een situatie met een weigerende schuif. Deze bestortingen zijn gefaseerd aangebracht.

De toelaatbare faalkans is bepaald aan de hand van analyse van vervolgebeurtenissen welke na falen van de bodembescherming leiden tot falen van de SVK als geheel (zie foutenboom I van par. 3.6.). Met name het optreden van instabiliteit van de helling β (zie figuur 20) van de ontgrondingskuil, ter plaatse van een gat in de bodembescherming na falen, is van belang.



Figuur 20. Stabiliteit ter plaatse van een ontgrondingskuil.

Voor het vaststellen van de toelaatbare faalkans aan de hand van de foutenboom is een onderscheid gemaakt in de locaties:

1. Locaties met afschuivingsgevoelige grondslag.

Een gat in de bodembescherming kan leiden tot dusdanige erosie dat één of meerdere afschuivingen optreden. Echter de inscharing is dermate gering dat de kans op ondermijning van de fundering van de SVK verwaarloosbaar is. Voor deze locaties kan ten aanzien van de stabiliteit van de bodemverdediging een veiligheidscoëfficiënt $\gamma = 1,0$ aangehouden worden.

Dus de kans van optreden is $2,5 \times 10^{-4}$ per jaar = de kans dat de grenstoestandbepalende randvoorwaarden van de kering optreden.

2. Locaties met zettingsvloeiingsgevoelige grondslag.

Een gat in de bodembescherming kan leiden tot dusdanige erosie dat zettingsvloeiing optreedt met een reëel gevaar voor ondermijning van de fundering van de SVK. De veiligheidsfactor moet hier, afhankelijk van de afstand tot de kering > 1 zijn.

Stel de kans dat de fundering bereikt wordt gelijk aan P , dan volgt uit de foutenboom in figuur 3 (blz. 187) dat de toelaatbare faalkans van de bodembescherming gelijk is aan:

$$\frac{7,5 \cdot 10^{-7}}{P} \text{ per jaar}$$

De grootte van de veiligheidsfactor wordt bepaald door de overdrachtskans P .

De kans P en daarmee de toelaatbare faalkans is afhankelijk van de afstand uit de as van de Stormvloedkering.

Tegenover de toelaatbare faalkans staat de optredende faalkans. De optredende faalkans is het berekende product van de kans op instabiliteit en de kans op een weigerende schuif.

De kans op instabiliteit is bepaald met behulp van probabilistische berekeningen. Hierbij is gebruik gemaakt van de uit modelonderzoek afgeleide formules ter bepaling van de stabiliteitsgrens als functie van het verval, het dorpelniveau en de stabiliteitsparameter ΔD (bekend). Voor de weigerende schuif is een kans van optreden van 10^{-2} per jaar aangehouden.

Het resultaat van de probabilistische berekeningen is per bestorting een faalkans als functie van het dorpelniveau en de afstand uit de as SVK.

In tabel 8 en 9 is voor de verschillende stroomgeulen voor de zeezijde en voor de Oosterscheldezijde van kering per dorpelniveau de stabiliteitsgrens (waarvoor geldt optredende faalkans = toelaatbare faalkans) als afstand uit de as SVK weergegeven.

In tabel 10, 11 en 12 is voor de verschillende stroomgeulen de berekende faalkans van breuksteen 60-300 kg ter plaatse van de bestorting van de asfaltmastiek weergegeven.

De faalkans van een bestorting 60-300 kg ($\rho = 2650 \text{ kg/m}^3$) is voor alle locaties aan zeezijde van de kering kleiner dan de toelaatbare kans, zodat toepassing van deze sortering voldoende veiligheid biedt. Aan de Oosterscheldezijde van de kering blijkt een lichte sortering 60-300 kg ($\rho = 2650 \text{ kg/m}^3$) te voldoen voor de volgende locaties:

Hammen	: poortje 5-6, 7-14
Schaar	: poortje 1-5, 6-9, 10-15
Roompot	: poortje 3-23, 30-32.

Voor de resterende locaties dient een zwaardere sortering te worden toegepast (60-300 kg; $\rho = 3000 \text{ kg/m}^3$). Uit de berekeningen volgt dat de optredende faalkans van bovengenoemde zware sortering voor de locaties Roompot 1-2, 25-27, 28-29 en Hammen 1-3 en 4-5 groter is dan toelaatbaar. Uit proeven in het model M1001 (M1001-22A) blijkt echter dat ter plaatse van deze locaties het schadecriterium van 50 stenen per strook niet wordt overschreden, zodat het redelijk lijkt deze afwijking toe te schrijven aan onnauwkeurigheid van het rekenmodel.

5.2.2. Ontwerp filterconstructie

In de zanddichtheidsfunctie van de constructie wordt in de eerste plaats voorzien door het zanddichte geotextiel van de blokkenmatten en steenasfaltmatten. Daar echter de levensduur van deze geotextielen op het moment van bestorten niet gegarandeerd kon worden, werden de matten afgestort met een zanddichte filterlaag en een stroombestendige toplaag.

Teneinde een goede filterwerking te kunnen garanderen werden de volgende eisen gesteld aan de filterlaag:

1. waterdoorlatend,
2. intern stabiel: de verhouding tussen de korrels met de grootste en de kleinste diameter van het filter moet aan bepaalde eisen voldoen,
3. de korrelgrootte van het basismateriaal (zand) en het filtermateriaal is aan een bepaalde verhouding gebonden.

Een filter is geometrisch ondoorlatend indien geldt:

$$D_{50f} \leq 3 \text{ à } 5 D_{50b}$$

f = filtermateriaal

b = basismateriaal.

Voor geometrisch niet ondoorlatende filters geldt, dat bij een kritiek verhang (ter plaatse van het scheidingsvlak van beide materialen) transport van basismateriaal op begint te treden.

A. Steenasfaltmatten

Een bestorte steenasfaltmat heeft de volgende opbouw: (zie figuur 21)

breuksteen 60-300 kg ($D_{50} = 0,49 \text{ m}$)

staalslakken of breuksteen 40-160 mm ($D_{50} = 0,08 \text{ m}$ gem. 30 cm)

steenasfaltmat (kalksteen) ($D_{50} = 0,03 \text{ m}$ dik 12 cm)

O.S. zand ($D_{50} = 200 \mu\text{m}$).

Bij het ontwerp van deze opbouw is de filosofie gehanteerd dat van de steenasfaltmatten alléén de kalksteen nog functioneel is, met de eventuele effecten van het geotextiel en het asfalt is geen rekening gehouden.

ROOMPOT

poortje	dorpel- hoogte	stabiliteitsgrens (m uit de as van de kering)			
		Oosterscheldezijde		Zeezijde	
		$\Delta D = 0,23$ m blokkenmat	$\Delta D = 0,35$ m 10-60 kg	$\Delta D = 0,23$ m blokkenmat	$\Delta D = 0,35$ m 10-60 kg
1- 2	4.5-	215	185	145	105
2- 3	5.5-	245	210	170	120
3- 5	6.5-	270	225	195	135
5- 6	7.5-	295	250	215	150
6- 7	8.5-	285	230	210	150
7-10	9.5-	310	250	230	165
10-17	10.5-	330	270	255	185
17-25	9.5-	310	250	230	165
25-27	8.5-	320	270	230	165
27-29	7.5-	295	250	215	150
29-30	6.5-	270	225	195	135
30-31	5.5-	245	210	170	120
31-32	4.5-	215	185	145	105

SCHAAR

poortje	dorpel- hoogte	stabiliteitsgrens (m uit de as van de kering)			
		Oosterscheldezijde		Zeezijde	
		$\Delta D = 0,23$ m blokkenmat	$\Delta D = 0,35$ m 10-60 kg	$\Delta D = 0,23$ m blokkenmat	$\Delta D = 0,35$ m 10-60 kg
1- 4	4.5-	240	205	145	105
4- 5	5.5-	265	225	170	120
5- 6	6.5-	295	250	195	135
6-10	7.5-	330	270	215	150
10-12	6.5-	295	250	195	135
12-13	5.4-	265	225	170	120
13-17	4.5-	240	205	145	105

HAMMEN

poortje	dorpel- hoogte	stabiliteitsgrens (m uit de as van de kering)			
		Oosterscheldezijde		Zeezijde	
		$\Delta D = 0,23$ m blokkenmat	$\Delta D = 0,35$ m 10-60 kg	$\Delta D = 0,23$ m blokkenmat	$\Delta D = 0,35$ m 10-60 kg
1- 3	4.5-	215	185	145	105
3- 4	5.5-	245	210	170	120
4- 5	6.5-	270	225	195	135
5- 6	7.5-	295	250	215	150
6- 9	8.5-	320	270	230	165
9-10	7.5-	295	250	215	150
10-11	6.5-	270	225	195	135
11-12	5.5-	245	210	170	120
12-16	4.5-	215	185	145	105

Tabel 8. Stabiliteitsgrens bodembescherming (weigerende schuif)

ROOMPOT

poortje	dorpel-niveau	bezwijkverval bodembescherming in m			
		Oosterscheldezijde		Zeezijde	
		stab.grens 10-60 kg	stab.grens blokkenmat	stab.grens 10-60 kg	stab.grens blokkenmat
1- 2	4.5-	6.5	5.8	3.3	3.2
2- 3	5.5-	6.4	5.8	3.1	3.1
3- 5	6.5-	5.9	5.6	2.9	3.1
5- 6	7.5-	5.9	5.4	2.8	2.9
6- 7	8.5-	4.2	4.2	2.4	2.4
7-10	9.5-	4.2	4.2	2.4	2.4
10-17	10.5-	4.2	4.2	2.4	2.4
17-25	9.5-	4.2	4.2	2.4	2.4
25-27	8.5-	5.8	5.3	2.7	2.7
27-29	7.5-	2.9	5.4	2.8	2.9
29-30	6.5-	5.9	5.6	2.9	3.1
30-31	5.5-	6.4	5.8	3.1	3.1
31-32	4.5-	6.5	5.8	3.3	3.2

SCHAAR

poortje	dorpel-niveau	bezwijkverval bodembescherming in m			
		Oosterscheldezijde		Zeezijde	
		stab.grens 10-60 kg	stab.grens blokkenmat	stab.grens 10-60 kg	stab.grens blokkenmat
1- 4	4.5-	5.8	5.2	3.3	3.2
4- 5	5.5-	5.4	4.9	3.1	3.1
5- 6	6.5-	5.3	4.8	2.9	3.1
6-10	7.5-	5.0	4.9	2.8	2.9
10-12	6.5-	5.3	4.8	2.9	3.1
12-13	5.5-	5.4	4.9	3.1	3.1
13-17	4.5-	5.8	5.2	3.3	3.2

HAMMEN

poortje	dorpel-niveau	bezwijkverval bodembescherming in m			
		Oosterscheldezijde		Zeezijde	
		stab.grens 10-60 kg	stab.grens blokkenmat	stab.grens 10-60 kg	stab.grens blokkenmat
1- 3	4.5-	6.5	5.8	3.3	3.2
3- 4	5.5-	6.4	5.8	3.1	3.1
4- 5	6.5-	5.9	5.6	2.9	3.1
5- 6	7.5-	5.9	5.4	2.8	2.9
6- 9	8.5-	5.8	5.3	2.7	2.7
9-10	7.5-	5.9	5.4	2.8	2.9
10-11	6.5-	5.9	5.6	2.9	3.1
11-12	5.5-	6.4	5.8	3.1	3.1
12-16	4.5-	6.5	5.8	3.3	3.2

Tabel 9. Bezwijkverval bodembescherming (weigerende schuif)

HAMMEN

Faalkans van breuksteen 60-300 kg t.p.v. grens asfaltmastiek																
Oosterschelde zijde							zeezijde									
poor- tje	dorp. niv.	grens mast.	toel. faalk.	faalkans $\rho = 2650$	bezw. verv.	faalkans $\rho = 2650$	bezw. verv.	poor- tje	dorp. niv.	grens mast.	toel. faalk.	faalkans $\rho = 2650$	bezw. verv.	faalkans $\rho = 3000$	bezw. verv.	
1-2	4.5	130	1.10^{-5}	$3.4.10^{-4}$	6.1	$1.3.10^{-4}$	6.6	1-2	4.5	110	$6.3.10^{-6}$	$3.7.10^{-11}$	6.6			
3-4	5.5	166	2.10^{-5}	7.10^{-5}	7.0	2.10^{-5}	7.7	2-3	4.5	130	1.10^{-5}	$1.3.10^{-13}$	0.1			
4-5	6.5	190	2.10^{-5}	7.10^{-4}	5.6	3.10^{-4}	6.1	3-4	5.5	130	1.10^{-5}	6.10^{-11}	6.4			
5-6	7.5	210	5.10^{-5}	$1.5.10^{-5}$	7.9	$3.8.10^{-6}$	8.6	4-5	6.5	130	1.10^{-5}	5.10^{-9}	5.3			
6-7	8.5	210	5.10^{-5}	$1.3.10^{-4}$	6.6	$4.6.10^{-5}$	7.2	5-6	7.5	130	1.10^{-5}	$1.4.10^{-8}$	4.5			
7-9	8.5	220	$5.6.10^{-5}$	$4.6.10^{-5}$	7.2	$1.3.10^{-5}$	7.9	6-9	8.5	130	1.10^{-5}	$1.9.10^{-7}$	3.8			
9-10	7.5	220	$5.6.10^{-5}$	$4.1.10^{-6}$	8.7	$1.4.10^{-6}$	9.4	9-10	7.5	130	1.10^{-5}	$1.4.10^{-8}$	4.5			
10-11	6.5	190	$3.6.10^{-5}$	$1.6.10^{-5}$	7.9	$3.8.10^{-6}$	8.6	10-11	6.5	130	1.10^{-5}	5.10^{-9}	5.3			
11-12	5.5	190	$3.6.10^{-5}$	$4.8.10^{-7}$	9.9	8.10^{-8}	10.8	11-12	5.5	130	1.10^{-5}	8.10^{-11}	6.4			
12-14	4.5	160	2.10^{-5}	$1.7.10^{-6}$	9.2	$3.4.10^{-7}$	10.0	12-16	4.5	130	1.10^{-5}	$1.4.10^{-14}$	8.1			
14-16	4.5	140	$1.3.10^{-5}$	7.10^{-5}	7.0	2.10^{-5}	7.7									

Tabel 10. Optredende en toelaatbare faalkans van stortsteen 60-300 kg ($\rho \pm 2650$ en $\rho = 3000$) t.p.v. grens asfaltmastiek bij weigerende schuif

HAMMEN

Faalkans van breuksteen 60-300 kg t.p.v. grens asfaltmastiek																
Oosterschelde zijde							zeezijde									
poor- tje	dorp. niv.	grens mast.	toel. faalk.	faalkans $\rho = 2650$	bezw. verv.	faalkans $\rho = 2650$	bezw. verv.	poor- tje	dorp. niv.	grens mast.	toel. faalk.	faalkans $\rho = 2650$	bezw. verv.	faalkans $\rho = 3000$	bezw. verv.	
1-2	4.5	160	2.10^{-5}	$1.5.10^{-5}$	6.7	$2.4.10^{-6}$	7.3	1-4	4.5	130	1.10^{-5}	$1.3.10^{-13}$	8.1			
2-4	4.5	180	3.10^{-5}	$2.3.10^{-7}$	8.5	$2.4.10^{-8}$	9.2	4-5	5.5	130	1.10^{-5}	6.10^{-11}	6.4			
4-5	5.5	190	$3.6.10^{-5}$	4.10^{-6}	7.2	7.10^{-7}	7.9	5-6	6.5	130	1.10^{-5}	5.10^{-9}	5.3			
5-6	6.5	190	$3.6.10^{-5}$	$1.4.10^{-4}$	5.7	$3.4.10^{-5}$	6.3	6-10	7.5	130	1.10^{-5}	$1.4.10^{-7}$	4.5			
6-9	7.5	230	$6.5.10^{-5}$	8.10^{-6}	6.9	$1.6.10^{-5}$	7.5	10-12	6.5	130	1.10^{-5}	5.10^{-9}	5.3			
9-10	7.5	210	5.10^{-5}	8.10^{-4}	5.7	$3.4.10^{-5}$	6.3	12-13	5.5	130	1.10^{-5}	6.10^{-11}	6.4			
10-12	6.5	210	5.10^{-5}	6.10^{-6}	7.0	$1.6.10^{-6}$	7.7	13-17	5.5	130	1.10^{-5}	$1.3.10^{-13}$	8.1			
12-13	5.5	200	$4.1.10^{-5}$	6.10^{-7}	8.0	9.10^{-8}	8.7									
13-15	4.5	200	$4.2.10^{-5}$	$2.5.10^{-9}$	10.5	$2.1.10^{-10}$	11.4									
15-17	4.5	150	$1.6.10^{-5}$	1.10^{-4}	5.9	$2.4.10^{-5}$	6.4									

Tabel 11. Optredende en toelaatbare faalkans van stortsteen 60-300 kg ($\rho = 2650$ en $\rho 3000$) t.p.v. grens asfaltmastiek bij weigerende schuif

ROOMPOT

Faalkans van breuksteen 60-300 kg t.p.v. grens asfaltmastiek															
Oosterschelde zijde								zeezijde							
poortje	dorp. niv.	grens mast.	toel. faalk.	faalkans $\rho = 2650$	bezw. verv.	faalkans $\rho = 2650$	bezw. verv.	poortje	dorp. niv.	grens mast.	toel. faalk.	faalkans $\rho = 2650$	bezw. verv.	faalkans $\rho = 3000$	bezw. verv.
1-2	4.5	130	1.10^{-5}	$3.4.10^{-4}$	6.1	$1.3.10^{-4}$	6.6	1-2	4.5	130	1.10^{-5}	$1.3.10^{-13}$	8.1		
2-3	5.5	160	2.10^{-5}	7.10^{-5}	7.0	2.10^{-5}	7.7	2-3	5.5	130	1.10^{-5}	6.10^{-11}	6.4		
3-4	6.5	190	$3.6.10^{-5}$	$1.6.10^{-6}$	7.9	$3.8.10^{-6}$	8.6	3-5	6.5	130	1.10^{-5}	5.10^{-11}	5.3		
4-5	6.5	210	5.10^{-5}	7.10^{-7}	9.6	$1.4.10^{-7}$	10.5	5-6	7.5	140	$1.3.10^{-5}$	$2.4.10^{-8}$	4.8		
5-6	7.5	210	5.10^{-4}	$1.6.10^{-5}$	7.9	$3.8.10^{-6}$	8.6	6-7	8.5	150	$1.6.10^{-5}$	8.10^{-8}	4.6		
6-7	8.5	270	1.10^{-4}	8.10^{-8}	10.9	$1.3.10^{-8}$	11.9	7-9	9.5	160	2.10^{-5}	$2.4.10^{-7}$	4.3		
7-10	9.5	270	1.10^{-4}	$1.3.10^{-6}$	9.3	$2.6.10^{-7}$	10.1	9-10	9.5	170	$2.4.10^{-5}$	6.10^{-8}	4.7		
10-17	10.5	270	1.10^{-4}	$1.6.10^{-5}$	8.0	$2.8.10^{-6}$	8.8	10-17	10.5	180	3.10^{-5}	$1.6.10^{-7}$	4.4		
17-23	9.5	270	1.10^{-4}	$1.3.10^{-6}$	9.3	$2.6.10^{-6}$	10.1	17-22	9.5	170	$2.4.10^{-5}$	6.10^{-8}	4.7		
23-25	9.5	230	$6.5.10^{-5}$	1.10^{-4}	6.8	$3.4.10^{-5}$	7.4	22-24	9.5	160	2.10^{-5}	$2.4.10^{-7}$	4.3		
25-27	8.5	200	$4.2.10^{-5}$	$3.7.10^{-4}$	6.0	$1.4.10^{-4}$	6.5	24-25	9.5	140	$1.3.10^{-5}$	$3.8.10^{-6}$	3.7		
27-28	7.5	200	$4.2.10^{-5}$	6.10^{-5}	7.2	$1.6.10^{-5}$	7.8	25-27	8.5	140	$1.3.10^{-5}$	4.10^{-7}	4.2		
28-29	7.5	180	3.10^{-5}	5.10^{-4}	5.8	2.10^{-4}	6.3	27-29	7.5	140	$1.3.10^{-5}$	$2.4.10^{-8}$	4.8		
29-30	6.5	180	3.10^{-5}	6.10^{-5}	7.1	$1.8.10^{-5}$	7.7	29-30	6.5	140	$1.3.10^{-5}$	6.10^{-10}	5.8		
30-31	5.5	180	3.10^{-5}	$2.7.10^{-7}$	8.9	6.10^{-7}	9.7	30-31	5.5	140	$1.3.10^{-5}$	6.10^{-12}	7.0		
31-DA	4.5	150	$1.6.10^{-5}$	$1.6.10^{-5}$	8.1	$2.8.10^{-6}$	8.8	31-DA	4.5	140	$1.3.10^{-5}$	$1.3.10^{-15}$	8.9		

Tabel 12. Optredende en toelaatbare faalkans van stortsteen 60 - 300 kg ($\rho = 2650$ en $\rho = 3000$) t.p.v. grens asfaltmastiek bij weigerende schuif

Sterkte filter: zand-kalksteen

Voor het scheidingsvlak Oosterschelde-zand ($D_{50b} = 200.10^{-6}$ m) - kalksteen ($D_{50f} = 0,03$ m) geldt:

$$D_{50f}/D_{50b} = 150$$

zodat sprake is van een geometrisch doorlatend filter.

Het kritieke horizontale verhang voor het grensvlak bedraagt: $i_{cr} = 6\%$ (zie figuur 22 lijn voor grensvlak wadzand-split).

Het optredende verhang bij een weigerende schuif bedraagt 3 à 4% (zie Doc. 5, hoofdstuk 9), zodat voor een goed uitgevoerde constructie een veiligheidscoëfficiënt $> 1,5$ geldt.

Sterkte filter: kalksteen - steenbestorting

Als stabiele bestorting van de steenasfaltmatten zijn, afhankelijk van de locatie, verschillende steensorteringen toegepast.

Voor het scheidingsvlak kalksteen ($D_{50b} = 0,03$ m) - growacke/basalt ($D_{50f} = 0,095$ m) geldt:

$$D_{50f}/D_{50b} = 3,2$$

zodat het filter geometrisch ondoorlatend is.

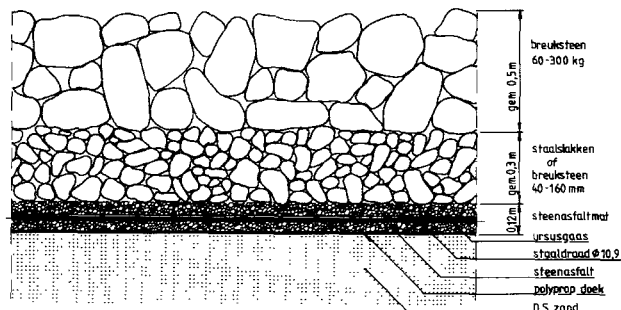
Als filterlaag tussen de zwaardere breuksteen en de steenasfaltmatten zijn staalslakken 40-160 mm toegepast. Het filter, bestaande uit kalksteen ($D_{50b} = 0,03$ m) en staalslakken ($D_{50f} = 0,05$ m) is geometrisch ondoorlatend.

Voor het scheidingsvlak staalslak-breuksteen geldt:

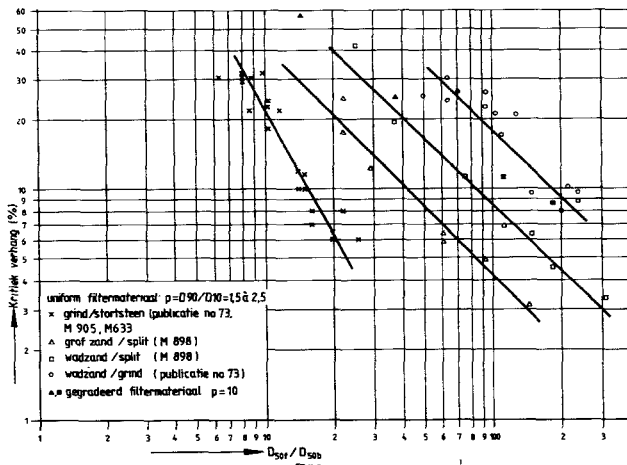
$$D_{50f}/D_{50b} = 5 \text{ à } 8,$$

zodat er sprake is van een geometrisch doorlatend filter met een kritiek verhang $i_{cr} = 35\%$ (figuur 22 lijn voor grensvlak grind-stortsteen).

Het optredend verhang bij weigerende schuif bedraagt 3 à 4%, zodat de veiligheid tegen uitspoeling van de verschillende lagen onder maatgevende omstandigheden voldoende groot is.



Figuur 21. Opbouw steenasfaltmat



Figuur 22. Kritieke horizontale verhang.

De minimale laagdikte van de filterlaag bedraagt 2 D (D = nominale steendiameter). Uit verschillende proeven is gebleken dat dit voldoende zanddicht is.

B. Blokkenmatten

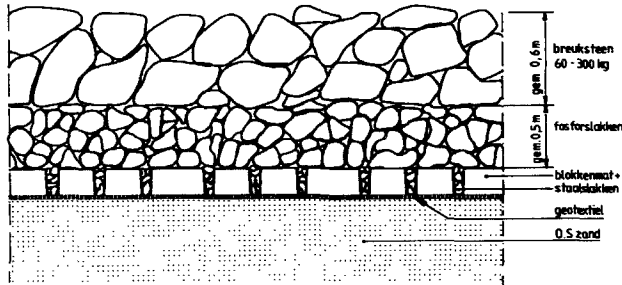
Als zanddicht granulaire filter zijn fosforslakken toegepast.

De opbouw ziet er als volgt uit: (figuur 23)

breuksteen 60-300 kg ($D_{50} = 0,40$ m)

fosfor 0,25 m ($D_{50} = 0,035$ m)

O.S.zand ($D_{50} = 200 \mu$ m).



Figuur 23. Opbouw zanddicht granulaire filter.

Filtersterkte

Voor de opeenvolgende lagen gelden bij benadering de in tabel 13 vermelde waarden. Aan de gestelde eisen met betrekking tot interne stabiliteit ($D_{60f} \leq 10d_{of}$) en waterdoorlatendheid ($d_{20f} \geq 4 \text{ à } 5 d_{20b}$) wordt ruimschoots voldaan. Wat deze aspecten betreft geeft mogelijke ontmenging en/of afwijking van de materialen geen probleem.

	kenmerkende waarden		
	grensvlak stabiliteit	Internstab. filter	waterdoorlatendheid
	D_{50f}/D_{50b}	D_{60f}/D_{10f}	D_{20f}/D_{20b}
zand-fosfor	170	2	142
fosfor-60-300 kg	11,8	1,4	13

Tabel 13. Filtersterkten

Uitgaande van de filterregels geldt:

- het scheidingsvlak zand-fosforslakken $i_{cr} = 6\%$ en,
- het scheidingsvlak fosforslakken - 60-300 kg $i_{cr} = 18\%$.

Voor een goed uitgevoerde constructie geldt dus een veiligheidscoëfficiënt, die groter of gelijk is aan 1,5.

Voor bovenstaand filter geldt:

- een filter zand-fosforslakken - 60-300 kg voldoet ruimschoots;
- een lokale laagdikte van 10 à 15 cm fosforslakken is geen probleem voor de filterstabiliteit;
- uitspoelen van de fractie < 25 mm van de fosforslakken geen probleem oplevert;
- eventueel verfijnen van de fosforslakken tot $D_{50} =$ circa 20 mm geen grote problemen geeft voor het filter.

Een uitzondering op dit alles vormt het gebied rond obstakels (zoals ankerpalen), daar ter plaatse is het optredende verhang onvoorspel-

baar, zodat hier een geometrisch ondoorlatend filter moet worden geëist.

Ook kunnen de ankerpalen volledig worden ingepakt in een steenfilter zodat het optreden van locale verhangen wordt voorkomen.

5.3. Grenstoestanden intacte blokkenmat

5.3.1. Inleiding

Een deel van de blokkenmatten welke onvoldoende stabiel zijn onder de maatgevende belastingsituaties, zijn verzwaaard met asfaltmestiek (hoofdstuk 4) en bestortingen (par. 5.2.).

Hierna wordt het overige deel van de blokkenmatconstructies behandeld. Hierbij wordt onderscheid gemaakt naar de volgende grenstoestanden:

- stabiliteit middendeel blokkenmat;
- omklappen zijranden blokkenmat;
- omklappen randbalken.

In paragraaf 5.4 wordt nader ingegaan op schade aan de blokkenmatconstructie.

5.3.2. Stabiliteit middendeel blokkenmat

Uit de studies blijkt dat, zelfs bij de matten zonder vlies, geen noemenswaardig zandverlies optreedt zolang de mat met betonblokjes en staalslakken stabiel zijn (zie doc. 14 proef T2). Als er al van enig zandverlies door de mat sprake is, dan onder zeer extreme stroomomstandigheden welke alleen bij weigerende schuif optreden.

Gedurende de levensduur van de constructie zal dat ten hoogste enige uren het geval zijn. Het zandverlies moet dan uitgedrukt worden in centimeters, terwijl tenminste meters nodig zijn om gevaarlijke omstandigheden te benaderen. Zanddichtheid is dan ook geen enkel probleem.

Horizontaal zandtransport onder de mat door, treedt ook pas op nádat de staalslakken verdwenen zijn, en dan nog alleen op kleine schaal: verplaatsingsafstand zo groot als de betonbloklengte of betonblokafstand; lokale verdieping/verondieping orde 0,1 m na orde 20 uur stromen onder extreme omstandigheden.

Dus ook horizontaal zandtransport, onder de mat door, is op zich geen probleem voordat de stabiliteit een probleem wordt (figuur 24).



Figuur 24. Horizontaal zandtransport onder de mat.

Met behulp van gootproeven is een steensortering vastgesteld met vergelijkbare stabiliteit van de blokkenmat. De stabiliteitsparameter is de D-waarde.

Voor het middedeel van de matconstructie is de stabiliteit vergelijkbaar met de stabiliteit van een bestorting met breuksteen 10-60 kg ($\Delta D = 0,35$ m). Deze waarde geldt alleen als de blokken vastzitten aan het geotextiel.

De stabiliteit van losse betonblokken bleek echter aanmerkelijk lager te liggen dan was aangenomen (vergelijkbare ΔD -waarde van 0,20 m of 0,12 m), afhankelijk van de onregelmatigheid van de bodem.

De resultaten van het onderzoek naar de stabiliteit van de beschadigde blokkenmat zijn samengevat in tabel 14.

conditie blokkenmat			kritieke stroomsnelheid op 1 m boven de bodem $u_{kr,1} = u_1 + 0,5 u_1^2$	vergelijkbare steensortering ΔD (m)
blokken	bestorting	ondergrond		
vast	40-160 mm	vlak	5,5	0,35
vast	20- 80 mm	onregelm.	5,0	0,30
vast	geen	onregelm.	4,7	0,27
los	40-160 mm	vlak	4,1	0,20
los	40-160 mm	onregelm.	3,2	0,12
los	geen	onregelm.	2,3	0,06
geen				
5 m ²	geen	onregelm.	1,7	0,04

Tabel 14. Stabiliteit beschadigde blokkenmatten

De verbindingsspennen vormen dus een wezenlijk onderdeel van de matconstructies. In verband met de onzekerheid betreffende de duurzaamheid van de pennen onder een wisselbelasting is in het ontwerp aangenomen dat deze pennen geen functie meer vervullen, dus dat wordt uitgegaan van losse blokken.

5.3.3. Omklappen zijranden blokkenmat

De stabiliteit van de blokkenmat wordt in belangrijke mate bepaald door de stabiliteit van de randen van deze matten, met name de vrijliggende randen. Deze randen vormen lokale oneffenheden in de bodem en verstoren een stroombeeld. Als gevolg hiervan oefent de stroom sleep- en liftkrachten uit op deze randen, die bij voldoende stroomsnelheid zelfs zo groot kunnen worden dat de rand opgezogen wordt en omklapt (zie figuur 25).

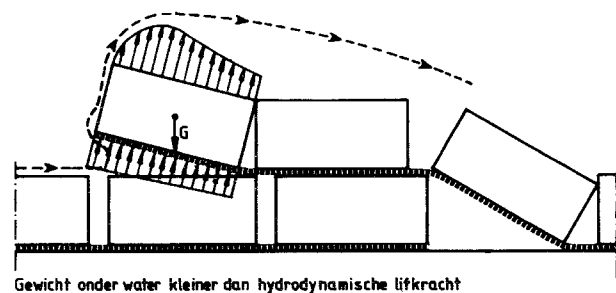
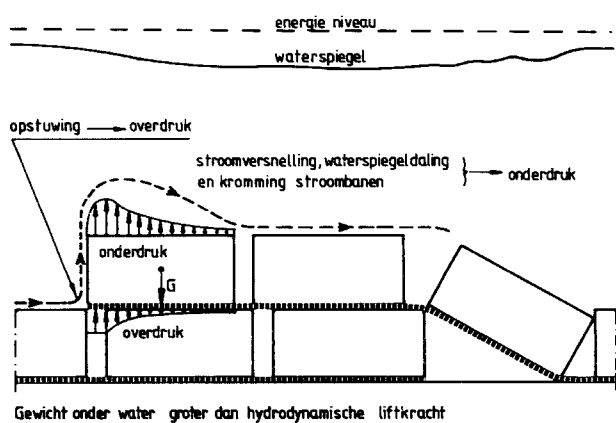
In het algemeen kan worden gesteld dat er bij dit type bodemverdediging een plotselinge overgang tussen de stabiele en de instabiele situatie optreedt. Zodra de matrand iets door de stroom wordt opgelicht, treedt een extra verstoring van het stroombeeld op, waardoor de sleep- en liftkrachten nog verder toenemen en de matrand in toenemende mate instabiel wordt.

Op deze wijze bezwijkt de blokkenmat vrijwel zonder enige waarschuwing vooraf ineens, zodra de kritieke stroomsnelheid wordt overschreden.

De bestorting van de blokkenmat heeft in essentie twee effecten die de stabiliteit van de mat gunstig beïnvloeden. In de eerste plaats wordt de mat hierdoor zwaarder en in de tweede plaats wordt de mat stijf tegen opbuigen (ruimte tussen de blokken opgevuld), waardoor een groter oppervlak van de mat actief bijdraagt in het gewicht dat opgetild moet worden ingeval van instabiliteit. Het is redelijk om aan te nemen dat hierdoor de stabiliteit van de bestorte mat altijd een bepaalde factor hoger is dan die van de onbestorte mat onder vergelijkbare stroomcondities. Dit leidt tot tabel 15.

	$U_{kr,1}$ (m/s)		ΔD (m)	
	μ	σ	μ	σ
bestorte blokkenmat	4,2	0,20	0,23	0,02 m
onbestorte blokkenmat	2,8	0,15	0,10	0,01 m

Tabel 15. Verwachtingswaarde stabiliteit

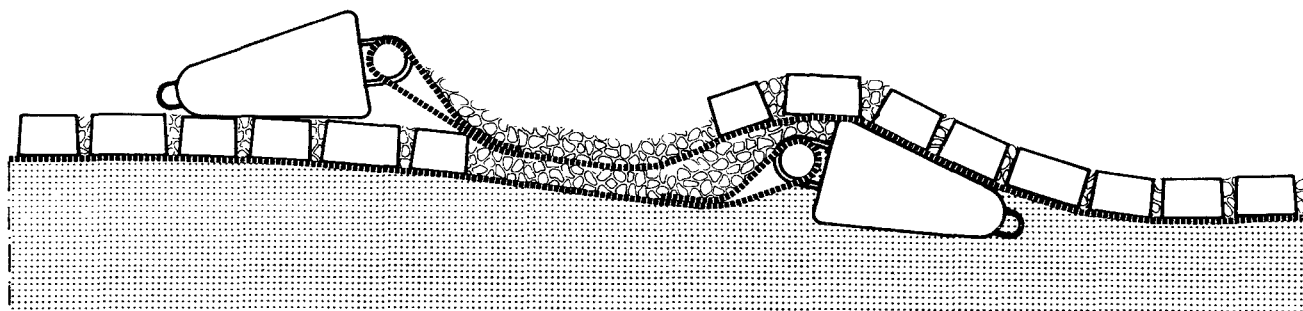


Figuur 25. Omklappen matrand bij hoge stroomsnelheid.

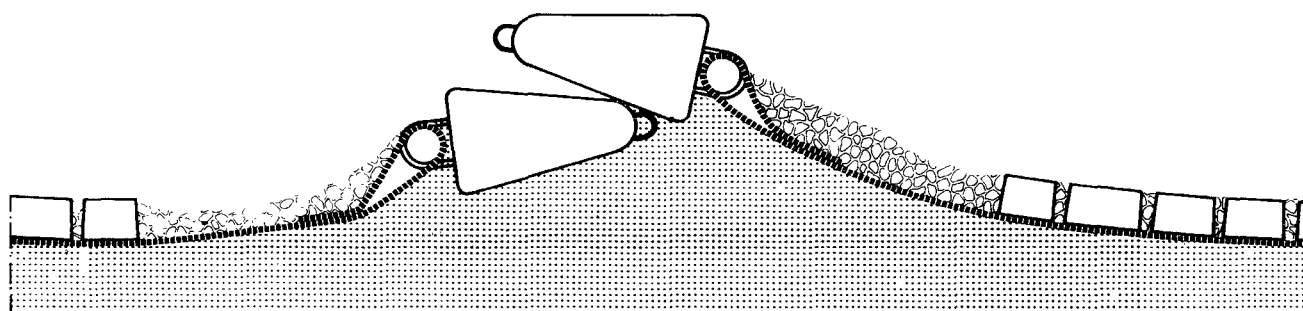
5.3.4. Omklappen randbalken

Aan beide uiteinden is de betonblokkenmat voorzien van een verzwaarde randbalk die de door de stroom aangevallen randen tegen omklappen moet beschermen. De randbalk bestaat uit een aantal wigvormige betonblokken van circa 1150 kg per stuk die bevestigd zijn aan een stalen buis waaraan ook het uiteinde van het geotextiel is bevestigd.

Voor de vraag of een matrand omklapt of niet, is het van belang of de rand ongunstig (schuin van onder) of gunstig wordt aangestroomd. Een aantal randbalkranden zal mogelijk ongunstig liggen doordat ze liggen op de lokale heuveltopjes die gevormd zijn door balken van andere matten (zie figuur 26).



GUNSTIG



ONGUNSTIG

Figuur 26. Ligging matranden.

Een op een andere randbalk liggende randbalk die stroom kan scheppen is minder stabiel dan een vlak op de bodem liggende randbalk. De kritieke stroomsnelheid voor een stroomscheppende randbalk is vergelijkbaar met die van de zijrand van de bestorte blokkenmat.

Voor de stabiliteit kan dezelfde waarde van par. 5.3.3 worden aangehouden ($\Delta D = 0,23$ m).

5.3.5. Stabiliteitsgrenzen en toelaatbare vervallen

Voor de verschillende grenstoestanden zijn de kenmerken ΔD -waarden bepaald. Tezamen met figuur 3 en de foutenboom voor gevolgschade (zie hoofdstuk 3) is met behulp van een probabilistische benadering de stabiliteitsgrens van de blokkenmat bepaald (zie tabel 8 en 9 van par. 5.2). Hieruit volgen tevens de benedenstroomse begrenzingen van de bestortingen. Maatgevend is de situatie met een weigerende schuif.

Aan de hand van de stabiliteitsgrenzen zijn voor een aantal ongunstige belastingsituaties zoals dorpelbalkfront en gesloten schuiven-situaties zowel tijdens de bouw- als tijdens de de beheersfase toelaatbare vervallen bepaald. Deze gelden voor een intacte blokkenmat (zie tabel 16 en 17).

Maatgevend voor de in te stellen schuivenconfiguraties zijn echter de toelaatbare vervallen voor drempel en overgangsconstructie (zie doc. 7). Voor de toelaatbare vervallen bij een beschadigde blokkenmat zie par. 5.4.

5.4. Consequenties van schade aan blokkenmat

5.4.1. Algemeen

De schadeverwachting is aanzienlijk toegenomen na het constateren van een aantal schadegebieden veroorzaakt door factoren van mechanische aard. De instructie die is opgesteld voor de ankerbehandeling tijdens de bouwfase zijn onvoldoende gebleken.

Als gevolg van het afnemen van de sterkte en zanddichtheid voldoet een beschadigde mat niet meer aan de ontwerputgangspunten. Aan de hand van modelonderzoek is, na een inventarisatie van de soort schade, de reststerkte bepaald van een beschadigde blokkenmat uitgedrukt in een kritieke stroomsnelheid en een ΔD -waarde. Uit het onderzoek blijkt dat het ontbreken van de verbinding tussen geotextiel en betonblokjes leidt tot een sterke afname van stabiliteit (zie tabel 14, par. 5.3.2).

In verband met de onzekerheid over de duurzaamheid van de op sommige plaatsen dynamisch belaste pennen, wordt hieraan geen blijvende stabiliteitsfunctie toegekend.

De volgende schades (gebaseerd op inventarisatie) zijn onderzocht.

1. Blokkenmat afgestort met 100 kg/m^2 verfijnde staalslak (sortering 20-80 mm).
2. Blokkenmat zonder bestorting.
3. Losse blokken in patroon afgestort met 100 kg/m^2 staalslak (40-160 mm).
4. Losse blokken in patroon, geen bestorting.
5. Blokken plaatselijk afwezig, geen bestorting.
6. Scheur/gat in de mat, geen blokken, geen bestorting.

BOUWFASE	TOELAATBAAR VERVAL (m)					
	VLOED			EB		
	H	S	R	H	S	R
Grens bestorte blokkenmatten	248	290	290	234	290	256
dorpelbalkfront	1.5	1.8	1.8	1.4	1.8	1.6
voltooid kering	2.3	2.5	2.5	2.1	2.5	2.3
schuivenfront	2.1	2.3	2.3	1.9	2.3	2.1
gesloten schuif	1.4	1.6	1.6	1.3	1.6	1.4
2 gesloten schuiven	1.2	1.5	1.5	1.1	1.5	1.2
3 of meer gesloten schuiven	1.0	1.3	1.3	0.9	1.3	1.1

Tabel 16. Toelaatbare vervallen als de bouwfasebestorting zijn aangebracht

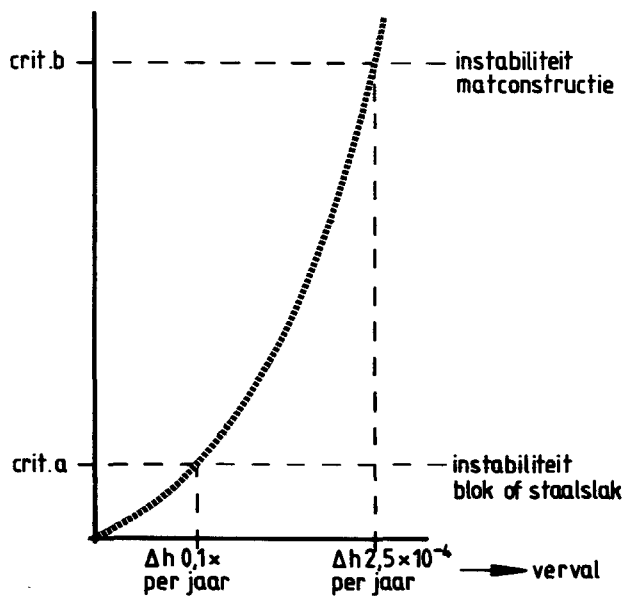
BOUWFASE	TOELAATBAAR VERVAL (m)					
	VLOED			EB		
	H	S	R	H	S	R
Grens bestorte blokkenmatten	248	290	290	234	290	256
dorpelbalkfront	2.0	2.1	2.3	1.4	1.8	1.6
voltooid kering	2.8	2.8	2.8	2.1	2.5	2.3
schuivenfront	2.4	2.4	2.5	1.9	2.3	2.1
1 gesloten schuif	1.8	1.9	2.0	1.3	1.6	1.4
2 gesloten schuiven	1.6	1.7	1.8	1.1	1.5	1.2
3 of meer gesloten schuiven	1.5	1.6	1.8	0.9	1.3	1.1

H: Hammen S: Schaar R: Roompot

Tabel 17. Toelaatbare vervallen bij een voltooid bodembescherming

schade-geval (par. 5.4.1)	toestand blokkenmatconstr.	ondergrond	vergroting initiële schade criterium a		bezwijken matconstr. criterium b	
			($U_{kr,1}$) (m/s)	ΔD (m)	($U_{kr,1}$) _b (m/s)	ΔD (m)
ref 1	volgens ontwerp blokkenmat, staalslak 20-80 mm, 100 kg/m ²	vlak	> 5,5	> 0,35	> 6,5	> 0,5
		golvend	5,0	0,30	6,5	0,5
2	blokkenmat geen bestorting (doek tussen blokjes bol)	golvend	4,0	0,17	6,5	0,5
2a		Idem 2, blokjes trillen	golvend	5,0	0,27	6,5
3	blokken los, staalslakken 40-160 mm, 100 kg/m ²	golvend	3,3	0,12	4,5	0,24
3a		Idem 3,	vlak	4,4	0,20	4,5
4	losse blokken, geen bestorting	golvend	2,5	0,06	4,0	0,19
5	geen blokken over 5 m ² geen ballast	golvend	1,7	0,04	3,5	0,15
6	scheur/gat doek		0,5-1	0	-	-

Tabel 18. Consequenties van schade aan blokkenmat



Figuur 27. Criteria beschadigde bodembescherming.

De resultaten van het onderzoek zijn weergegeven in tabel 18. Hieruit is de maximale toelaatbare schade als functie van de afstand uit de as van de Stormvloedkering afgeleid. De beschadigde bodembescherming is getoetst aan 2 criteria: (zie figuur 27)

- criterium a: vergroting initiële schade (verrollen betonblok of staalslak);
- criterium b: instabiliteit matconstructie (groot deel mat wordt instabiel);
- Tot aan het 0,1x per jaarsverval is de beschadigde constructie stabiel (veiligheidscoëfficiënt 1,4). Bij overschrijding van het verval treedt stabiliteitsverlies van een enkel los blok of een staalslak op (criterium a: vergroting initiële schade);
- Bij extreme vervallen met een overschrijdingfrequentie van $2,5 \times 10^{-4}$ per jaar treedt instabiliteit van de matconstructie als geheel (geotextiel + bestorting) op (criterium b). Veiligheidscoëfficiënt 2,2 bij open kering en 1 - 1,4 bij weigerende schuif.

Met behulp van deze criteria is de bodemverdediging verdeeld in gebieden (zie figuur 16 van par. 5.1.5).

Bij gebied I is de ontgrondingscapaciteit zo laag (maximaal 5 m kuil diepte per 1/2 jaar bij open kering en maximaal 5 m bij een situatie met weigerende schuif) dat bewaking op gevolgschade mogelijk is. Hierdoor is het niet noodzakelijk dat initiële schade van te voren moeten worden ontdekt en gerepareerd. Indien de niet-ontdekte schade tot gevolgen (verdiepingen) leidt kan dit via periodieke peilingen worden ontdekt en kan tot reparatie worden overgegaan voordat grondmechanische instabiliteit ontstaat. De bewaking op verdiepingen vormt hierdoor een wezenlijk onderdeel van het ontwerp. Niet bewaken zou op den duur wel leiden tot onacceptabele gevolgen voor de stormvloedkering.

In de ontwerpnota Bodembescherming (doc. 2) is ook nog sprake van gebied III.

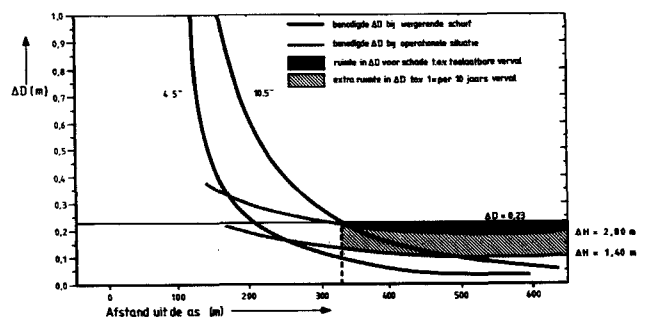
In dit gebied is de ontgrondingscapaciteit zeer hoog zowel bij open

kering als bij weigerende schuif. Op basis van stabiliteit bij geopende kering is in gebied III een volledig onbeschadigde blokkenmatconstructie vereist. De duurzaamheid van de verbinding betonblok-geotextiel kan onvoldoende worden gegarandeerd waardoor preventief afstorten van het gebied noodzakelijk was.

Visuele inspectie op de aanwezigheid van de geotextielen heeft plaatsgevonden voordat de bestortingslaag 600 kg/m^2 basalt 40-250 mm is aangebracht. Gebied III valt nu onder de bestortingen en wordt verder niet meer apart benoemd.

5.4.2 Gebied II

De grenzen van gebied II zijn bepaald aan de hand van de aanwezige stabiliteit van de verschillende schadegevallen enerzijds (zie tabel 18) en de vereiste stabiliteit (zie figuur 28) anderzijds onder zowel de situatie weigerende schuif als open kering.



Figuur 28. Vereiste stabiliteit.

Door het accepteren van schade kan bij de situatie met weigerende schuif vergroting van initiële schade optreden.

Dat wil zeggen het verplaatsen van enkele losse blokken.

Na een situatie met weigerende schuif moet daarom de bodembescherming ter weerszijden van de locatie waar de schuif geweigerd heeft worden geïnspecteerd en de eventuele schade worden hersteld.

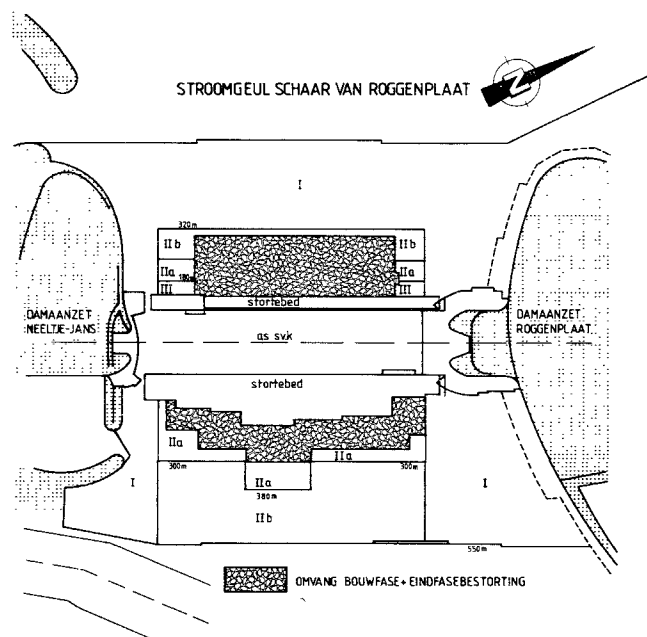
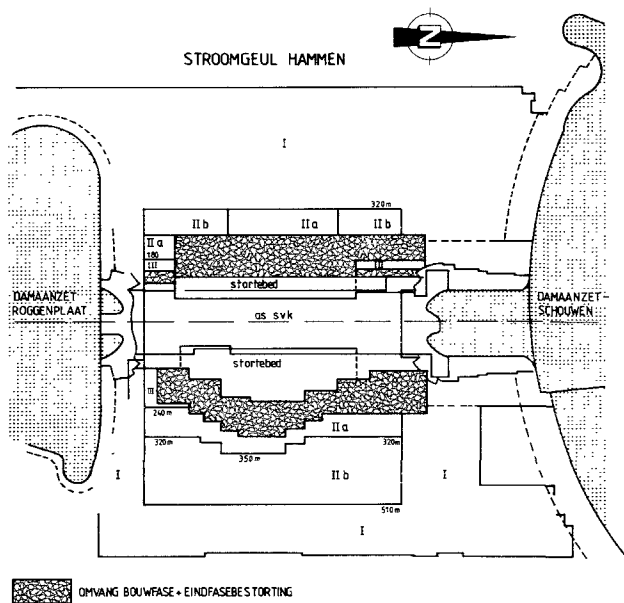
In figuur 29, 30 en 31 is een overzicht gegeven van de begrenzingen van gebied II.

Hierbij is een verdere opsplitsing gemaakt naar:

- Ila: losse blokken met bestorting zijn stabiel (ontoelaatbaar: gaten, scheuren, kaal doek en alleen losse blokken).
- Ilb: losse blokken zonder bestorting zijn stabiel (ontoelaatbaar: gaten, scheuren, kaal doek).

Voor dit gebied geldt dat de ontgrondingscapaciteit bij open kering te hoog is, zodat preventieve inspectie en reparatie van ontoelaatbare schade van de bodembescherming noodzakelijk is.

Onder een te hoge ontgrondingscapaciteit wordt verstaan dat indien een gat in de bodembescherming ontstaat, de kuilontwikkeling dermate snel verloopt dat het bewaken op gevolgschade (dat is verdiepingen) onmogelijk is. Criterium hierbij is dat kuilen van 5 à 7 m voorkomen moeten worden. Bij dergelijke kuilen is de kans op zettingvloeiingen of afschuivingen nog zeer klein. De kans op grote gevolgschade derhalve ook. Bij grotere kuilen is het zelfs mogelijk dat zettingvloeiingen of afschuivingen de fundering van de kering bereiken. Hiervoor is een toelaatbare faalkans afgeschat. Kuilen dieper dan 7 m moeten zeker worden voorkomen.



Figuur 29, 30 en 31. Begrenzing gebied II.

Voor gebied II is bewaken op gevolgschade met een redelijke peil-frequentie niet mogelijk. Ontoelaatbare schade dient dus te worden vastgesteld en te worden gerepareerd.

In principe zijn er twee methoden voor inspectie/reparatie:

- 1) Reparatie van elke ontoelaatbare schade afzonderlijk. Voorwaarde hierbij is dat bijna elke m² van het gebied visueel dient te worden geïnspecteerd. Gezien de beperkte productiecapaciteit van de visuele inspectiemiddelen in relatie tot het oppervlak is dit een tijdrovende bezigheid.
- 2) Het repareren van de schades door het bestorten van grote aangesloten oppervlaktes: het aanbrengen van een bestortingslaag (325 kg/m² basalt 40-250 mm).

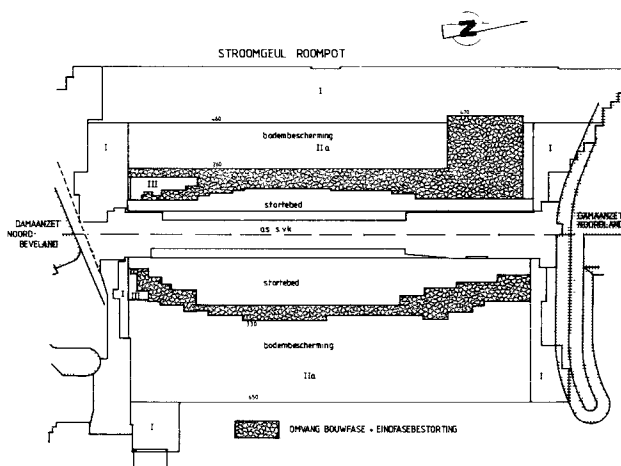
Dit heeft als voordelen:

- niet ontdekte schades worden ook afgestort;
- duurzaamheid geotextielen is minder relevant (zie par. 5.5);
- hogere weerstand tegen mechanische belasting;
- minder overlapverliezen bij het storten;
- éénduidiger bewakingssysteem in de beheersfase.

Indien gerepareerd wordt volgens methode 1) geldt dat bij het overschrijden van het 0,1 x per jaar verval bij open kering opnieuw visuele inspectie van het (nog) niet gerepareerde deel dient te geschieden. Het te inspecteren gebied is dan door de reeds uitgevoerde reparaties wel kleiner. Door de herhaalde visuele inspecties wordt voorkomen dat cumulatieve schade ontstaat, waardoor de constructie bij een extreme belasting onvoldoende stabiel is. Kans op hydraulische schade is voldoende klein tot aan de 0,1 x per jaarsomstandigheden. Bij het repareren volgens methode 2) is de constructie (basalt 40-250 mm) voldoende stabiel bij 2,5 x 10⁻⁴ per jaarsomstandigheden.

Besloten is gebied II af te storten met een laag 325 kg/m² basalt 40-250 mm.

De restanten bodembescherming plus de bestortingslaag zijn voor de in gebied II optredende stroomsnelheden voldoende zanddicht, zodat evenals gebied I, gebied II nu ook responsief te bewaken is.



5.4.3. Gebied I

In dit gebied is de ontgrondingscapaciteit gering bij zowel volledig open (5 m/1/2 jaar) kering als bij situatie met een weigerende schuif (max. 5 m).

De aanwezigheid van ballast (losse betonblokken) op het geotextiel is voldoende voor wat betreft stabiliteit onder normale belastingen (0,1 x per jaar-verval).

Bij optreden van extreme belastingen is de matconstructie stabiel volgens criterium b. Door de geringe ontgrondingscapaciteit is bewaking op gevolgschade mogelijk.

Teneinde grote gevolgschade te voorkomen, wordt er vanuitgegaan dat de kans op een grondmechanische instabiliteit (zettingsvloeiing of afschuiving) klein moet zijn. De aanzethelling van de kuil zal naar verwachting relatief steil zijn (1:2 à 3).

De kuildiepte is derhalve maatgevend voor de kans op een zettingsvloeiing. Zoals gezegd is bij een kuildiepte van 5 à 7 m de kans op een zettingsvloeiing erg klein. De kans op een afschuiving bij een kuildiepte van 5 m is eveneens erg klein.

In het geval van een afschuiving of zettingsvloeiing ontstaat er slechts een beperkte inscharing van 20 à 30 m. De gevolgschade blijft beperkt.

Voor gebied I geldt dat de bewaking, welke nu een onderdeel vormt van het ontwerp, erop afgestemd moet zijn dat kuilen groter dan 5 à 7 m kunnen worden voorkomen.

Met dit criterium is de kans op een grondmechanische instabiliteit voldoende klein.

De gebiedsindeling is weergegeven op de figuren 29, 30 en 31. Uit de ontgrondingsberekeningen, welke met behulp van het rekenmodel TYTEM zijn uitgevoerd, blijkt dat voor wat ontgrondingen betreft de situatie open kering maatgevend is.

5.5. Duurzaamheid

Een constructie-onderdeel is onvoldoende duurzaam indien de voortdurende aanwezigheid van belasting (hydraulisch, mechanisch of chemisch) binnen de gestelde levensduur van de kering leidt tot verslechtering van de constructie-eigenschappen. Deze verandering zal in het algemeen langzaam in de tijd verlopen, zodat schade niet eerder te verwachten is dan na het verstrijken van de levensduur van het constructie-onderdeel. Mechanische schade kan in principe altijd optreden, zolang geen preventieve maatregelen (zoals b.v. ankerverbod) genomen zijn.

Indien sprake is van een onvoldoende duurzame constructie kunnen in principe de volgende maatregelen genomen worden:

1. Zwaarder dimensioneren, zodat de constructie na verloop van tijd nog aan de eisen voldoet.
2. Toepassen van controle- en onderhoudsprocedures, zodat de achteruitgang van de constructie-eigenschappen in de hand wordt gehouden. Voor een optimale bewaking dient de duurzaamheid van elk constructie-onderdeel bekend te zijn.

Van belang voor de duurzaamheid van de totale bodembeschermingsconstructie is dat deze een functiewijziging heeft ondergaan. Vóór december 1974 was het ontwerp van de bodembescherming gebaseerd op de sluiting van de Oosterschelde met behulp van een blokkendam en had een tijdelijke functie. Bij de stormvloedkering heeft de bodembescherming echter een permanente functie gekregen en dient dus duurzaam te zijn (200 jaar).

Voor de blokkenmat geldt dat de eerste gelegde matten aan minder zware eisen behoefden te voldoen in verband met de, toen nog, tijdelijke functie.

Tijdens de legperiode zijn de eisen aangepast. Dit heeft tot gevolg dat bepaalde gedeelten van de bodembescherming minder goed

aan de nieuwe eisen voldoen. Naar aanleiding hiervan is het onduidelijk welke en in wat voor mate bepaalde factoren een ongunstige invloed hebben op de duurzaamheid van de blokkenmatten.

Naar de te verwachten duurzaamheid van de blokkenmat wordt in samenwerking met TNO, KRI en IBBC een onderzoek uitgevoerd. Met name de inwerking van ijzer (onder meer afkomstig van de staalslakken waarmee de blokkenmat is afgestort) heeft een negatieve invloed op de mechanische duurzaamheid van het matweefsel. Ten aanzien van beton (randbalken/blokjes) en staalslakken is de duurzaamheid geen probleem.

De mechanische duurzaamheid van het geotextiel wordt met name door de thermo-oxidatie aangetast en is bepalend voor de levensduur van de oudere blokkenmat. De gevolgen van de mechanische desintegratie kunnen, indien er een spanningstoestand in het weefsel aanwezig is, leiden tot een gat in de bodembescherming, zodat na ontgroning, zettingsvloeiingen en/of afschuivingen kunnen optreden. In eerste instantie wordt een duurzaamheid van enkele tientallen jaren verwacht voor de minder goede gedeelten.

Voor de matten die wel aan de huidige eisen voldoen wordt een duurzaamheid van enige honderden jaren verwacht.

Van de blokkenmatten in gebied II geldt dat de zanddichtheid wordt overgenomen door een bestorting met basalt 40-250 mm (laagdikte 1 1/2 D). De levensduur van het geotextiel in dit gebied is nu van secundair belang.

Voor de matten in gebied I geldt ook dat ter plaatse van de reparaties de levensduur van de geotextielen niet meer van belang is.

Van het overige deel geldt dat de duurzaamheid nog wel van belang is echter het gebied kan in principe op gevolgschade worden bewaakt.

Afhankelijk van de levensduurverwachting moet hiermee tijdens de bewaking in de beheersfase rekening worden gehouden.

Voor de bestorte delen van de blokkenmat (hier bedoeld de bestortingen van par. 5.2.) en de volledig afgestorte steenasfaltmatten geldt dat enige verfijning van het filtermateriaal kan optreden.

Ten aanzien van de filterstabiliteit levert dit geen problemen op (veiligheidscoëfficiënt voldoende hoog) bovendien leidt de verfijning tot een grotere zanddichtheid.

Van de steenasfaltmatten wordt verwacht dat zij geleidelijk uiteenvallen in de oorspronkelijke delen (onder meer als gevolg van veroudering en volumevergroting door roestende wapening). Het resterende gedeelte na het uiteenvallen is onder de maatgevende omstandigheden voldoende zanddicht en waterdoorlatend. De hydraulische stabiliteit wordt gewaarborgd door het afstorten van de matten met een stabiele toplaag.

6. Randbodembescherming

6.1. Inleiding

Benedenstrooms van de bodembescherming ligt het onbeschermd zandbed.

Door de bouw van de stormvloedkering verandert het stroombeeld, er ontstaan versnellings- en vertragingengebieden. De verhoogde stroomsnelheid en turbulentie-intensiteit benedenstrooms van de kering hebben tot gevolg dat de transportcapaciteit toeneemt. Om de excessieve erosie te voorkomen is een bodembescherming noodzakelijk. Deze bodembescherming heeft echter beperkte afmetingen zodat benedenstrooms van de bodembescherming een ontgrondingskuil zal ontstaan. De ontgrondingskuil kan worden gekarakteriseerd door de maximum ontgrondingsdiepte h_{max} en de bovenstroomse helling van de ontgrondingskuil B (zie figuur 20 van par. 5.2.).

Als de bovenstroomse aanzethelling te steil wordt en de maximum ontgrondingsdiepte te groot, kan een afschuiving of zelfs een zettingsvloeiing ontstaan. Deze grondmechanische instabiliteit veroorzaakt het bezwijken van een deel van de bodembescherming waarna opnieuw ontgronding van de onbeschermd zandbodem ontstaat, nu dicht bij de kering. Als het ontgrondingsproces niet tijdig kan worden gestopt kan opnieuw een grondmechanische instabiliteit ontstaan, wat uiteindelijk kan leiden tot het bezwijken van de kering. Om grondmechanische instabiliteit te voorkomen kunnen twee typen maatregelen worden toegepast:

- Verlenging van de bodembescherming, waardoor de aanzethelling flauwer wordt en de ontgrondingsdiepte kleiner;
- Bescherming van de ontgrondingskuil door het bestorten van de bovenstroomse helling voordat grondmechanische stabiliteitscriteria worden overschreden.

Voor beide typen maatregelen is een nauwkeurige voorspelling van de ontgrondingsontwikkeling noodzakelijk. De voorspelling van de ontgrondingsontwikkeling gebeurde met behulp van modelonderzoek in het Waterloopkundig Laboratorium. De voorspelmethodiek was getoetst met prototype ervaringen bij de afsluitingen van het Veersche Gat, Haringvliet en Brouwershavensche Gat.

Met behulp van deze ervaringen kon een redelijke voorspelling gedaan worden voor ontwikkeling van de kuildiepte, en kuilvorm tijdens en na de bouw van de stormvloedkering.

Behalve een voorspelling van de ontgrondingsontwikkeling is het voor een afweging van de mogelijke maatregelen ook van belang criteria voor grondmechanische instabiliteit op te stellen.

6.2. Grondmechanisch onderzoek

Ter plaatse van de randen der bodembescherming en in de Schouwse- en Noord-Bevelandse vooroevers is in 1978 een terreinonderzoek uitgevoerd, bestaande uit sonderingen, dichtheidsmetingen en boringen.

De onderlinge afstand der meetpunten bedroeg 75-100 m. Op de, uit de boringen verkregen, zandmonsters zijn zeefanalyses, kritieke dichtheidsproeven, minimale en maximale dichtheidsbepalingen uitgevoerd.

Om tijd en kosten te sparen zijn, vooral langs de randen van de bodembescherming voornamelijk sonderingen uitgevoerd en veel minder dichtheidsmetingen in situ en boringen. Aan de hand van uit eerder onderzoek verkregen correlatiegegevens (zie deelnota 2.5.) konden uit de gevonden sondeerwaarden al conclusies worden getrokken over de pakkingdichtheid van de aanwezige zandlagen.

Met behulp van de resultaten van het terrein- en laboratoriumonderzoek kon een inventarisatie van het gebied worden gemaakt:

- a. naar de samenstelling van de bodem (weinig samenhangend zand of meer samenhangende grond als sterk silthoudend zand en klei), in verband met de erosiegevoeligheid (mede bepalend voor de snelheid en diepte van de kuilontwikkeling);
- b. naar de mogelijke aard van instabiliteitsverschijnselen (zettingsvloeiing of afschuiving) bij een te sterke kuilontwikkeling (mede bepalend voor de kans op stabiliteitsverlies en de aard van het schadebeeld).

In het algemeen wordt zand als zettingsvloeiingsgevoelig geclassificeerd indien het poriëngehalte in situ (N_{situ}) groter is dan het kritieke poriëngehalte (N_{kr}).

Het kritieke poriëngehalte, dat in het laboratorium kan worden bepaald, is hierbij gedefinieerd als dat poriëngehalte waarbij door schuifspanningsveranderingen net geen wateroverspanning meer in het zand ontstaat (voor het holocene Oosterschelde-zand ca. 40%). Een van de methoden om zettingsvloeiingen te voorkomen is het mechanisch verdichten van het losgepakte zand.

Dit is alleen uitvoerbaar, wanneer het siltgehalte laag genoeg is (0-10%).

Aan de hand van de onder a. en b. genoemde inventarisaties kon, in combinatie met de waterloopkundig bepaalde ontgrondingsverwachtingen, o.a. worden vastgesteld waar een mechanische verdichting van de zandbodem eventueel zinvol zou kunnen zijn.

6.3. Onderzoek naar optredingscriteria voor grondmechanisch instabiliteiten en kenmerkende schadebeelden

Voor dit onderzoek zijn de gegevens gebruikt uit een inventarisatie van in de laatste 100 jaar langs de Zeeuwse oevers opgetreden zettingsvloeiingen en afschuivingen (ca. 150 gevallen). Deze "vallen" waren allen het gevolg van ontgrondingen in de vooroevers ter plaatse. Uit een analyse en statistische bewerking van de gegevens konden optredings- en schadecriteria voor zettingsvloeiingen en afschuivingen, alsmede daar nauw mee samenhangende grenscriteria voor kuilhellingen worden vastgesteld.

6.3.1. Zettingsvloeiingen

A. Optredingscriterium

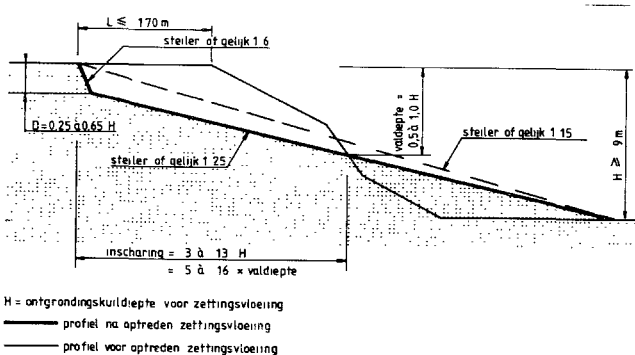
Een zettingsvloeiing treedt op indien aan de volgende 3 voorwaarden wordt voldaan:

- het zand is zettingsvloeiingsgevoelig (het in situ poriëngehalte is groter dan het kritieke poriëngehalte);
- de dikte van de zettingsvloeiingsgevoelige laag bedraagt 5 m of meer;
- de ontgrondingskuilhelling is over 5 m hoogte of meer, steiler of gelijk aan 1:4. Dit zal waarschijnlijk optreden bij ontgrondingskuil diepten groter dan circa 9 m. De gemiddelde aanzethelling over de totale ontgrondingskuil diepte is dan steiler of gelijk aan 1:7.

B. Schadebeeld

De hieronder volgende schadebeelden hebben alleen betrekking op *onbeschermde oevers*, dus zonder bodembescherming. Na het optreden van een zettingsvloeiing heeft de bodem de volgende kenmerken: (zie ook figuur 32)

- gemiddelde eindhelling is steiler of gelijk aan 1:15 (onafhankelijk van de ontgrondingskuil diepte vóór het optreden van de vloeiing);
- bij deze gemiddelde eindhelling is de aanzethelling steiler of gelijk aan 1:6 en de evenwichtshelling steiler of gelijk aan 1:25 (beide onafhankelijk van de ontgrondingskuil diepte vóór het optreden van de vloeiing);
- diepte D waarover de aanzethelling optreedt bedraagt circa 0,3 à 0,6 maal de ontgrondingskuil diepte H;
- lengte L waarover de bovenbegrenzing van de ontgrondingskuil wordt aangetast is kleiner dan 170 m (onafhankelijk van de ontgrondingskuil diepte H);
- inscharing = 3 à 13 maal de ontgrondingskuil diepte H; inscharing = 5 à 16 maal de valdiepte;
- valdiepte = 0,5 à 1 maal de ontgrondingskuil diepte H



Figuur 32. Schadebeeld zettingsvloeiingen.

6.3.2. Afschuivingen in zandgrond

A. Optredingscriteria

Een afschuiving treedt op indien aan de volgende voorwaarden wordt voldaan:

- het zand is niet zettingsvloeiingsgevoelig;
- de ontgrondingskuilhelling is over 5 m hoogte of meer, steiler of gelijk aan 1:2. Dit zal waarschijnlijk optreden bij ontgrondingskuil diepten groter dan 9 - 14 m. De gemiddelde aanzethelling over de totale ontgrondingskuil is dan steiler of gelijk aan 1:4,5.

B. Schadebeeld

De hieronder volgende schadebeelden hebben alleen betrekking op *onbeschermde oevers*, dus zonder bodembescherming. Na het optreden van een afschuiving bedragen de schadecriteria als volgt:

- gemiddelde eindhelling steiler of gelijk aan 1:6 (onafhankelijk van de ontgrondingskuil diepte voor het optreden van de afschuiving);
- diepte D waarover de gemiddelde eindhelling optreedt is 0,25 à 0,65 maal de ontgrondingskuil diepte H;
- lengte L waarover de bovenbegrenzing van de ontgrondingskuil wordt aangetast bedraagt 0,55 à 2,1 maal de ontgrondingskuil diepte H;
- inscharing = 2,2 à 5,3 maal ontgrondingskuil diepte H; inscharing = 3,2 à 7,1 maal valdiepte;
- valdiepte = 0,5 à 1 maal ontgrondingskuil diepte H.

6.3.3. Afschuivingen in kleigrond

Bij zuivere kleilagen kan worden aangehouden dat een (nagenoeg) loodrechte helling mogelijk is over een hoogte

$$h = \frac{4c}{\gamma \sqrt{\lambda_a}} \cdot \frac{1}{n}$$

waarin:

- c : cohesie
- γ : volumegewicht
- λ_a : afhankelijk van de hoek van inwendige wrijving
- n : veiligheidsfactor.

Voor grote waarden van h kan een helling van circa 1:1 worden aangehouden. Bij kleilagen waarin tevens zand en/of silt voorkomt kan het afschuifcriterium gelegd worden bij 1:1 à 1:2.

"Zuivere" klei komt ter plaatse van het Oosterscheldebekken niet of nauwelijks voor. In het algemeen is het vermengd met zand en vaak zijn de lagen opgesloten door eroderende zandlagen.

In het geval dat de kleilagen worden opgesloten door eroderende vastgepakte zandlagen is het beter om voor de kleilagen hetzelfde afschuifcriterium te laten gelden als voor de zandlagen, namelijk 1:2.

6.3.4. Conclusies bestorten kuilhellingen in verband met instabiliteiten

De bestortingen van de kuilhellingen moeten reeds zijn uitgevoerd voordat de steilste helling van de ontgrondingskuil over 5 m hoogte of meer het volgende bedragen:

Onverdicht zettingsvloeiingsgevoelig zand	1:5
Onverdicht niet zettingsvloeiingsgevoelig zand en pleistoceen zand waar holocene zand boven ligt	1:4
Pleistoceen zand waar geen holocene zand boven ligt	1:3
Verdicht zand	1:3
Zuivere klei (zonder zand)	1:1
Zandhoudende klei	1:2
Klei, opgesloten door eroderende zandlagen	1:2

De hellingen met betrekking tot de holocene grond zijn gebaseerd op een overschrijdingskans van 2%.

De afschuifgevoeligheid van pleistoceen zand is sterk afhankelijk van de spanningstoestand van het zand, welke nagenoeg onbekend is. Bij het grenscriterium van 1:4 wordt de overschrijdingskans van dezelfde orde van grootte geschat als bij het holocene zand.

Het grenscriterium 1:3 van pleistoceen zand waar geen holoceen zand boven ligt is gerelateerd aan een overschrijdingskans van circa 15 tot 20%. Deze grotere overschrijdingskans is acceptabel in verband met een hogere toelaatbare faalkans.

6.4. Ontwerp rand bodembescherming

6.4.1. Uitgangspunten

Bij het ontwerp van de rand der bodembescherming is het volgende ontwerpuitgangspunt gehanteerd:

"Een instabiliteit ter plaatse van de rand van de bodembescherming mag *niet* de stabiliteit van de stormvloedkering (randen // as) en oevers (randen \perp as) in gevaar brengen."

Dit resulteerde in:

- Ter plaatse van de rand mogen geen zettingsvloeiingen optreden.
- Ter plaatse van de rand mogen tevens geen afschuivingen optreden; een afschuiving naast de rand kan namelijk een zettingsvloeiing onder de rand inleiden.

Als meest optimale combinatie van maatregelen voor de zettingsvloeiingsgevoelige gebieden werd aangehouden:

- verdichting van het zettingsvloeiingsgevoelige zand onder en naast de rand bodembescherming (in een aantal fasen) en
- het afstorten van de ontgrondingskuilen in 5 fasen van elk 5 m hoogte, waarbij de aanzethellingen van de bestortingen met toenemende diepte flauwer zijn.

Met het verdichten wordt de zettingsvloeiingsgevoeligheid van het zand opgeheven. Met de bestortingen wordt het gevaar voor afschuivingen bezworen, waardoor tevens het gevaar voor een vloeiing in het onverdichte zand onder de bodembescherming (ingeleid door een afschuiving in het verdichte zand) wordt gereduceerd. Tevens werd door de toenmalige werkgroep Randbodembescherming een zestal alternatieven opgesteld, welke op de hiervoor genoemde uitgangspunten waren gebaseerd. In het kort kwamen deze alternatieven op het volgende neer:

1. Verdichten onder en naast de rand door middel van trilnaalden.
2. Trilnaaldverdichting alleen naast de rand.
3. Geen trilnaaldverdichting, doch bestorten van de kuilhelling tijdens de bouw- en beheersfase.
4. Geen trilnaaldverdichting, doch 170 m extra bodembescherming aanbrengen die de huidige bodembescherming zodanig overlapt dat geen open naden ontstaan.
5. Geen trilnaaldverdichting, doch 170 m verlenging met "open" bodembescherming die de bodemconfiguratie volgt.
6. Geen trilnaaldverdichting, doch 20 m zeegrond in een vooraf gegraven cunet.

Voor deze 6 alternatieven is een kwalitatieve risico-analyse gemaakt, alsmede een globale kostenanalyse.

Na afronding van deze analyse werd de volgende keuze met betrekking tot het ontwerp gemaakt:

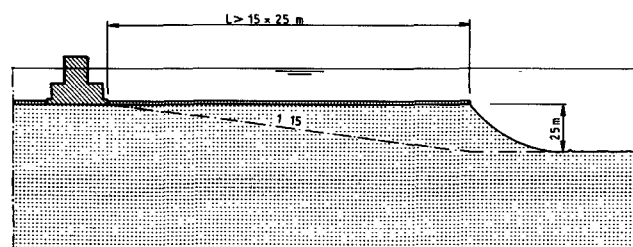
Vooraf aan het ontstaan van de ontgrondingskuilen wordt er op de plaatsen met zettingsvloeiingsgevoelig zand naast de rand van de bodembescherming 1 strook van 26 m met trilnaalden verdicht, met de mogelijkheid (indien noodzakelijk) van een tweede strook verdichting, het een en ander in combinatie met het bestorten van de ontgrondingskuilhelling (ter voorkoming van de afschuivingen).

6.4.2. Lengte der bodembescherming

Reeds in de voorstudieperiode is onderzoek verricht naar de benodigde lengte van de bodembescherming in de stroomgeulen (doc. 18).

Voor de lengtebepaling der bodembescherming werden een tweetal criteria toegepast:

- Met het toen ontworpen verdichtingsschip kon maximaal 25-30 m dikte worden verdicht (in 2 fasen van 15 m); de ontgrondingskuil ter plaatse van de rand mag dan ook niet dieper dan circa 25 m worden, over een termijn van 10 jaar na de voltooiing;
- indien door wat voor oorzaak dan ook een zettingsvloeiing ter plaatse van de rand optreedt, dan mag het afschuifvlak de stabiliteit van de stormvloedkering niet in gevaar brengen. Indertijd werd uitgegaan van een ongunstige situatie waarbij de evenwichtshelling na een vloeiing op circa 1:15 werd gesteld. Bij een ontgrondingskuildiepte van 25 m werd de minimumlengte der bodembescherming als volgt bepaald: (zie figuur 33).



Figuur 33. Bepaling minimumlengte bodembescherming.

Het onderzoek gebeurde in het Model M1001 aan de hand van het voorlopige ontwerp voor de afsluitbare kering (pijlers op putten), met twee verschillende doorstroomopeningen $\mu A = 20.000 \text{ m}^2$ en $\mu A = 11.500 \text{ m}^2$.

Dit laatste, omdat de keuze van de doorstroomopening nog in studie was (zie deelnota 1.1., par. 2.1 en 3.1). De resultaten van dit onderzoek zijn samengevat in de figuren 34 t/m 36.

Door een interpretatie van deze resultaten voor de inmiddels gekozen effectieve doorstroomopening van minimaal 14.000 m^2 (netto, effectief 16.500 m^2 , zie deelnota 1.1., par. 3.1) is in het voorjaar van 1978 de lengte van de bodembescherming als volgt vastgesteld (doc. 12):

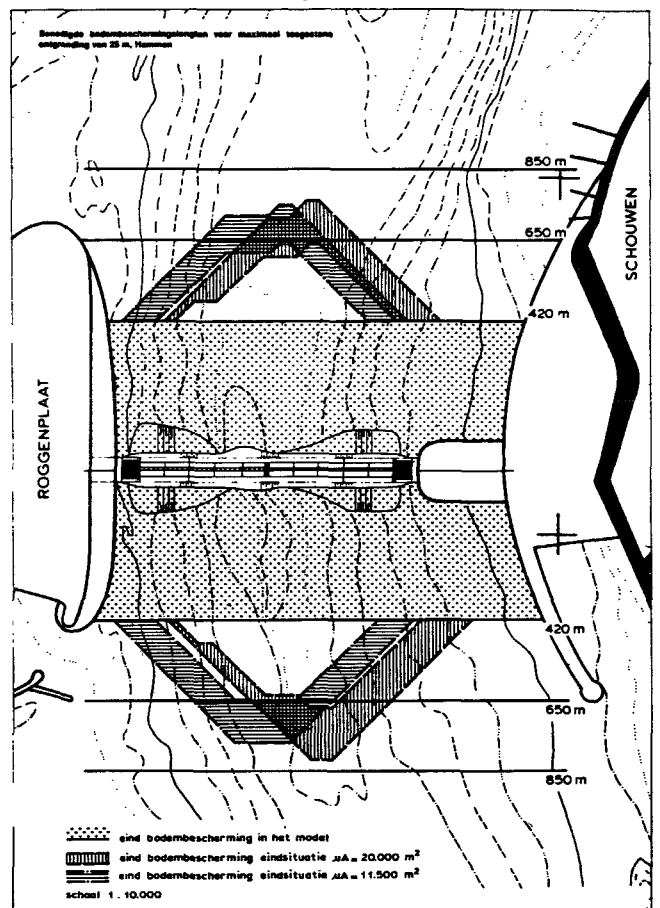
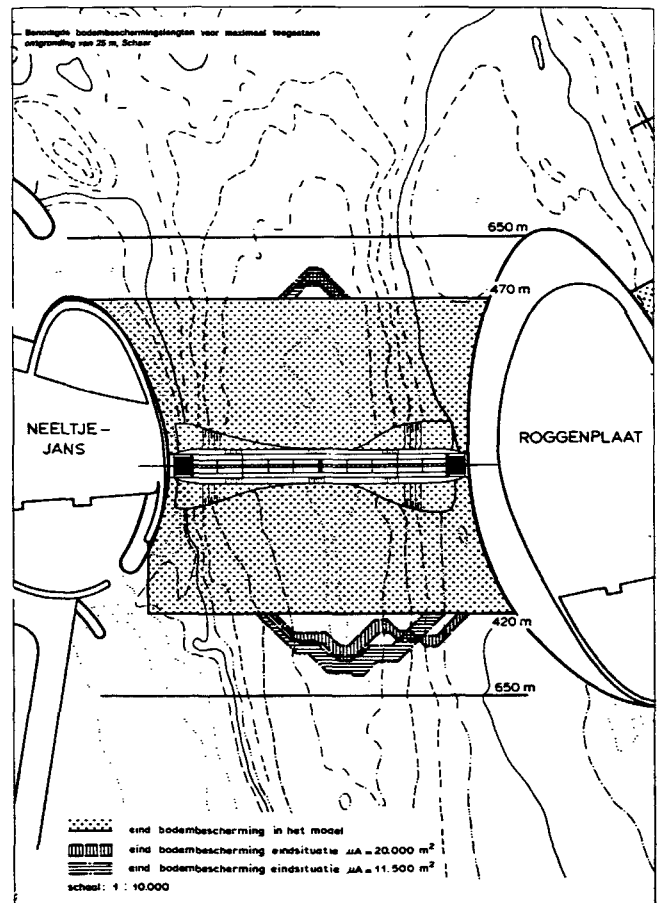
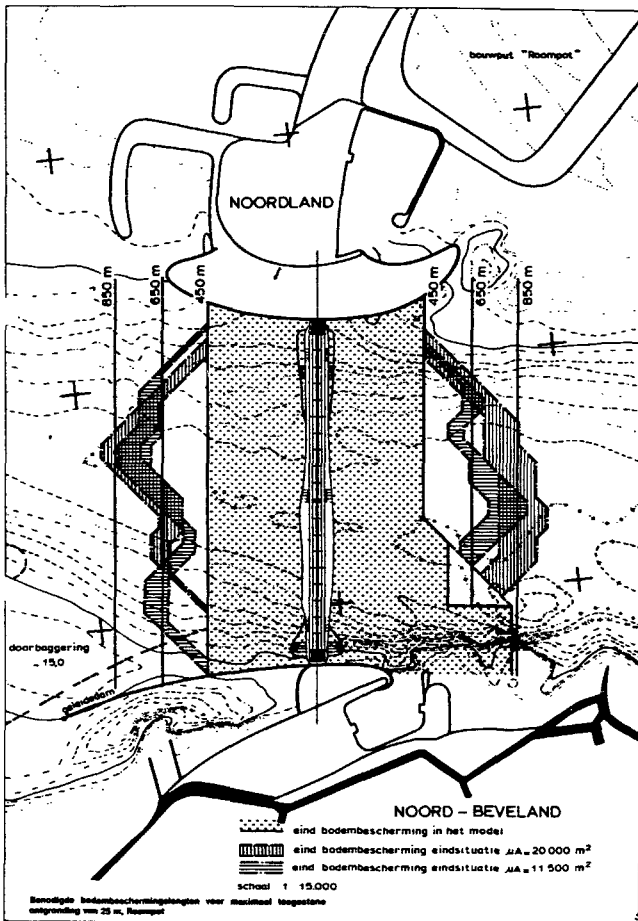
- Roompot: 650 m oost en west uit de as, met aan de oostzijde langs de Noord-Bevelandse oever een uitbreiding tot 850 m uit de as;
- Schaar: 550 m oost en west uit de as;
- Hammen: 650 m oost en west uit de as.

Deze vaststelling was noodzakelijk omdat het bouwprogramma een snelle aanleg van de bodembescherming vereiste.

Daarna is het ontgrondingsonderzoek voortgezet aan de hand van het inmiddels aanvaarde ontwerp voor de monolietpijlers met een netto doorstroomopening van 16.500 m^2 .

Allereerst is gewerkt aan een verbetering van het stroom- en ontgrondingsbeeld, door de dorpelliging te optimaliseren.

Het streven was hierbij gericht op een stroombeeld ter plaatse van de benedenstroomse rand van de bodembescherming met kleine gradiënten nabij de oevers en een regelmatig verloop elders (zie figuur 37). Aldus werden op voorhand zo goed mogelijk de eventueel optredende ontgrondingen beperkt.



Figuur 34, 35 en 36. Onderzoeksresultaat lengte van de bodembescherming.

Inmiddels was ook het ontwerp van het verdichtingsschip gewijzigd: verdichtingsdiepte tot 15 m in plaats van 20 m, onder het maaiveld en tot maximaal 35 m in plaats van 40 m onder de waterspiegel. Niettemin bleef het eerder genoemde uitgangspunt, sub a., als criterium voor de bepaling van de lengte der bodembescherming gehandhaafd.

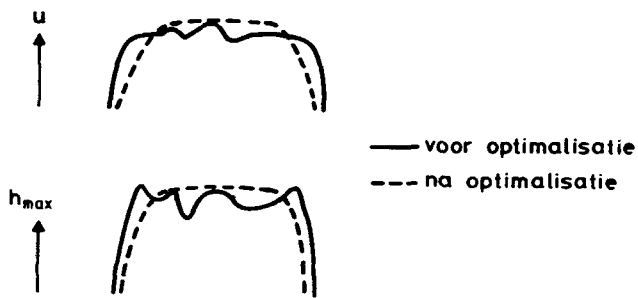
De resultaten van het onderzoek naar de bepaling van definitieve lengte voor de bodembescherming zijn gerapporteerd in doc. 16 en samengevat in figuur 39 t/m 40.

Hieruit blijkt dat buiten de voorlopige vastgestelde begrenzing van de bodembescherming, lokaal nog een ontgrondingsdiepte groter dan 25 m was te verwachten. Een verlenging van de bodembescherming zou dus noodzakelijk zijn.

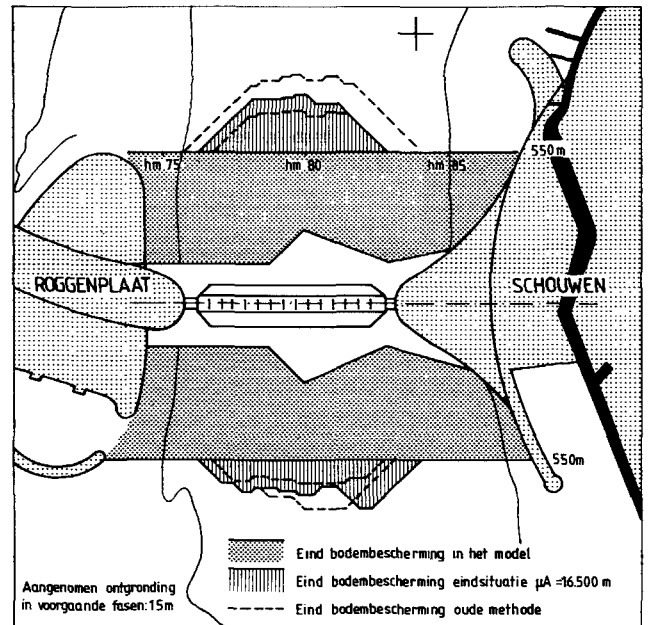
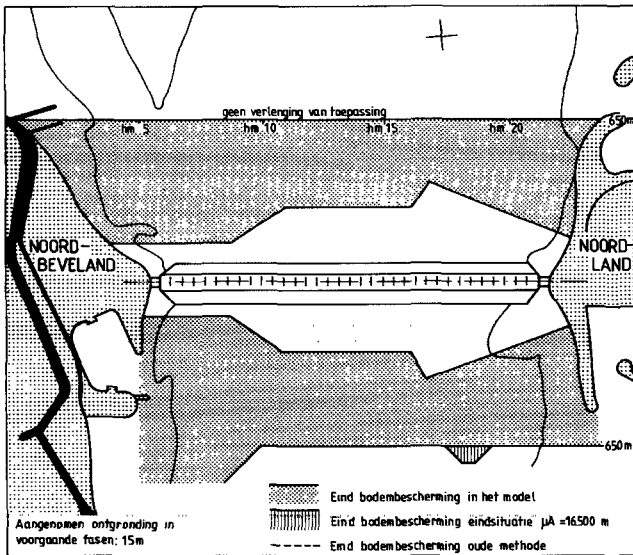
Bij dergelijk grote bodembeschermingslengten geeft een verdere verlenging echter nauwelijks enige reductie van de kuildiepte of verflauwing van de aanzethelling. Verder is overwogen dat de voorspelde ontgravingen, zo langzamerhand binnen de nauwkeurigheidsmarge van de voorspellingen lagen en dat deze zich betrekkelijk langzaam zouden ontwikkelen.

Besloten is daarom, uit te gaan van de eerder genoemde bodembeschermingslengte en ter plaatse van grote kuildiepten maatregelen te treffen om grondmechanische instabiliteit te voorkomen. Een en ander op een zodanige wijze dat de totale faalkans van de bodembescherming voldoet aan de gestelde norm (zie hoofdstuk 3).

Het verdere onderzoek heeft zich hierna geconcentreerd op de mogelijke ontwikkeling van korte termijn ontgravingen tijdens de bouwfase (bouwfronten) en op de hiervoor bedoelde maatregelen (doc. 5 en 6).



Figuur 37. Optimalisering stroom- en ontgrondingsbeeld.



HAMMEN

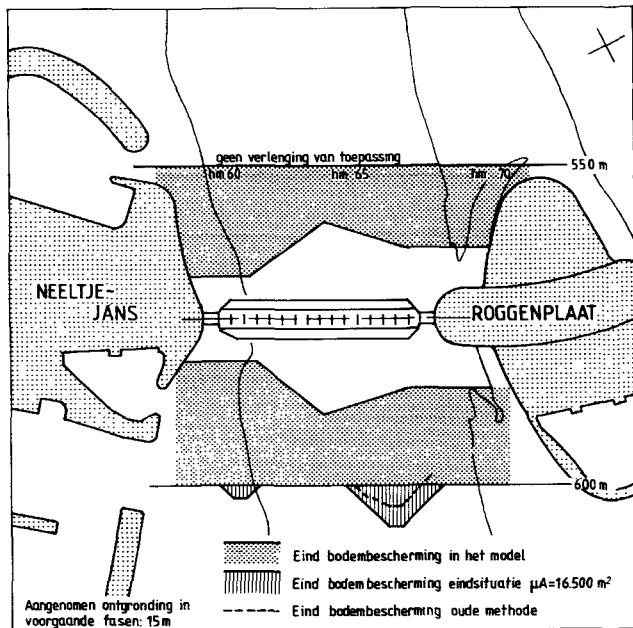
Figuur 38, 39 en 40. Overzicht lengte bodembescherming.

6.4.3. Maatregelen om grondmechanische instabiliteit te voorkomen

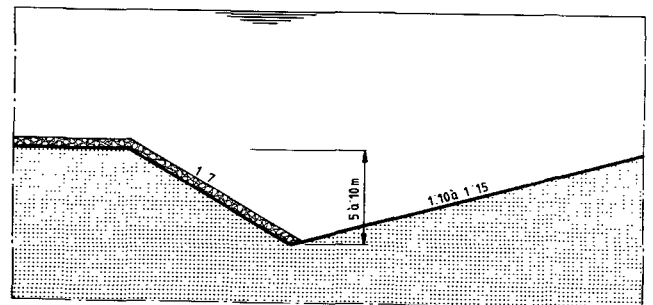
Uit de ontgrondingsonderzoeken is afgeleid dat de aanzethelling van de ontgrondingskuil 1:2 kan bedragen zodat maatregelen noodzakelijk zijn. De meest effectieve maatregel is het bestorten van de bovenstroomse helling, zodra criteria voor kuilhelling en kuildiepte worden overschreden. Dit stelt eisen aan het bewakingssysteem, en aan de mobilisatietijd van het stormmaterieel ten opzichte van de snelheid van de kuilontwikkeling.

Om de beschikbare mobilisatietijd voor het aanbrengen van bestortingen tijdens passage van bouwfronten te vergroten, is het ook mogelijk de rand van de bodembescherming te verdichten (de toelaatbare aanzethelling over 5 m ontgrondingsdiepte wordt daardoor 1:3 in plaats van 1:5). Deze maatregel is toegepast als extra veiligheid op een groot aantal locaties.

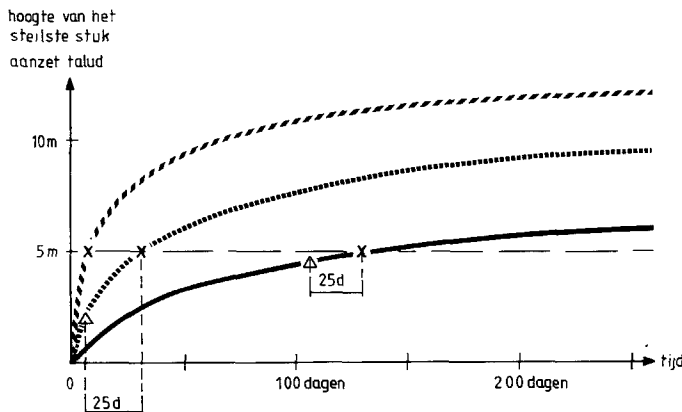
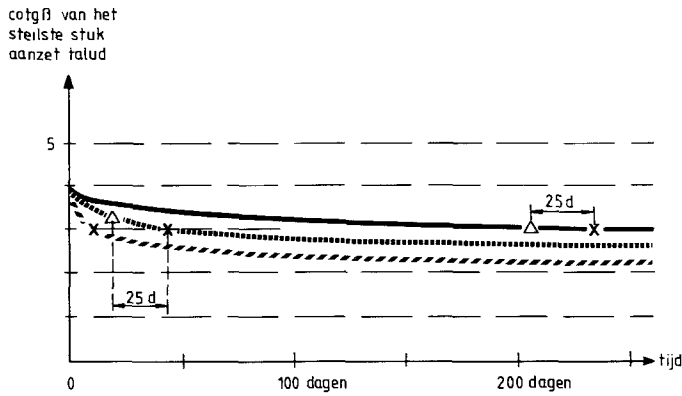
Een alternatief is het voorbaggeren van een cunet in combinatie met een bestorting van de cunethelling (zie figuur 41).



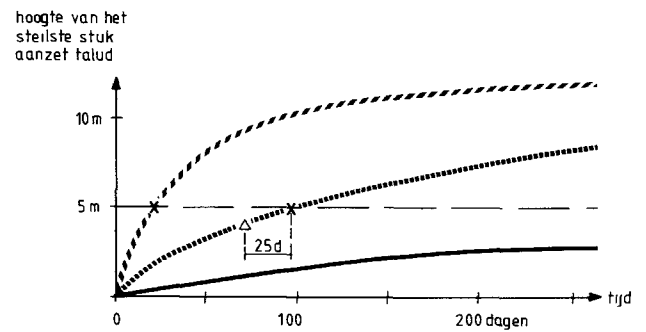
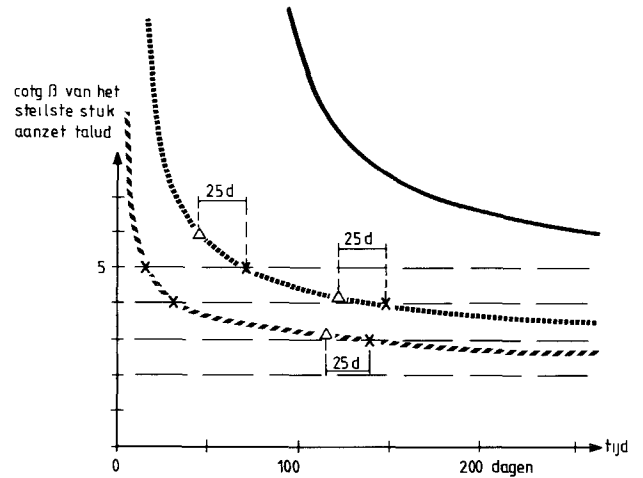
SCHAAR VAN ROGGENPLAAT



Figuur 41. Ontgrondingskuil met voorgebaggerd cunet en bestorting.



- Pijler en drempelfront
- Dorpelbalkfront
- Eindsituatie



- Pijler en drempelfront
- Dorpelbalkfront
- Eindsituatie

Figuur 46 en 47. Ontwikkeling helling.

6.5.4. Conclusies betreffende de afgeleide bewakingscriteria

- a. Geleidelijke kuilontwikkeling (géén bouwfront).
 - Waar nog geen bestorting is aangebracht wijkt het bewakingscriterium slechts in geringe mate af van het grenscriterium, indien $t = 3$ à 4 weken. Bij het grenscriterium 1:2 over 5 m behoeft zelfs geen apart bewakingscriterium te worden gesteld.
 - Als eenmaal bestort is over een hoogte van circa 5 m, mag het bewakingscriterium gelijk worden genomen aan het grenscriterium. Een langere periode dan 3 à 4 weken is ook toelaatbaar.
- b. Gevaarlijk pijler- en drempelfront in zettingsvloeiingsgevoelige gebieden (grenscriterium 1:5 over 5 m).
 In gebieden waar nog geen bestorting was aangebracht moesten actieve maatregelen worden genomen voordat een pijler- of drempelfront optrad. Als alleen verdichten als actieve maatregel werd genomen, moest nog een vrij scherp bewakingscriterium worden gehanteerd (1:3 of steiler over meer dan 3 m). Het van te voren bestorten over een hoogte van circa 5 m is op zich voldoende om een redelijk bewakingscriterium te doen ontstaan (1:6 of steiler over > 4 m). Beter is een combinatie van verdichten en bestorten over tenminste 3 m hoogte, hetgeen echter niet noodzakelijk is.

- c. Gevaarlijk pijler- en drempelfront in niet-zettingsvloeiingsgevoelig zand (grenscriterium 1:4 over 5 m hoogte).
 Ook hier moest in gebieden waar nog geen bestorting was aangebracht een actieve maatregel worden genomen (bijvoorbeeld bestorten van de kuilhelling over tenminste 3 m hoogte).
- d. Gevaarlijk dorpelbalkfront in zand.
 Voordat een dorpelbalkfront erosie kon veroorzaken in gebieden waar nog geen bestorting was aangebracht moest daar alsnog een bestorting worden aangebracht (eventueel na het baggeren van een cunet).
 In zettingsvloeiingsgevoelige gebieden moest die bestorting over zeker 10 m hoogte worden aangebracht. Was daarentegen verdicht, dan was een bestorting over 5 m hoogte voldoende. In niet-zettingsvloeiingsgevoelig zand was een bestorting over circa 8 m hoogte voldoende om een redelijk bewakingscriterium te verkrijgen.
- e. Gebieden met grenscriterium 1:2 over 5 m hoogte.
 Hier behoefden zelfs bij een dorpelbalkfront geen actieve maatregelen genomen te worden. Als nog geen bestorting was aangebracht was voor alle bouwfronten een bewakingscriterium dat in geringe mate afweek van het grenscriterium voldoende. In andere gevallen behoefde geen apart bewakingscriterium gesteld te worden.

ZONDER BESTORTING

grenscriterium	Bewakingscriteria		
	geleidelijke kuilontwikkeling	gevaarlijk pijler- en drempelfront	gevaarlijk dorpelbalkfront
1:5 over 5 m	1:5 of steiler over 4,5 m	1:5 of steile over 2 m of actieve maatregel	<i>actieve maatregelen nodig</i>
1:4 over 5 m	1:4 of steiler over 4,5 m	1:4 of steiler over 2 m of actieve maatregel	
1:3 over 5 m	1:3 of steiler over 4,5 m	1:3 of steiler over 3 m	1:2,5 of steiler over 5 m
1:2 over 5 m	1:2 of steiler over 5 m	1:2,5 m of steiler over 5 m	

NA BESTORTING OVER 5 M HOOGTE

1:5 over 5 m	1:5 of steiler over 5 m	1:6 of steiler over 4 m	<i>actieve maatregelen nodig</i>
1:4 over 5 m	1:4 of steiler over 5 m	1:4,5 of steiler over 4 m	
1:3 over 5 m	1:3 of steiler over 5 m	1:3,5 of steiler over 4 m	
1:2 over 5 m	1:2 of steiler over 5 m	1:2 of steiler over 5 m	

N.B. Bij een bewakingscriterium $1:\beta_1$ over z_{1m} , behoeft pas bestort te worden als zowel $\beta < \beta_1$ als $\beta > \beta_1$.

Tabel 19. Bewakingscriteria voor langsvielen met steile aanzethelling.

7. Documentatie

1. Concept Stortebednota	2	PROBU-N-79051
2. Ontwerp Bodembescherming, Deel 1 (blokkenmat)	2	PROBU-N-86012
3. Ontwerp Bodembescherming, Deel 2 (asfaltmastiek)		
4. Stand van Zakennota Ontwerp Bodembescherming	2	PROBU-N-82068
5. Eerste Stand van Zakennota Rand Bodembescherming	22	RABO-N-81023
6. Tweede Stand van Zakennota Rand Bodembescherming	22	RABO-N-82009
7. Evaluatienota Asfaltmastiek stortebed	2	PROBU-N-81090
8. Stand van Zakennota Ontwerp Drempel en Overgangsconstructie	31	DREM-N-81102
9. Geologische profielen van de rand bodembescherming op Deltadienstekeningen no.	79.4.473 t/m 478	
10. Faalkansanalyse TNO-IBBC rapport no.	B-80-62/62.3.2002	
11. Inventarisatie zandinsluitingen bij asfaltmastiek		
12. P.G.O.nota no. 6 d.d. juni 1978		PEGEOO-N-78166
13. Onderzoek naar de stabiliteit van een gatrand		WL.M2097 en Q615
14. Gedrag blokkenmat onder invloed van stroom in turbulente omstandigheden		WL.R460-XII mei'82
15. Modelonderzoek naar de stabiliteit van stortsteen bij weigerende schuif		WL.M 1451-6
16. Rapportage van het onderzoek met model M1001 deel 20 en 21 d.d.		WL.M 1001-20-21
17. Een overzicht van methodieken voor voorspelling en bewaking van ontgrindingen langs de Rand Bodembescherming; HAS evaluatie, deel ontgrindingen		WL.Q635 dec.'87
18. Rapportage voorstudieperiode 1974-1976 Deelrapport 2, Hydraulische aspecten, behoort bij eindrapport (Blauwe nota)		december 1984
19. Stabiliteit bodemverdediging		WL.M2010, 1984

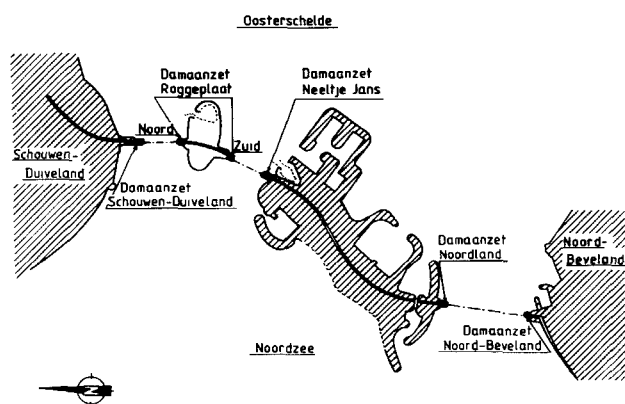
Deelnota 10: Damaanzetten

Inhoud

1.	Inleiding	230
1.1.	Vormgeving van de overgangsconstructie	
1.1.1.	De damaanzet	
1.1.2.	Het landhoofd	
1.1.3.	De breukstenen dam	
1.1.4.	De landschappelijke inpassing	
1.2.	Beschrijving van de damaanzet	
1.2.1.	Het damlichaam	
1.2.2.	De kop met voortalud	
1.2.3.	De fundering van het landhoofd	
2.	Randvoorwaarden	233
2.1.	Hydraulische randvoorwaarden	
2.1.1.	Bouwfasebelasting	
2.1.2.	Eindfasebelasting	
2.2.	Grondmechanische randvoorwaarden	
2.2.1.	Samenstelling van de ondergrond t.p.v. de damaanzetten	
2.2.2.	Interne stabiliteit van de damaanzet	
2.2.3.	Filteronderzoek	
2.2.4.	Plaatverdichting	
2.2.5.	Externe stabiliteit van de damaanzet	
3.	Ontwerpeisen en ontwerp damaanzetten	239
3.1.	Algemeen	
3.1.1.	Zandlichaam	
3.1.2.	Voortalud damaanzet en landhoofdconstructie	
3.1.3.	Aanzanding tijdens de bouw damaanzet	
3.1.4.	Keuze materialen	
3.2.	Afbouw damaanzet na plaatsen landhoofdcomponenten	
3.2.1.	Filter rondom landhoofd, dilatatievoegen	
3.2.2.	Bouwfases t.b.v. landhoofd en keerwanden	
3.2.3.	Aansluiting bekledingen tegen landhoofd	
4.	Uitvoering en evaluatie uitvoering	247
4.1.	Uitgangspunten van de uitvoering	
4.2.	Fasering uitvoering	
4.3.	De uitvoering van de damaanzetten Schouwen en Roggenplaat-Zuid	
4.4.	Evaluatie uitvoering en ontwerpaanpassing damaanzet Roggenplaat-Zuid	
4.4.1.	Aanpassing uitgangspunten van het filterontwerp van de damaanzet	
4.4.2.	Beoordeling van de gemaakte damaanzet Roggenplaat-Zuid als filterconstructie	
4.4.3.	Deformaties landhoofdconstructie Roggenplaat-Zuid t.g.v. uitspoelen aanwezige zandlagen	
4.4.4.	Verdichting filterconstructie Roggenplaat-Zuid	
4.4.5.	Evaluatie landhoofdconstructie Roggenplaat-Zuid	
4.5.	Wijziging ontwerp damaanzetten en landhoofdconstructies	
4.5.1.	Ontwerpwijziging landhoofdconstructie Roggenplaat-Zuid	
4.5.2.	Ontwerpwijziging landhoofdconstructie Neeltje Jans en Roggenplaat-Noord	
4.5.3.	Ontwerpwijziging landhoofdconstructie Noord-Beveland en Noordland	
4.5.4.	Opgeleverde damaanzetconstructies	
4.6.	Kwaliteitscontrole gedurende de uitvoering	
5.	Documentatie	251

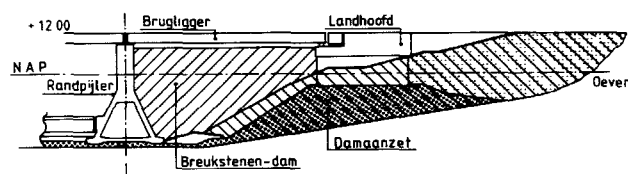
1. Inleiding

De damaanzet is een deel van de overgangsconstructie welke een verbinding vormt tussen de oevers en de werkeilanden enerzijds en de randpijlers van de stormvloedkering anderzijds. In totaal zijn er zes van deze constructies (figuur 1).



Figuur 1. Overzicht damaanzetten.

Elk van de overgangsconstructies bestaat uit een damaanzet, een op de damaanzet gefundeerd betonnen landhoofd, een breukstenen dam tussen de damaanzet en de randpijler en een brugligger. De brugligger is daarbij opgelegd op de randpijler en op het landhoofd (figuur 2).



Figuur 2. Overgangsconstructie.

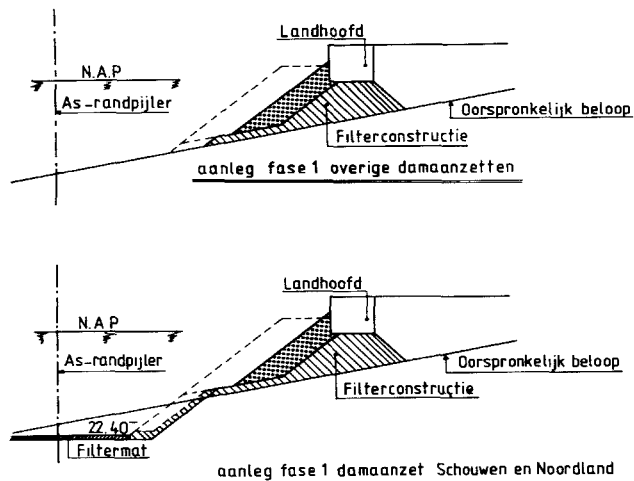
Deze onderdelen hebben allen een sterke relatie met de grondverbetering, de verdichting, het funderingsbed, de pijlers en de drempel. Hieruit en uit de volgorde waarin de onderdelen worden uitgevoerd volgen mede de randvoorwaarden voor het ontwerp. Zo had de noodzaak om een deel van de damaanzetten te bouwen voorafgaand aan het leggen van de funderingsmatten en het plaatsen van de randpijlers een grote invloed op het ontwerp van deze damaanzetten. In deze deelnota wordt het ontwerp van alleen de damaanzetten beschreven. Deze overgangsconstructie, evenals alle delen van de stormvloedkering, is gedimensioneerd om bestand te zijn tegen

belastingen met een kans van voorkomen van 1/4000 keer per jaar. De toelaatbare faalkans van de constructie is gekoppeld aan de kans dat de gevolgschade zal resulteren in een overstroming van Zeeland. Deze kans mag niet groter zijn dan 10^{-7} keer per jaar. Een beschouwing over de toelaatbare faalkans van de zes overgangsconstructies wordt gegeven in doc. 25 en bedraagt voor Noord-Beveland en Schouwen 10^{-7} en voor de overige damaanzetten 10^{-6} keer per jaar (zie ook deelnota 1.2, par. 3.3).

1.1. Vormgeving van de overgangsconstructie

1.1.1. De damaanzet

De damaanzet, als onderdeel van de overgangsconstructie, wordt aan één zijde begrensd door de oever en de dijk waarop de dam moet worden aangesloten. Aan de andere zijde wordt de begrenzing bepaald door de diepte en breedte van de funderingsmat van de randpijler.



Figuur 3. Principe damaanzet.

Teneinde de hoeveelheid in te zetten materieel binnen redelijke proporties te houden, moest de uitvoering van de zes damaanzetten gespreid worden in de planning. Er werd daarom gestreefd om alle damaanzetten, met uitzondering van Noordland, te bouwen voordat de funderingsmatten waren gelegd en de pijlers waren geplaatst (doc. 1).

Daartoe werden twee verschillende oplossingen toegepast. Voor de damaanzetten Schouwen en Noordland is het damlichaam in één keer doorgetrokken tot de funderingsdiepte van de randpijler op N.A.P.- 22,4 m.

Hierbij zijn de aansluiting op de filtermat en de toleranties van het leggen van de mat maatgevend geweest voor het ontwerp van de teen van de damaanzet.

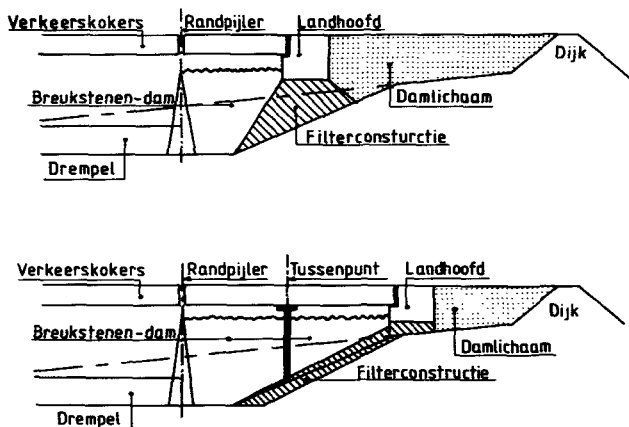
Voor de overige damaanzetten is de kop in een eerste fase op grotere afstand van de randpijlers aangelegd. In deze fase kon worden volstaan met een minder diepe ontgraving. De tweede fase is na het leggen van de filtermat uitgevoerd, waardoor een meer eenvoudige aansluiting werd verkregen (figuur 3).

Met uitzondering van damaanzet Schouwen en Roggenplaat-Zuid is de filteropbouw van alle damaanzetten in twee lagen uitgevoerd (sandwich constructie). De dimensies van de damaanzet werden voorts bepaald door de taluds welke voor de diverse toegepaste bouwmaterialen aangehouden moesten worden onder en boven water.

1.1.2. Het landhoofd

De keuze van plaats en funderingsdiepte van het landhoofd is medebepalend geweest voor de gekozen vormgeving van de overgangsconstructie. Een diepe fundering vereist meer beton voor het landhoofd, veroorzaakt meer plaatsingsmoeilijkheden doch resulteert in een kleinere overspanning van de brugligger en een minder kostbare breukstenen dam. De volgende factoren zijn van invloed geweest op de keuze:

- De overspanning van de brugligger, gelimiteerd door een maximale constructiehoogte van de ligger die uit esthetische overwegingen niet veel mag afwijken van die van de overige brugliggers over de afsluitbare kering. Voor voorgespannen beton bedroeg de grootste overspanning ongeveer 65 m, voor lichtbeton 85 m en voor staal 140 m.
- De onderbouw van het landhoofd, bestaande uit zeven geprefabriceerde ronde elementen waarmee de voor de uitvoering zo moeilijke golfzone in zeer korte tijd kan worden overbrugd. De hoogte van deze elementen volgt uit de keuze van de funderingsdiepte en de bovenkant van de elementen. De bovenkant bevindt zich op minimale hoogte van N.A.P. + 3,5 m ten behoeve van de bouw van het resterende deel van het betonnen landhoofd boven water. Het ontwerp van het landhoofd wordt beschreven in Deelnota 3.7.



Figuur 4. Variant damaanzet met tussenhoofd.

- De diepte van de fundering, welke zodanig moet zijn dat deze onderwater vlak kan worden afgewerkt. Tevens dient voldoende

waterdiepte aanwezig te zijn voor het plaatsen van de betonelementen en later van de brugliggers door een drijvende bok. De funderingsdiepte werd vastgesteld op N.A.P.- 3,5 m.

Meerdere mogelijke varianten voor de plaats van het landhoofd werden uitgewerkt. Daarbij werden meerdere funderingsdiepten beschouwd alsmede de bouw van een tussensteunpunt zodat de afstand randpijler-landhoofd zou kunnen verdubbelen. (figuur 4).

Maatgevend bleken de kosten van de breuksteen in de breukstenen dam. Daarom is de plaats van het landhoofd zodanig gekozen dat de lengte van deze dam zo kort mogelijk kon worden gehouden.

1.1.3. De breukstenen dam

De breukstenen dam is het sluitstuk in de overgangsconstructie en medebepalend voor de vormgeving van de damaanzet. De breukstenen vullen de opening tussen de damaanzet en de randpijler en vormen een onderdeel van de waterkering.

De benodigde taluds en de steengrootten voor de verschillende locaties werden bepaald door middel van hydraulisch modelonderzoek. Dit onderzoek heeft tevens informatie verschaft over de belasting op het landhoofd (doc. 2 en 3). Het ontwerp van de breukstenen dam wordt beschreven in Deelnota 2.8.

1.1.4. De landschappelijke inpassing

De vormgeving van de overgangsconstructie, evenals van alle overige onderdelen van de stormvloedkering, werd beoordeeld op een goede inpassing in het Zeeuwse landschap. Daarbij werd gekozen voor een massief damlichaam als onderdeel van het totaal beeld van de stormvloedkering. De aansluiting op de oevers is haaks met kleine afrondingsstralen.

Het landschappelijke ontwerp wordt beschreven in Deelnota 1.2. hoofdstuk 8.

1.2. Beschrijving van de damaanzet

De damaanzet bestaat uit een damlichaam, een kop met voortalud, en de fundering van het landhoofd.

1.2.1. Het damlichaam

Het damlichaam is een conventionele dijk opgebouwd uit zand, variërend in lengten van 300 m bij damaanzet Schouwen tot 100 m bij Neeltje Jans. Het dwarsprofiel is voor alle damaanzetten gelijk. De kruin ligt op N.A.P. + 12 m en sluit aan op de aangrenzende dijken. Alleen ter plaatse van Noordland werd een hogere damaanzet en landhoofd ontworpen op N.A.P. + 12,75 m. Dit in verband met de aanzet van een verticale boog voor de zuidelijke oprit van de brug over de Roompotsluis (doc. 4).

1.2.2. De kop met voortalud

Het voortalud van de damaanzet aan de zijde van de randpijler (de kop van de damaanzet) is opgebouwd als een steenfilter. Het vormt de overgang tussen het brede zandlichaam van de damaanzet en de smallere open breukstenen dam. De kritieke onderdelen in deze constructie zijn:

- de aansluiting van het filter van het voortalud op de funderingsmat;
- de fundering van het landhoofd op dit filterlichaam.

A. De aansluiting op de funderingsmat

Bij de damaanzetten Schouwen en Noordland is het voortalud doorgetrokken tot de funderingsdiepte van de randpijler op N.A.P.- 22,40 m. Voor damaanzet Schouwen werd in de eerste fase aan de teen van de damaanzet een cunet gegraven, gevuld met het zand-grindfilter 0-32 mm en tijdelijk tegen erosie beschermd met een afdekking van grind. In de volgende bouwphase werd dit cunet op diepte afgegraven, waarna de funderingsmat werd gelegd. Het vervolgens aangebrachte filtermateriaal langs de rand van de mat, de "negatieve overlap", sloot zodoende aan op de oorspronkelijke filteropbouw in de damaanzet. Het benodigde profiel van vrije ruimte voor de Cardium, tijdens het opschonen voorafgaand aan het leggen van de funderingsmat, bepaalde in hoge mate de detaillering van het ontwerp en de fasering bij de uitvoering van het voortalud.

Damaanzet Noordland werd aangelegd nadat de funderingsmat was gelegd. De teen sloot daarbij aan op een door de Jan Heijmans gecombineerd met de Cardium aangebracht los filter langs de rand van de mat.

Voor de damaanzetten Roggenplaat-Noord, Neeltje Jans, Noordland en Noord-Beveland werd het voortalud als een sandwichconstructie uitgevoerd. Dit bleek nodig nadat in het beginstadium van de bouw van de filterconstructie ontoelaatbare grote aanzandingen werden geconstateerd (1 à 3 m). Door het landhoofd 12 m naar achteren te verschuiven kwam deze buiten de invloedssfeer van eventuele uitspoelende zandlenzen te staan en zouden te verwachten deformaties en rotaties binnen de ontwerptoleranties blijven. De brugligger werd door deze verschuiving 80 m lang en moest, gezien de begrenzing in de constructiehoogte, worden uitgevoerd in voorgespannen lichtbeton.

Hier bestond de werkvolgorde uit de volgende bouwfasen:

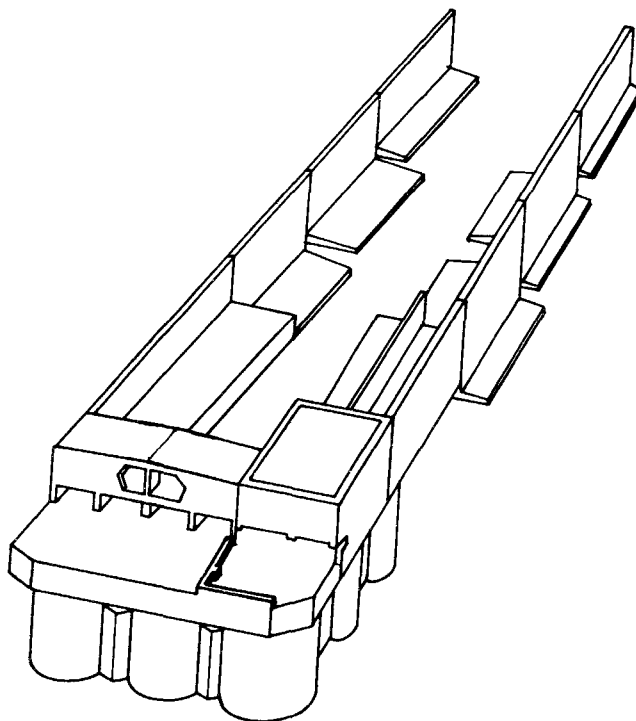
- A. De aanleg van de damaanzet 1e fase, in teruggeschoven positie, zonder diepe ontgravingen.
- B. Het opschonen op diepte en het leggen van de funderingsmatten met het Cardium.
- C. Het aanbrengen van de bovenmat en de aansluiting op het filterlichaam met behulp van de negatieve overlap. Gemeten aanzandingen tijdens dit proces werden afgedekt met een filtermengsel met behulp van de Jan Heijmans.
- D. De afbouw van de damaanzet 2e fase.

Damaanzet Roggenplaat-Zuid werd aangelegd volgens het oorspronkelijk ontwerp zonder sandwichconstructie. Wegens een ontoelaatbare aanzanding zijn hier de ontwerpuitgangspunten voor het filter aangepast (zie hoofdstuk 4.4).

B. De aansluiting van het landhoofd op het filterlichaam

De kop van de damaanzet vormt tevens de fundering van het landhoofd waarop de brugliggers zijn opgelegd. Het landhoofd bestaat uit een onderbouw van geprefabriceerde elementen en een bovenbouw van in situ gestort gewapend beton (figuur 5) en is een deel van de waterkering. In verband hiermede en in verband met de geringe kwelweg is het landhoofd geheel met filterlagen omstort.

Als alternatief is aan een constructie van stalen damwanden gedacht. De onzekerheid van een zanddichte aansluiting tussen de damplanken, de onmogelijkheid van inspectie onder de stenen afdekking aan de buitenzijde en de beperkte levensduur van het staal waren redenen om deze variant te verwerpen (doc. 5).



Figuur 5. Overzicht opbouw landhoofd.

1.2.3. De fundering van het landhoofd

Het landhoofd is zodanig ontworpen dat onderlinge zettingsverschillen in de fundering kunnen worden opgenomen (zie ook Deelnota 3.7). De grootte van deze zettingsverschillen hangt af van de toegepaste koppelconstructie, de stijfheidsverdeling onder de elementen en de absolute grootte van de deformaties en rotaties. Deze werden voor elk landhoofd afzonderlijk geanalyseerd.

Het funderingsplateau werd in de kop van de damaanzet uitgespaard op N.A.P.- 3,5 m en kon met bokken tijdens hoogwater worden overvaren voor het plaatsen van de landhoofdelementen.

Ter beperking van zettingsverschillen onder het landhoofd werd de ondergrond met trilnaalden verdicht, voorafgaande aan de bouw van de damaanzet. Vervolgens werd het in lagen aangebrachte filter onderwater verdicht met een daartoe ontwikkelde trilplaat. Zowel het filterlichaam van zandgrind als de breuksteen 40-200 mm werden in lagen van 3 tot 4 m verdicht. Het maken van een effectieve trilplaat en het bepalen van de trilafstand en trillingsduur waren onderwerp van uitgebreid onderzoek.

2. Randvoorwaarden en ontwerpisen

De randvoorwaarden en de daaruitvolgende ontwerpisen zijn onder te verdelen in respectievelijk hydraulische- en grondmechanische aspecten.

2.1. Hydraulische aspecten

2.1.1. Eindfase

De constructie dient in de eindfase volledig bestand te zijn tegen stormvloed en met een overschrijdingskans van 1/4.000 keer per jaar.

Dit houdt in dat de constructie eerst bij hogere stormvloed mag bezwijken. Als richtlijn is door de Commissie Ontwerphilosofie de toelaatbare faalkans van de constructie gekoppeld aan de kans dat de gevolgschade zal resulteren in een overstroming van Zeeland. Deze kans mag niet groter worden dan 10^{-7} keer per jaar (doc. 25, deelnota 1.2, par. 3.3).

Derhalve is het bezwijkgedrag van de constructie bij stormvloed met een kleinere kans van voorkomen dan 1/4.000 keer per jaar bestudeerd.

A. Golfrandvoorwaarden

Als golfrandvoorwaarden voor damaanzetten gelden in beginsel dezelfde randvoorwaarden als voor de gehele stormvloedkering. De inkomende golven worden echter door de topografie rond de damaanzetten sterk beïnvloed door effecten als shoaling, refractie, diffractie, reflectie en breking.

Voor de lokatie Noord-Beveland werden resulterende golven gemeten in een drie-dimensionaal modelonderzoek.

Voor de overige lokaties zijn aan de hand van de in dit model gemeten golven en met behulp van het rekenmodel CREDIZ (gecombineerde REfractie en DIffractie van Zeegolven) de randvoorwaarden berekend.

B. Vervalbelasting

Het verval over de damaanzetten is gelijk aan dat voor de gehele Stormvloedkering, te weten:

6,2 m, gebaseerd op waterstanden N.A.P. + 5,5 m op de Noordzee en N.A.P. - 0,7 m op de Oosterschelde.

Het omgekeerde verval is 3,4 m bij waterstanden N.A.P. - 1 m op de Noordzee en N.A.P. + 2,4 m op de Oosterschelde.

C. Uitgevoerde modelonderzoeken

Ten behoeve van het eindfase-onderzoek is modelonderzoek uitgevoerd met behulp van een drie-dimensionaal model (samengevat in doc. 3).

Dit onderzoek spitste zich onder andere toe op:

- golfbeeld nabij de damaanzet;
- golfklappen tegen brugligger.

Onderzocht is de situatie voor de lokatie Noord-Beveland. Als resultaten van dit onderzoek kunnen onder meer worden genoemd:

- de nabij de damaanzet gemeten golfhoogte verschilt slechts weinig van de inkomende diepwatergolfhoogte;
- het gemeten golfspectrum nabij de damaanzet wordt sterk beïnvloed door lokale reflecties;
- er treden golfklappen op tegen de brugligger.

D. Golf (spray)belasting op de brugligger boven breukstenen dam

Tijdens de uitvoering van het drie-dimensionaal modelonderzoek, met een golfaanval corresponderend met een overschrijdingsfrequentie van $2,5 \times 10^{-4}$ keer per jaar, bleek dat de brugligger boven de breukstenen dam plaatselijk belast werd door opslaande golven. Door de ontwerpers van de brugliggers werd medegedeeld dat deze belasting zodanig klein was dat daarmee verder geen rekening behoefde te worden gehouden.

2.1.2. Bouwfase

Als norm voor belastingen in de bouwfases geldt algemeen een overschrijdingskans van 1% binnen de duur van de betreffende bouwfase. Voor golf- en waterstandbelastingen betekent genoemde norm een waterstand met een overschrijdingskans van 1% per bouwfaseduur met de daarmee samenhangende golfhoogten. Voor stroombelastingen is een getij genomen met een overschrijdingskans van 1% per bouwfaseduur, waarbij echter de invloed op de stroom van de reeds uitgevoerde en in uitvoering zijnde werken verdisconteerd is.

A. Waterstand en inkomende golven

Voor de voorontwerpen is ten aanzien van de waterstand en de golven als maatgevend voor alle zes de damaanzetten aangehouden: de door de golven zwaarst aangevallen lokatie Noord-Beveland.

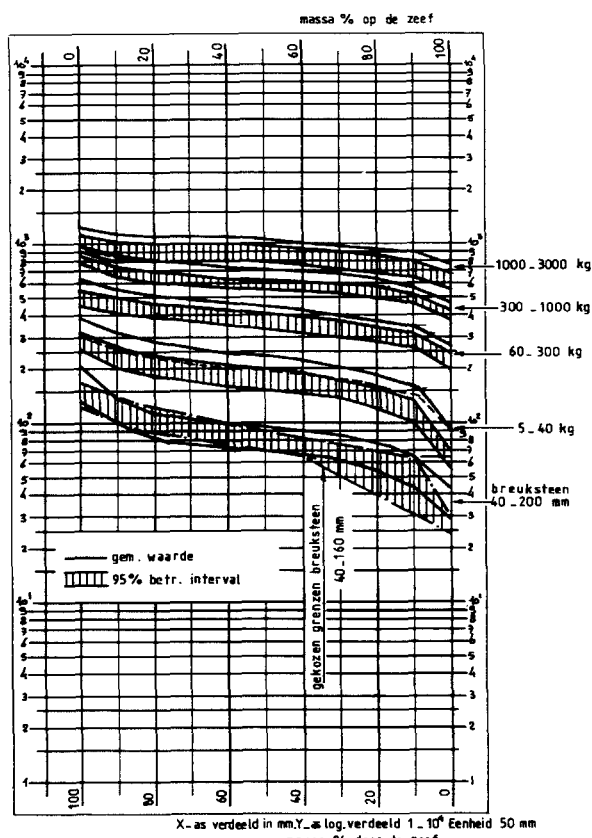
Voor een drietal bouwfaseduren (1 maand, 6 maanden en 12 maanden) worden in tabel 1 de aangehouden significante golfhoogte H_s , de voor de belastingen maatgevende golfperiode T , de golfrichting t.o.v. noorden en de waterstand gegeven aan de teen van de damaanzet Noord-Beveland.

B. Stroomsnelheden

Het volgende onderscheid diende te worden gemaakt:

- Stroming over en langs de damaanzet in opbouw vanaf N.A.P. - 20 m (1e fase);
- stroming aan de teen van het talud van de damaanzet vóór het leggen van de matten en het plaatsen van de randpijler;
- idem als b na het plaatsen van de randpijler. Deze bouwfase was aanwezig tot aan het aanbrengen van de breukstenen dam (2e fase).

- op de scheiding van zand-mijnsteen en fosforslakken; maximaal een potentiaal verloop van 5%, veroorzaakt door het verhang in het damlichaam zelf, loodrecht op de kering.



Bron: WKE.R. 77089 : "Productiecontrole van stortsteen in een basaltgroeve in Mayen en een kalksteengroeve in Beer".

Figuur 6. Zeefkrommen breuksteen en afdek materiaal.

Bij de bepaling van de stabiliteit werd voorts uitgegaan van een doorlatendheidscoëfficiënt K en een hoek van inwendige wrijving φ als verzameld in tabel 2.

Gradiënt in %	Waarden van K in m/s					φ
	5	10	25	50	100	
Oosterscheldezand			0,001			33°
mijnstenen			0,02			
fosforslakken						42°
steen 40-200 mm						
60 - 300 kg	2,24	1,58	1,00	0,71	0,50	
200 - 1000 kg						
1000 - 3000 kg	3,63	2,56	1,62	1,14	0,81	42°

Tabel 2. Waarden van K in m/s en φ in graden.

2.2.3. Filteronderzoek

Het filtermateriaal werd in lagen van 3 à 4 m onderwater aangebracht en vervolgens verdicht. Het probleem deed zich daarbij voor dat tussen de stortcycli zandlenzen konden worden afgezet, tussen de opeenvolgende bouwlagen.

Bij het Waterloopkundig Laboratorium werd onderzocht bij welke verhangen dit zand kan uitspoelen en welke zettingen daarbij kunnen optreden. Hieruit werd de maximaal toelaatbare dikte afgeleid van ingesloten zandlenzen; 0,2 à 0,3 m.

Uitgaande van de ontwerpverhangen werden de minimum eisen bepaald waaraan de zeefkromme van het filtermateriaal nog moest voldoen (figuur 7).

Het uiteindelijk toegepaste zand-grindmengsel 0-32 mm werd gevonden in een natuurlijke winplaats in Duitsland.

Voorafgaande aan de bouw van de damaanzetten werd door middel van stortproeven op verschillende diepten geverifieerd of het aangebrachte mengsel nog voldeed aan de gestelde eisen. De mate van ontmenging bepaalde de minimale leveringseisen (doc. 13).

Zettingsberekeningen werden uitgevoerd voor extreme hydraulische verhangen met een overschrijdingskans van 1/4000 keer per jaar. Omdat voor het uitspoelen van zand de duur van de belasting belangrijk is, werd voor een aantal punten een belastingsduurlijen gemaakt. Daarbij werd de duur van te verwachten belastingen tijdens de levensduur van de kering (200 jaar) bij elkaar opgeteld.

Als ontwerpcriteria gelden een maximale zetting van 10 à 15 cm en een rotatie van ca. 10 ‰ van de betonelementen waaruit het landhoofd is opgebouwd. Van belang is de voorspelling van de maximaal mogelijke zettingen van de zes landhoofden tijdens de levensduur van de kering. De resultaten zijn samengevat in tabel 3.

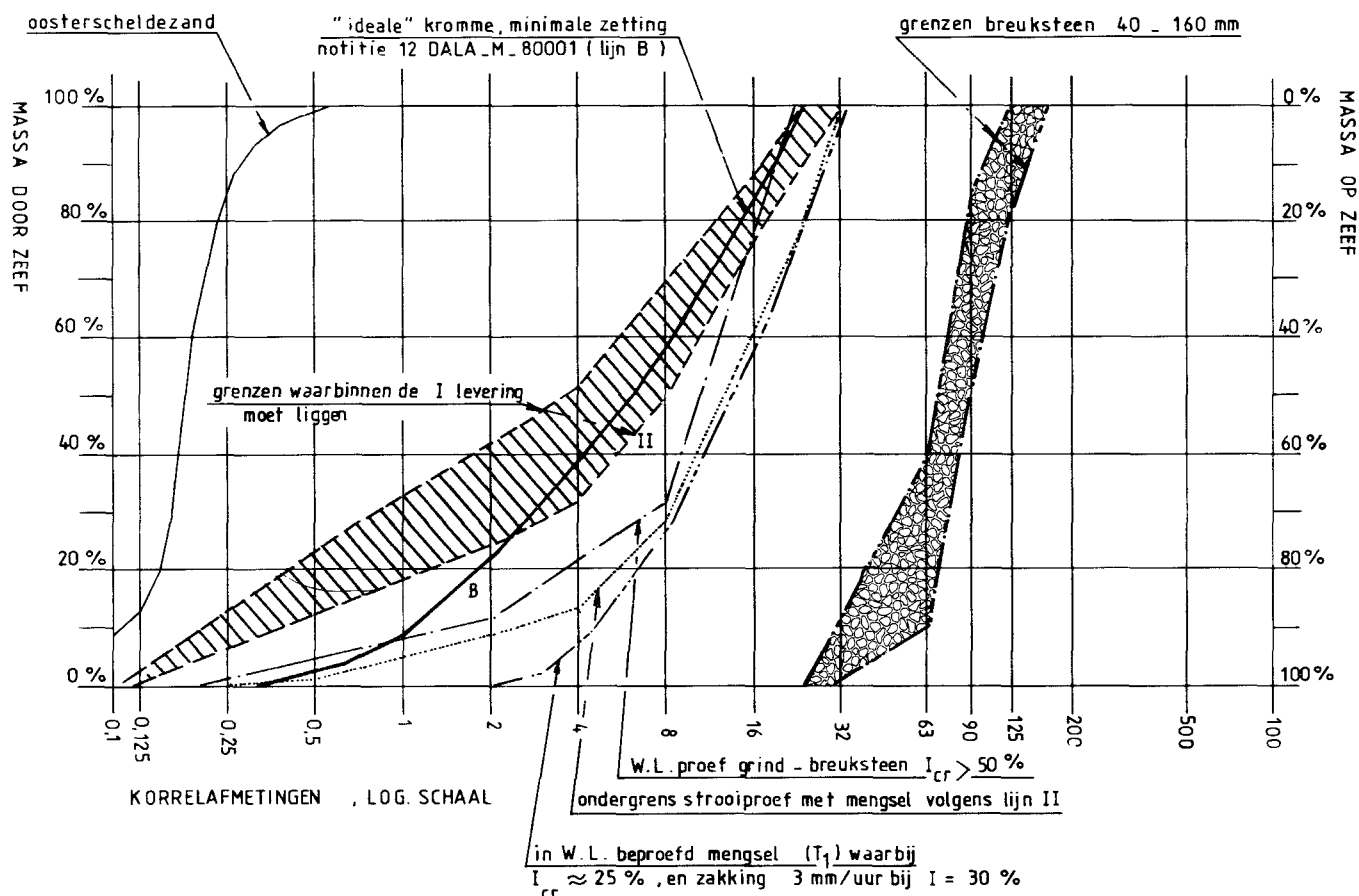
Locatie	Zettingen in landhoofd tijdens uitvoering	Zettingen in damaanzet
Schouwen	0,30 m	0,20 m
Roggenplaat-Noord	0,42 m	0,20 m
Roggenplaat-Zuid	0,17 m	0,20 m
Neeltje Jans	0,26 m	0,20 m
Noordland	0,17 m	0,20 m
Noord-Beveland	0,16 m	0,20 m

Tabel 3. Maximaal mogelijke zettingen van de landhoofden.

Daarbij werd uitgegaan van de samenstelling van de aangebrachte fundering en de dikte van zandinsluitingen. Deze werden bepaald door controlemetingen tijdens de uitvoering, door boringen, door sonderingen en door elektrische weerstandsmetingen. In damaanzet Schouwen werden geen zandlenzen aangetroffen. Omdat de te verwachten zettingen binnen de toelaatbare grenzen vielen werd de constructie dan ook geheel volgens het oorspronkelijk ontwerp uitgevoerd.

Tijdens de bouw van Roggenplaat-Zuid werden echter zandafzettingen van in totaal 1 à 3 meter gemeten. Omdat deze ontoelaatbare zettingen zouden kunnen veroorzaken werd het ontwerp aangepast. Evenals voor de overige damaanzetten werd het landhoofd 12 meter naar achteren geplaatst en kwam daardoor buiten de invloedssfeer van het gebied waar zandlenzen zouden kunnen uitspoelen (zie hoofdstuk 4).

Deze voorzorgsmaatregelen werden, met uitzondering van de damaanzet Schouwen, voor alle damaanzetten getroffen. Ook ter plaatse van de breukstenen kaden zou bij aanwezigheid van dikke zandlenzen, zettingen kunnen ontstaan over de gehele breedte van de damaanzetten, verlopend van maximaal 1 meter onder de kruin



Figuur 7. Minimum eisen zeefkrommen filtermateriaal.

van de dam tot nul aan de buitentaluds. Ook deze zetting werd bij voorbaat in de nabijheid van het landhoofd uitgesloten door het aanbrengen van een tweede filter.

2.2.4. Plaatverdichting

Om een goede filterwerking en de nodige draagkracht te verkrijgen werden zowel de breukstenen kaden van 40-200 mm als het filterlichaam, na het aanbrengen onder water, in lagen van 3 à 4 m verdicht. De breuksteen vormt voor een gedeelte de fundering van de landhoofdelementen. Het is daarom van belang dat deze in dezelfde mate vervormt als het aangrenzende zand-grindmengsel. Door middel van plaatdrukproeven werd gevonden dat na verdichting eenzelfde stijfheid van deze materialen zou worden verkregen (doc. 14). Door de onderzoekafdeling van de Deltadienst ONW werden de nodige verdichtingsproeven verricht ter bepaling van de trillingstijd en stapafstand. Deze zijn afhankelijk van het toegepaste verdichtingsapparaat, de te verdichten laag samenstelling en dikte en de vereiste verdichtingsgraad. Controle van de verdichting van het zandgrindfilter werd gedaan door het uitvoeren van sonderingen en elektrische grondweerstandsmetingen. Als minimum eis werd gesteld een conusweerstand van 25 MN/m².

De verdichtingseis van de breuksteen werd in de bestekken gegeven als benodigde verdichtingstijd aangezien de verdichtingsgraad niet kon worden gecontroleerd.

2.2.5. Externe stabiliteit van de damaanzet

A. Veiligheidscoëfficiënt

Bij het ontwerp van de damaanzetten zijn veiligheidsfactoren gehanteerd. Deze veiligheidsfactoren voor stabiliteitsberekeningen zijn nader gedefinieerd in doc. 15 en doc. 16. De veiligheidsfactoren zijn gezet op de belastingen die kunnen voorkomen met de volgende frequenties:

- eindfasen : $2,5 \times 10^{-4}$ keer per jaar;
- bouwfasen : 10^{-2} keer per bouwphase duur

	γ_{S1}	γ_{S2}	γ_{S3}	γ_{M1}	γ_{M2}	γ_{M3}	γ_{C1}	γ_{C2}	γ
- stabiliteit koptalud damaanzet bouwphase	1,1	1,0	1,0	1,1	1,1	1,0	1,0	1,0	1,2
- stabiliteit beton-elementen eindfase	1,2	1,0	1,1	1,1	1,1	1,0	1,0	1,15	1,15
- stabiliteit beton-elementen bouwphase	1,0	1,0	1,1	1,1	1,1	1,0	1,0	1,1	1,4

$$1) \gamma = \frac{\gamma_{S_1} \cdot \gamma_{S_2} \cdot \gamma_{S_3} \cdot \gamma_{m_1} \cdot \gamma_{m_2} \cdot \gamma_{m_3} \cdot \gamma_{C_1} \cdot \gamma_{C_2}}{\gamma_{S_1}}$$

In deze tabel is:

- γ = totale veiligheidscoëfficiënt;
- γ_{S_1} = coëfficiënt voor overbelasting;
- γ_{S_2} = coëfficiënt voor constructieschematisatie;
- γ_{S_3} = coëfficiënt voor belastingschematisatie;
- γ_{m_1} = coëfficiënt voor materiaaleigenschappen;
- γ_{m_2} = coëfficiënt voor sterkte-eigenschappen;
- γ_{m_3} = coëfficiënt voor rekenmodel;
- γ_{C_1} = coëfficiënt voor mogelijkheid herverdeling van krachten;
- γ_{C_2} = coëfficiënt voor ernst van de grenstoestand.

De keuze van de filterconstructie ter plaatse van het landhoofd is bepaald door de filterdeformaties die optreden als gevolg van uitspoeling.

Deze deformaties zijn berekend met een veiligheidsfactor 1,5 zowel op de grootte van de verhangen, als op de duur van de verhangen. De grootste van beide deformaties is als maatgevend aangehouden.

B. Het landhoofd

Het landhoofd is uitgevoerd als kistdam met betonelementen. De betonelementen zijn gefundeerd op een niveau van N.A.P.- 3,5 m. De grondslag onder de betonelementen bestaat uit verdicht grind-zand 0-32 mm, afgedekt en begrensd door breuksteen 40-160 mm.

C. Deformaties van de betonelementen

De grootte van de deformaties is bepaald door de stijfheidseigenschappen van de ondergrond en van het aanvulmateriaal onder de betonelementen.

Er is voor alle dam aanzetten vanuitgegaan, dat de oorspronkelijke ondergrond onverdicht blijft.

Alleen de oorspronkelijke ondergrond ter plaatse van oude pyloongaten onder de landhoofden Schouwen, Roggenplaat-Zuid, Noordland en Noord-Beveland zijn wel verdicht. Het filterlichaam, waarop de landhoofdelementen zijn gefundeerd, is wel verdicht in lagen. Na verdichting moet in het zand-grindmengsel de conusweerstand tenminste 20 à 25 MN/m² bedragen. Deze waarde is bereikt door het kiezen van een vooraf bepaalde triltijd.

D. Stabiliteit van de betonelementen

De stabiliteit is zowel berekend met de glijcirkelmethode als met de methode van Brinch-Hanse.

Van beide berekeningen is de kleinste waarde aangehouden.

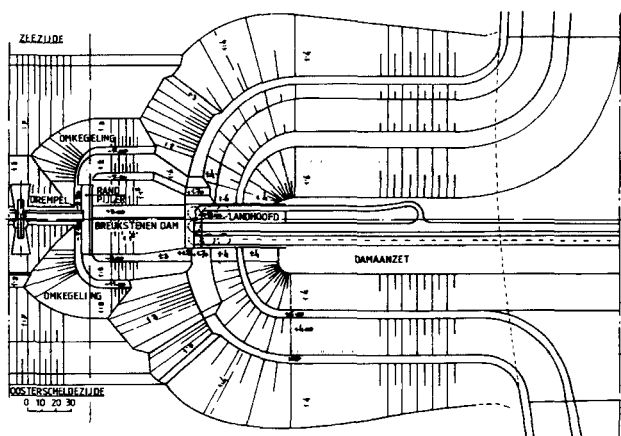
Voor de aanvulling achter de elementen is een neutrale gronddrukcoëfficiënt aangehouden van 0,5.

Voor de bouwfase is de veiligheidsfactor $\gamma = 1,46$ en voor de eindfase $\gamma = 1,5$, hetgeen in beide gevallen voldoende is.

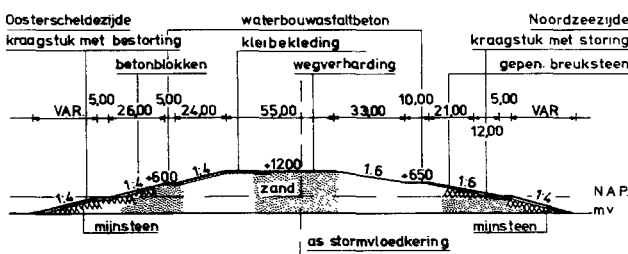
3. Ontwerpeisen en ontwerp damaanzetten

3.1. Algemeen

Elke damaanzet bestaat uit een zandlichaam, dat van een bekleding is voorzien. De begrenzing aan de stroomgeulzijde bestaat uit een filterconstructie met een steil voortalud. Aan de andere zijde sluit de damaanzet aan op bestaande constructies van de oevers c.q. werkeilanden (figuur 8, 9 en 10).



Figuur 8. Aansluiting damaanzet op bestaande constructie (plattegrond).

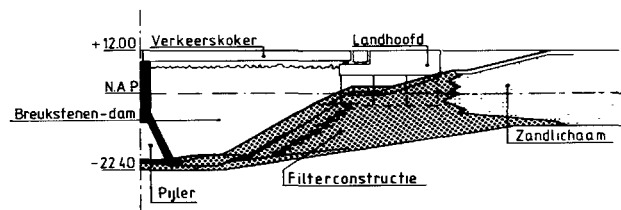


Figuur 9. Aansluiting damaanzet op bestaande constructie (dwarsdoorsnede).

3.1.1. Zandlichaam

Kruinhoogte

De kruin van de damaanzetten ligt op N.A.P. + 12 m en wordt bepaald door de hoogteligging van de weg over de Stormvloedkering. De golfloop is voor het ontwerp van de damaanzetten probabilistisch benaderd. De berekeningen hebben bij de gehanteerde natuurrandvoorwaarden tot de volgende resultaten geleid.



Figuur 10. Aansluiting damaanzet op bestaande constructie (langsdoorsnede)

	Hammen/Schaar	Roompot
- buitenwaterstand	N.A.P. + 5,3 m	N.A.P. + 5,5 m
- binnenwaterstand	N.A.P. - 0,7 m	N.A.P. - 0,7 m
- significante golfhoogte	3,5 m	4 m
- piekperioden	11,5/sec.	11,5/sec.
- windsnelheid	45-50 m/s	45-50 m/s
- windrichting	ca. 315°	ca. 315°
- kans van optreden	$2,5 \times 10^{-4}$	$2,5 \times 10^{-4}$
- overslag	20 golven per storm	20 golven per storm
- taludhelling	1:6	1:6
- bermbreedte op N.A.P. + 6 m	10 m	10 m
- golfloop	N.A.P. + 9 m	N.A.P. + 11,5 m

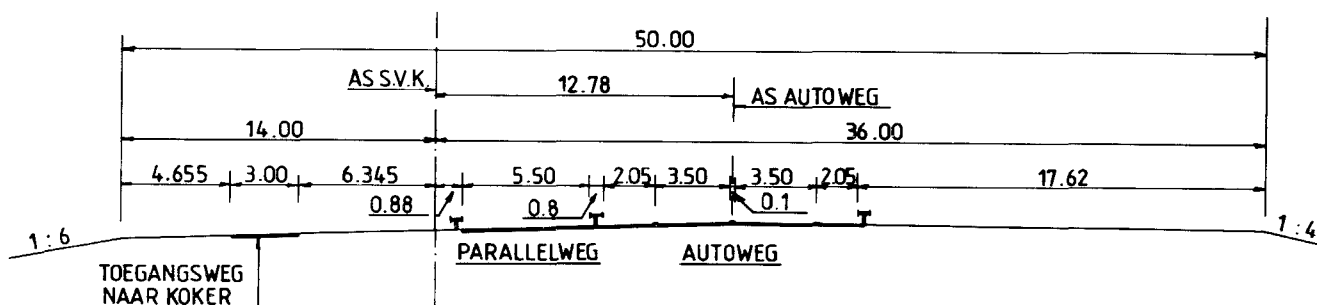
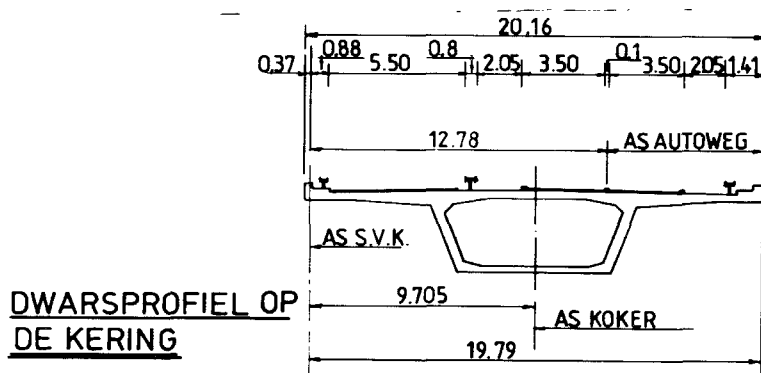
Kruinbreedte

De kruin van de damaanzetten is 50 m breed en biedt ruimte aan een parallelweg, een toegangsweg naar de verkeerskoker, een autoweg en een eventuele uitbreiding tot autosnelweg. In figuur 11 is de deling van de kruin nader weergegeven.

Taludhellingen en bermen

De taludhellingen zijn bepaald door:

- de verwerkingsmethode en het gedrag van de materialen bij de opbouw van de damaanzet; te weten mijnsteen en/of fosforlakken;
- de stabiliteit van de bekledingsmaterialen in de eindfase;
- de stabiliteit van de bekledingsmaterialen tijdens het aanbrengen; dit geldt met name voor de asfaltprodukten;
- de golfloop;
- de grondmechanische stabiliteit.



Figuur 11. Dwarsprofiel op damaanzet.

Aan de zeezijde hebben voor het boven N.A.P. + 2,5 m gelegen be-
loep de beschouwingen over golfloop tot een helling 1:6 geleid.
De overige taludhellingen zijn 1:4. Daar de taludlengte evenredig
was met de helling, is een steil talud voor wat betreft de benodigde
hoeveelheden bekledingsmaterialen gunstig.
Een steiler talud dan 1:4 was om uitvoeringstechnische redenen niet
gewenst.

De grondmechanische stabiliteit was voor geen van de taluds maat-
gevend. De op N.A.P. en N.A.P. + 6 m gelegen bermnen hebben de
volgende functies:

- verankering en aansluiting van de kraagstukken op de hoger ge-
legen bekledingen;
- verbetering van de stabiliteit van de breuksteen in het betreffen-
de gebied;
- beperking golfloop aan de zeezijde; de breedte en het niveau
van de berm op N.A.P. + 6 m zijn hierdoor mede bepaald;
- aanleg en onderhoud van de bekledingen.

De bermnen vergroten de stabiliteit van de taluds.

*Taludbekleding beneden N.A.P. aan zowel de zee- als de Ooster-
scheldezijde*

De op N.A.P. en lager gelegen belopen zijn bekleed met op de bo-
dembescherming aansluitende kraagstukken. De interne verhangen
zijn zodanig klein (minder dan 5%), dat met deze klassieke con-
structie kan worden volstaan. De kraagstukken hebben een zool van
polypropreen filterweefsel, zwaar 750 gr/m² en zijn afgestort met
200 kg/m² breuksteen 10-60 kg en 800 kg/m² breuksteen 60-300 kg.
Aan de zeezijde is het betreffende gebied vanaf N.A.P.- 2 m bestort
met 1500 kg/m² breuksteen 300-1000 kg. Dit steengewicht is be-

paald uit het drie-dimensionaal modelonderzoek. Aan de Ooster-
scheldezijde is breuksteen 60-300 kg ook in de golfzone stabiel.
De berekeningen zijn vastgelegd in (doc. 17).

Taludbekleding zeezijde boven N.A.P.

Aan de zeezijde zijn de taluds tussen N.A.P. en N.A.P. + 6 m be-
kleed met gepenetreerde breuksteen en boven N.A.P. + 6 m met as-
faltbeton.

Op de kruin sluit deze bekleding aan op de wegverharding. De dik-
ten van de bekledingen zijn berekend op de overdrukken die bij
snelle val van het water na een stormperiode kunnen ontstaan in het
dijklichaam. De betreffende berekening is opgenomen in (doc. 18).
Boven de getijzone nemen de wateroverdrukken snel af. De golfaan-
val is in dit gebied tot een niveau van ca. N.A.P. + 6 m het sterkst.
De dikte van de bekleding is daarom in dit gebied op tenminste 0,35 m
gesteld. De bekleding van gepenetreerde breuksteen is aan de zee-
zijde tot N.A.P. + 6 m doorgezet.

Aan de zeezijde is ter plaatse van de overgang van de kraagstukken
op de gesloten taludbekleding een betonnen damwand aangebracht.

Taludbekleding Oosterscheldezijde boven N.A.P.

De bekleding van de damaanzetten aan de Oosterscheldezijde zijn
bepaald aan de hand van de volgende natuurrandvoorwaarden:

- | | |
|---------------------------|-------------------|
| - binnenwaterstand | N.A.P. + 2,4 m |
| - significante golfhoogte | 1,5 m ± 0,2 m |
| - piekperiode | 4,2 sec ± 0,4 sec |
| - windsnelheid | 25-30 m/sec |
| - windrichting | ca. 90°. |

Bij de taludhellingen 1:4, is voor de significante golf een oploop tot N.A.P. + 5,2 m en voor de 2% golf een oploop tot N.A.P. + 6,3 m berekend.

Op grond van het voorafgaande zijn taluds tot N.A.P. + 6 m bekleed met betonblokken, gepenetreerde breuksteen of asfaltbeton. Boven N.A.P. + 6 m is een kleibekleding voldoende. Deze bekleding wordt slechts sporadisch door golven overspoeld. De kleibekleding sluit aan op de wegverhardingen op de kruin van de damaanzet.

3.1.2. Voortatud damaanzet en landhoofd fundatie

Wijziging in randvoorwaarden

Het verband met andere werkonderdelen bepaalde in belangrijke mate het ontwerp van het talud van de damaanzet.

De volgende ontwikkelingen waren van doorslaggevende invloed op ontwerp en uitvoering van het voortatud en de daarachter gelegen landhoofd fundatie.

- Ten behoeve van een betere spreiding in de tijd van de natte werken zijn drie damaanzetten (Schouwen, Roggenplaat-Zuid en Neeltje Jans) uitgevoerd voorafgaand aan het leggen van de funderingsmatten.
- De overige drie damaanzetten zijn om hydraulische redenen aangelegd nadat de funderingsmatten zijn gelegd.
- Met de keuze van 42 m brede funderingsmatten onder de pijlers is het benodigde profiel van vrije ruimte voor het legmaterieel (Cardium) komen vast te staan, terwijl de uit deze keuze voortvloeiende negatieve overlap van de matten richting heeft gege-

ven aan de aansluiting van de matten op de damaanzetten danwel aansluiting van de damaanzetten op de matten.

Fundatieniveau landhoofdelementen op N.A.P.- 3,5 m

Het fundatieniveau van N.A.P.- 3,5 m zou goede montage-mogelijkheden geven. Het fundatievlak ligt beneden de directe golfaanval en zou tevens goed kunnen worden afgewerkt (doc. 19), terwijl het door een aantal bokken tijdens hoogwater zou kunnen worden overvaren. Bij een fundatieniveau van N.A.P.- 3,5 m was het tevens mogelijk de damaanzet te bouwen voordat de funderingsmat onder de randpijler werd gelegd.

De opbouw van de constructie

- Voorafgaand aan leggen funderingsmatten (figuur 12 en 13)

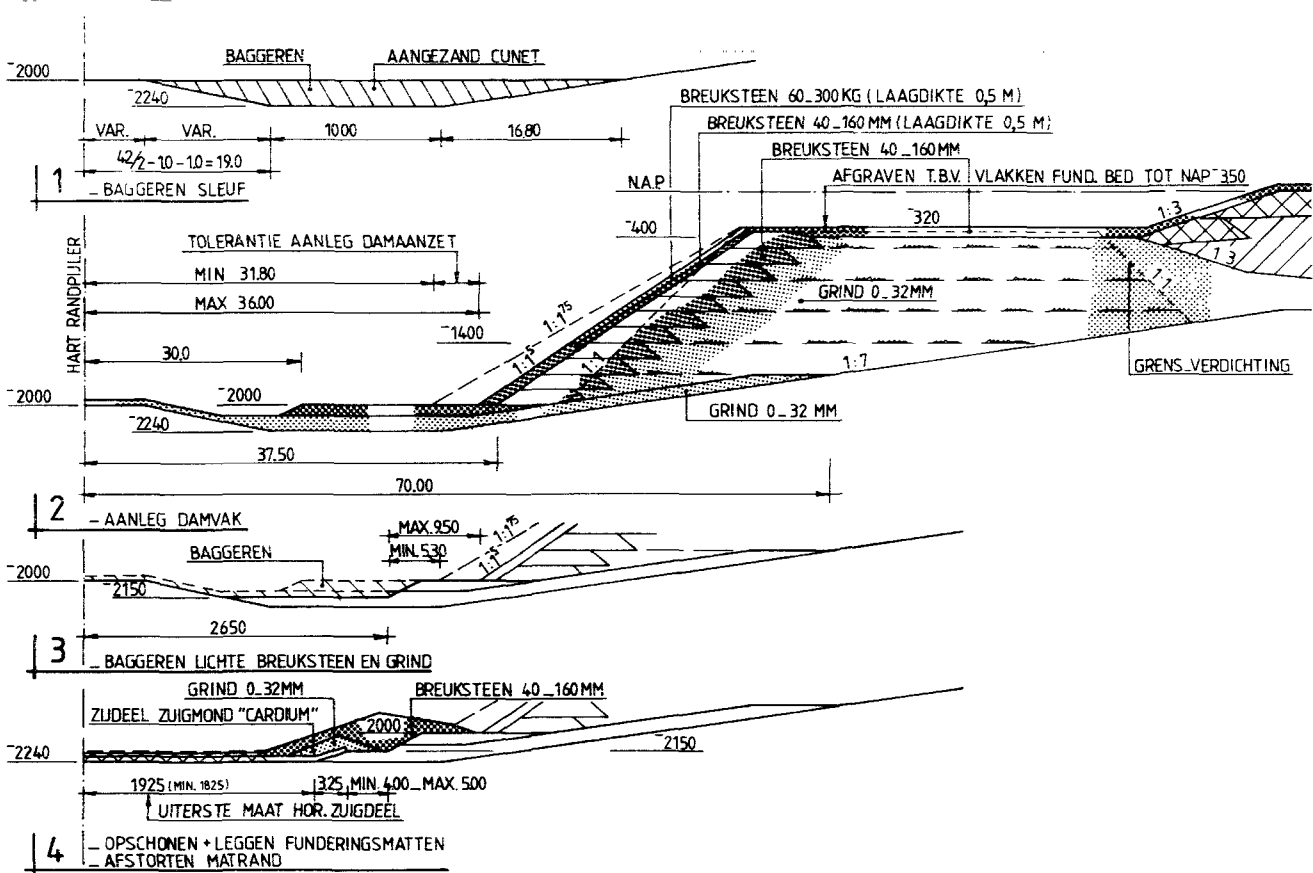
Grindkoffer

De uitgangssituatie bij de aanleg van de damaanzet was de verdichte grondverbetering in de as van de Stormvloedkering, terwijl de bodembescherming op de manoeuvreerplateaus is aangebracht.

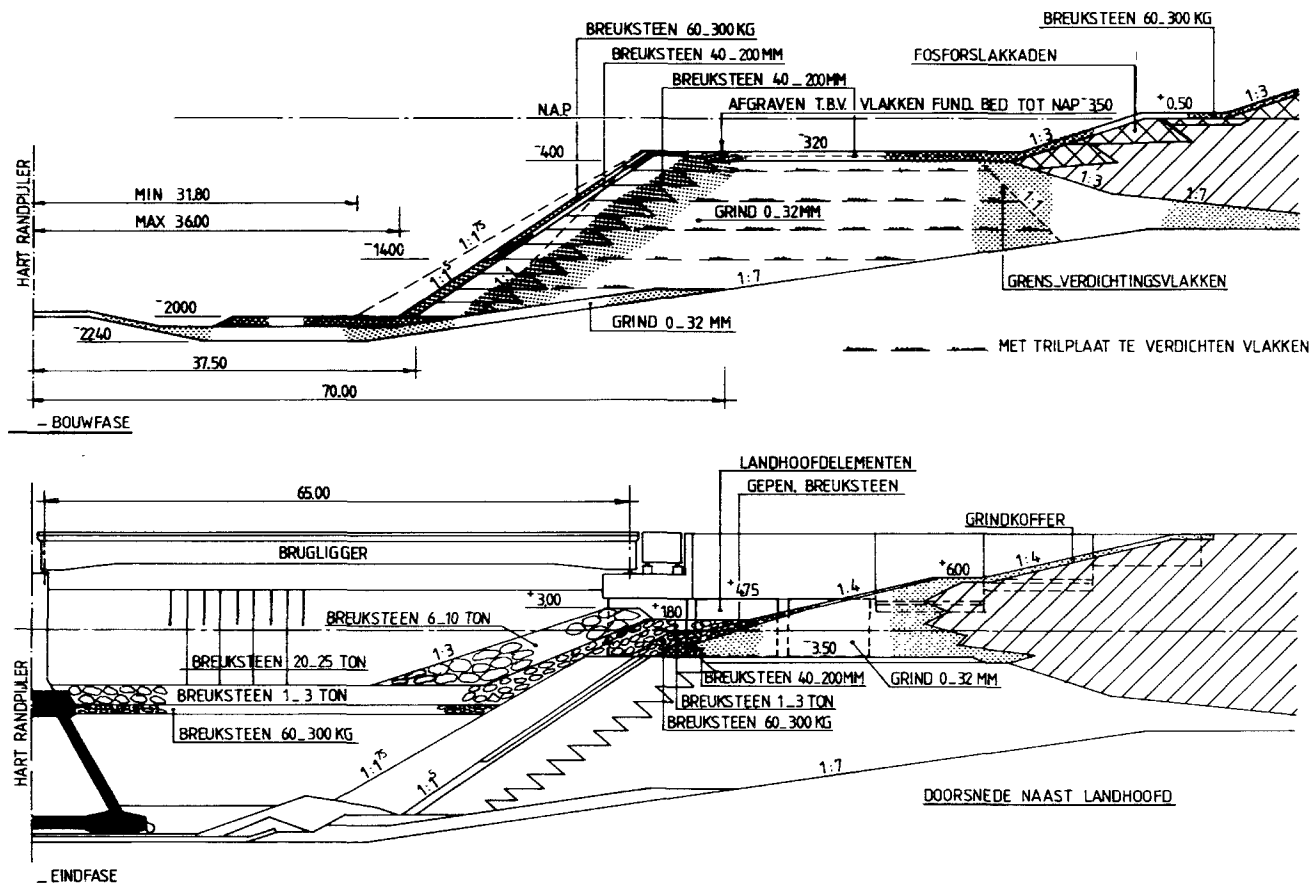
Begonnen werd met het graven van een sleuf ter plaatse van de teen van het voortatud.

In de sleuf werd door storten vanaf de waterlijn in lagen van ca. 0,3 m een grindkoffer gemaakt ten behoeve van de aansluiting met de fundatiemat. Deze mat werd op een later tijdstip aangebracht.

De grindkoffer is geheel of gedeeltelijk afgedekt met breuksteen 40-160 mm en verdicht.



Figuur 12. Voortatud damaanzet en landhoofd fundatie.



Figuur 13. Voortalud damaanzet en landhoofd fundatie.

Deze afdekking is per lokatie, mede aan de hand van de gevonden stroomsnelheden van het bouw fase-onderzoek, vastgesteld.

b. Na het leggen van de funderingsmatten (figuur 14 en 15)

Grindkoffer

De uitgangssituatie bij de aanleg van de damaanzet was de aangebrachte funderingsmatten met de negatieve overlap. Begonnen werd met het graven van een sleuf ter plaatse van de teen van het voortalud.

In de sleuf is door strooien vanaf de waterlijn in lagen van ca. 0,3 m een grindkoffer met een dikte van 1 m aangebracht ten behoeve van de aansluiting op de negatieve overlap.

De grindkoffer is gedeeltelijk afgedekt met een laag breuksteen 40-160 mm en verdicht.

c. Voortalud

Het steile voortalud van de damaanzet en de landhoofd fundatie is vervolgens laagsgewijs opgebouwd door achter kaden van breuksteen 40-160 mm, grind 0-32 mm te strooien.

Het grind is vanaf de waterlijn in lagen van 0,3 m strooiend aangebracht.

Het grind en gedeeltelijk ook de breuksteen zijn in lagen van 3 m met een trilplaat verdicht tot een gemiddelde conusweerstand in het totale filterpakker van 20 MN/m².

Op ca. 75 m uit de as van de kering zijn de taludhellingen afgenomen tot ca. 1:2,5 en liggen de verhangen in de orde van 5%. Op deze plaatsen is het grind achter fosforslakkaden gestrooid. De fosforslakkaden gaan over in mijnsteenakaden op de plaats waar taludhellingen 1:4 zijn bereikt.

Aan de zijde van de oever is de taludhelling van het grind beneden N.A.P.- 7.5 m 1:7 en boven dat niveau 1:3, (figuur 12). Het grind zou op dit laatstgenoemde talud niet onder alle omstandigheden stabiel zijn bij de verwachte stroomsnelheden; er werd daarom tijdens het aanbrengen gerekend met materiaalverlies.

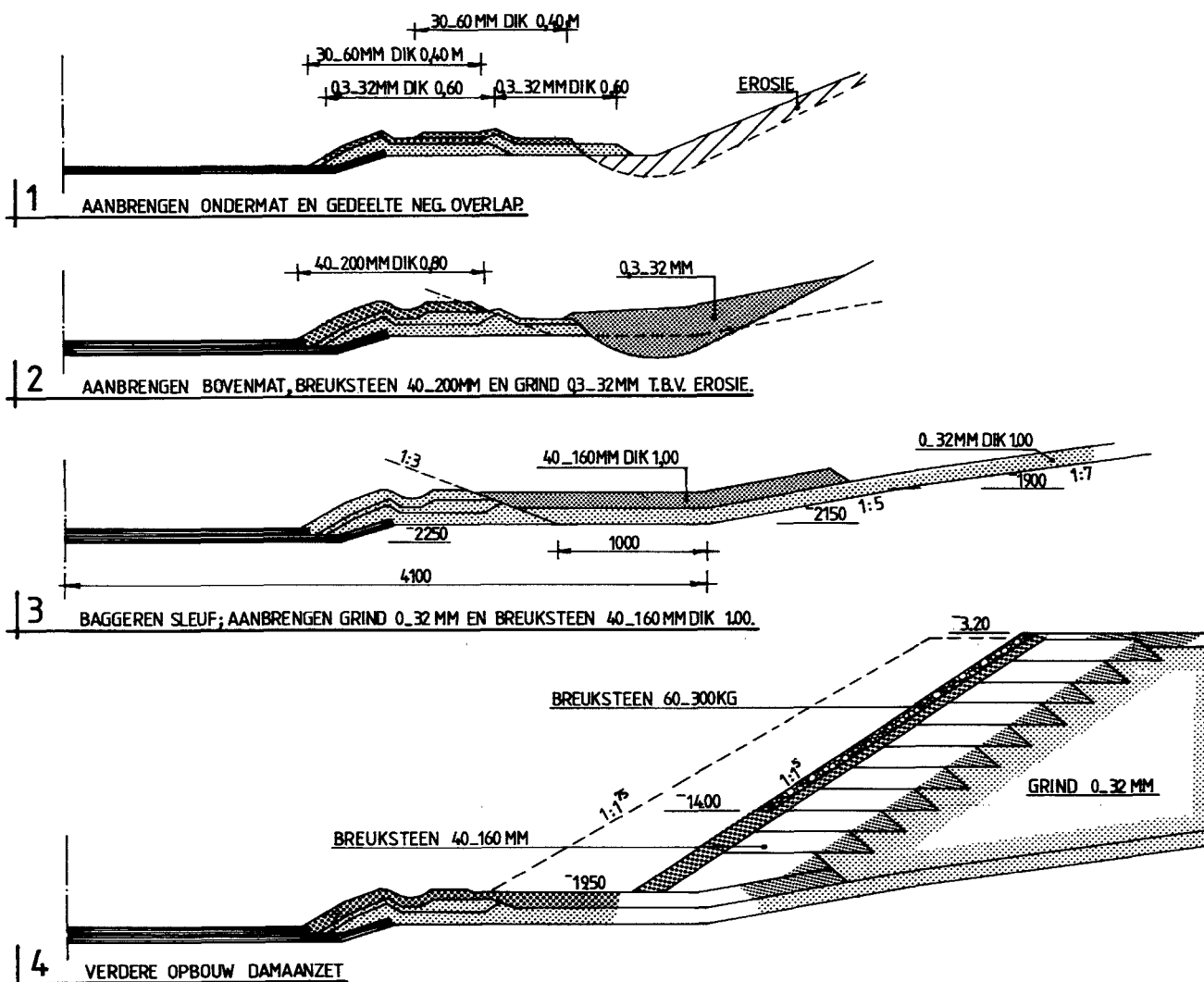
Het voortalud is afgestrooid met 0,5 à 1 m breuksteen 40-160 mm en met breuksteen 60-300 kg of zwaarder.

Waar de taluds een helling van 1:3 hebben bereikt, sluiten genoemde steenlagen aan op de kraagstukken van de zijtaluds.

d. Fundatiebed landhoofden

Op N.A.P.- 4 m is op het grind een laag breuksteen 40-160 mm aangebracht en in verband met mogelijke inzanding direct verdicht. De breuksteen is tot N.A.P.- 3.2 m aangelegd en pas later, kort voor het plaatsen van de landhoofdelementen, vlak afgewerkt op N.A.P.-3,5 m.

Rondom het funderingsbed voor de landhoofden zijn kaden van fosforslak of breuksteen 40-160 mm aangebracht, waarachter het zandlichaam voor de damaanzet is aangelegd.



Figuur 14. Opbouw damaanzet.

Na het plaatsen van de landhoofdelementen zijn, indien fosforlakkaden zijn toegepast deze grotendeels vervangen door zand, dit ter voorkoming van zandmigratie door de fosforlakkaden en ter voorkoming van deformaties van de vleugelwanden.

Indien de funderingsmatten zijn aangebracht nadat de damaanzet is voltooid, is in verband met mogelijke aanzanding, direct na het afstorten van de matrand tegen het voortalud een laag breuksteen 60-300 kg of 300-1000 kg aangebracht. Bij de overige drie lokaties is deze laag direct aangebracht. De helling van het talud in de as is dan 1:1,75.

Voor de zwaarte van deze laag was afstemming op de breukstenen dam nodig. Na het aanbrengen van deze breuksteenlaag is de rand van het funderingsbed voor de landhoofden verdicht.

3.1.3. Aanzanding tijdens de bouw damaanzet

Ter beperking van de aanzanding werd de eis gesteld, dat grindzandlagen niet langer dan twee weken onafgedekt mogen liggen. De in dit verband kwetsbare lagen op N.A.P.- 17m, - 14m en - 11m waren gering van omvang en konden ruim binnen deze tijd worden

aangelegd, terwijl het deel onder het landhoofd steeds boven het omringende gebied werd gehouden.

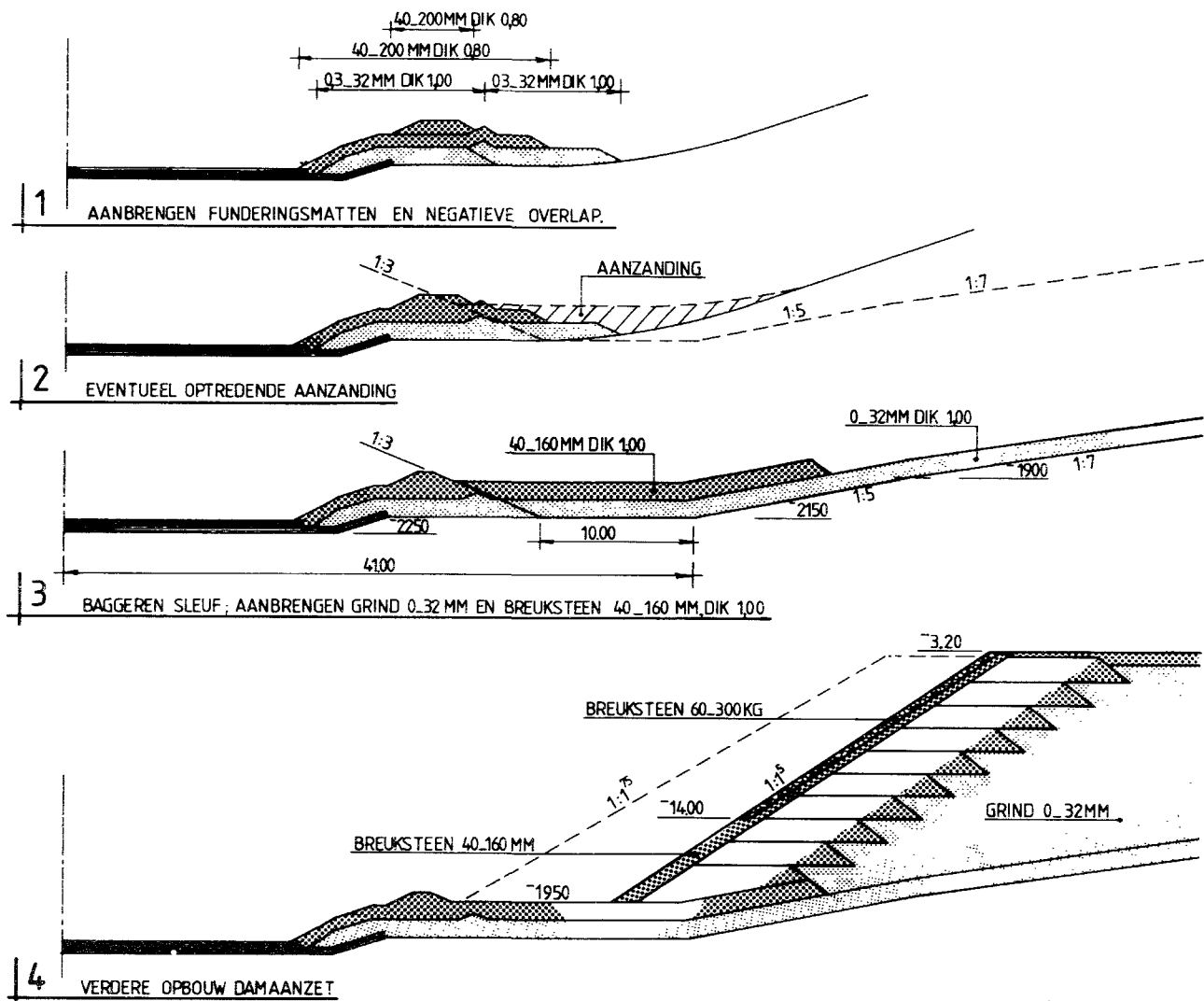
Verder mocht geen zand worden geklapt, voordat met de filterconstructie een niveau van N.A.P.- 8 m werd bereikt en mocht op 100 m uit de rand van de filterconstructie geen zand worden geklapt, zolang de filterconstructie niet was afgebouwd tot N.A.P.- 3,2 m.

Voor de aanzandingen op de verschillende lagen werd van de volgende waarden uitgegaan:

- 30 cm op N.A.P.- 17 m;
- 30 cm op N.A.P.- 14 m;
- 30 cm op N.A.P.- 11 m;
- geen aanzanding op de hoger gelegen lagen.

Bij overschrijding van genoemde waarden is per geval de omvang en de plaats van de aanzanding beschouwd. Daarbij is in aanmerking genomen dat:

- uitspoeling van een zandlaag beneden N.A.P.- 17 m en gelegen op een afstand groter dan 15 m uit de voorzijde van de elementen grotendeels buiten de invloedssfeer van het landhoofd plaatsvindt, mits de laagdikten in de orde van 30 cm liggen;



Figuur 15. Opbouw damaanzet.

omdat tijdens het verdichten per niveau ca. 10 cm zand zal verdwijnen, is voor de berekening van de deformaties, met name voor damaanzet Schouwen, uitgegaan van 3 x 20 cm aanzanding op de niveaus N.A.P.- 17m, -14m en -11m

Verwacht kon worden dat genoemde aanzanding ter plaatse van de breuksteenkaden in de breuksteen zou verdwijnen

Indien de aanzanding ontoelaatbaar groot mocht blijken dan zou het opruimen van zand in het algemeen beperkt kunnen blijven tot het grensvlak van het grind 0-32 mm met de breuksteen 40-160 mm en een strook van ca. 4 m direct achter de breuksteenkade (doc 20)

3.1.4. Keuze materialen

De materialen in het voortalud van de damaanzet zijn zodanig gekozen dat een filter wordt gevormd, waarmee, onder de in de eindfase optredende verhangen, het zand onder de rand van de fundingsmat, het zand van de damaanzet en het zand dat tijdens de uitvoering bezinkt, wordt vastgehouden.

Hierbij is rekening gehouden met ontmenging van grind 0-32 mm, die optreedt tijdens de verwerking. In het grensvlak tussen grind

0-32 mm en breuksteen 40-160 mm zal enig zand kunnen uitspoelen. Dit proces is echter eindig, terwijl de eruit voortvloeiende deformaties aanvaardbaar klein zijn.

Bij de vaststelling van de bovenmaat van het grind is rekening gehouden met de maximaal via de zuigmond van de Cardium verwerkbare afmetingen.

De keuze van de materialen was tevens gebaseerd op de stabiliteit en de leverbaarheid.

3.2. Afbouw damaanzet na plaatsen landhoofdelementen

3.2.1. Filter rondom landhoofd, dilatatievoegen

Direct na het plaatsen van de landhoofdelementen zijn deze aan beide zijden tot N.A.P.- 1 m (is onderkant voegplanken), met breuksteen aangestort.

In de elementen is een laag grind 4-32 mm, dik 0,5 m, aangebracht. Deze laag is verdicht.

De dilatatievoegen zijn, rekening houdend met de te verwachten verplaatsingen, gevuld met breuksteen 4-50 kg. Aan de landzijde van

de dilatatievoegen, tegen de voegplanken, bestaat de aanvulling uit breuksteen 40-160 mm, waarna via een grind-zandlaag (0-32 mm) overgegaan wordt naar de zandaanvulling (zie verder deelnota 3.7.).

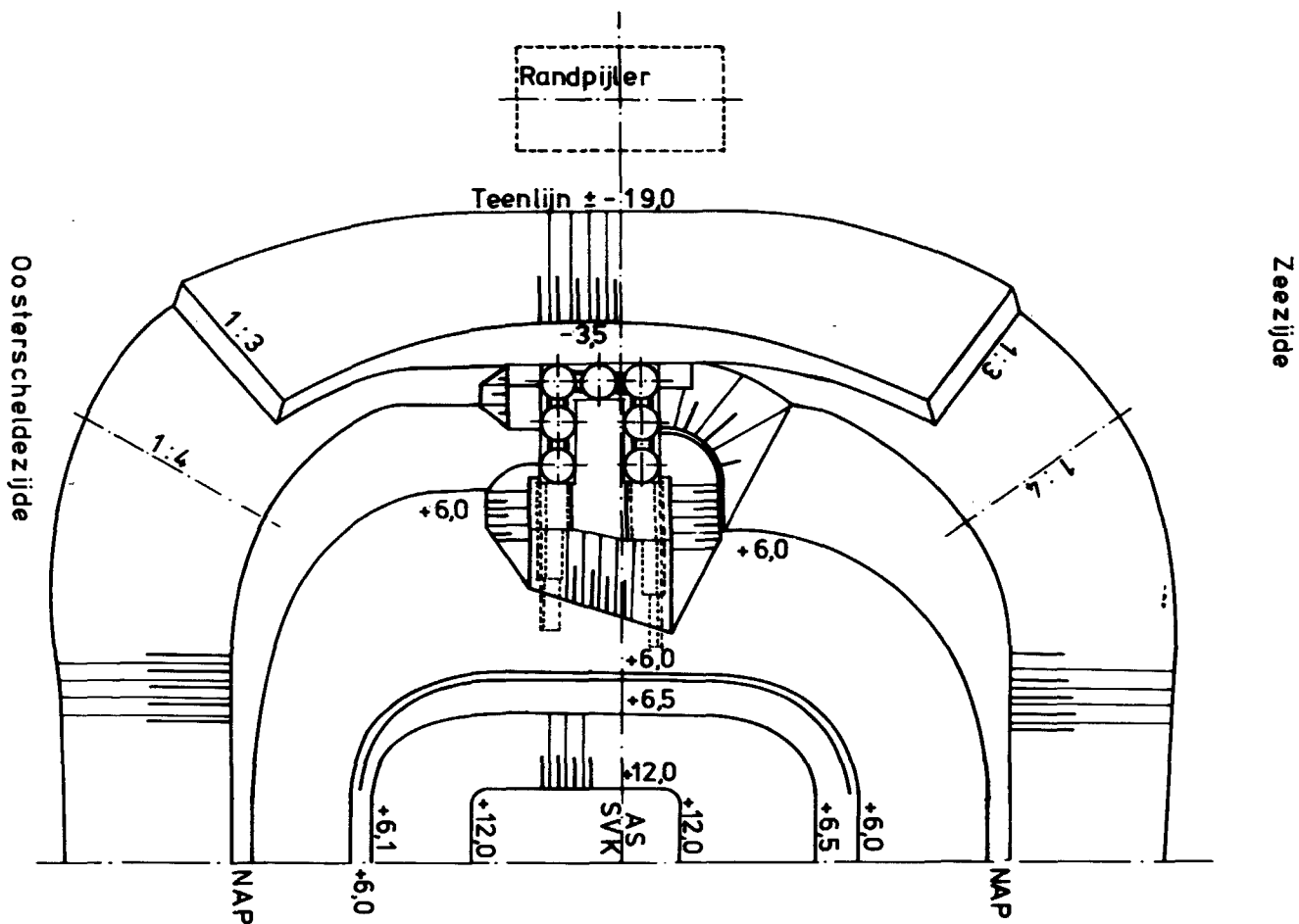
3.2.2. Bouwfasen t.b.v. landhoofd en keerwanden (figuur 16 en 17)

Ten behoeve van de afbouw van landhoofd en keerwanden werd de afbouw van de damaanzet in fasen uitgevoerd, waarbij met name de bouwput voor de keerwanden (fundatieniveau N.A.P. + 2 m) tegen hoogwater werden beschermd.

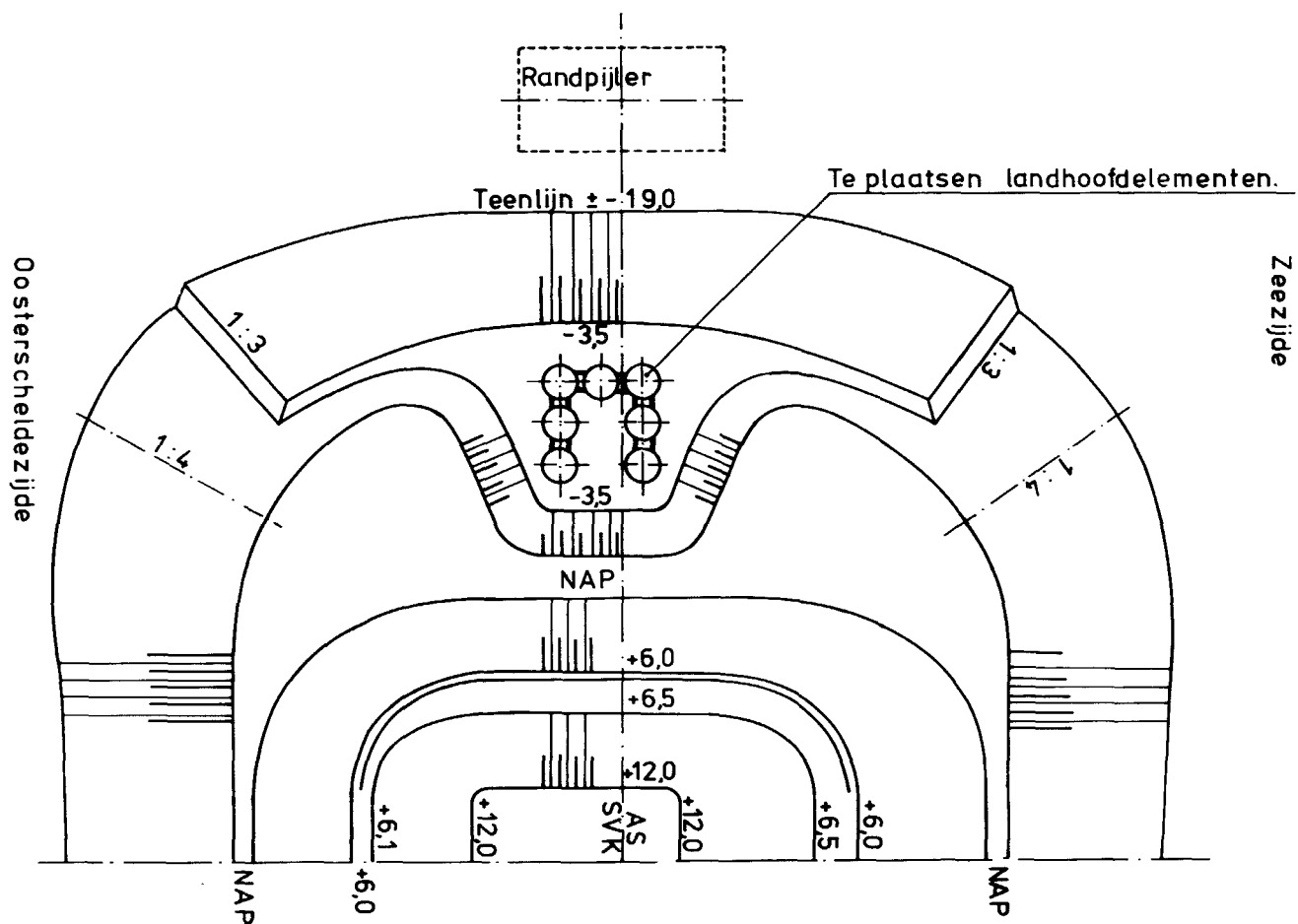
In de eindfase is de breuksteen in de breukstenen dam verwerkt.

3.2.3. Aansluiting bekledingen tegen landhoofd

Ter plaatse van de aansluiting van de bekleding tegen de landhoofden zijn, ter voorkoming van zandmigratie, grindkoffers aangebracht. Bij het aanbrengen van de penetratieglooïng tegen het landhoofd is aan de zeezijde een laag breuksteen 1-3 ton in de glooïng opgenomen en half vol gepenetreerd.



Figuur 16. Bouwfase landhoofd en keerwanden.



Figuur 17. Bouwfase landhoofd en keerwanden.

4. Uitvoering en evaluatie uitvoering

4.1. Uitgangspunten voor de uitvoering

Bij de volgorde van uitvoering hebben onder andere de volgende planningstechnische uitgangspunten een rol gespeeld:

- a. Tijdens de werkzaamheden met Mytilus, Cardium, Macoma en Ostrea zijn geen „natte werkzaamheden” uitgevoerd binnen de gestelde ankerafstanden.
- b. Indien de damaanzet is aangelegd voordat de funderingsmat was aangebracht, is de teen van de damaanzet teruggehouden door het steiler opzetten van het koptalud (1:1,5). Na het aanbrengen van de funderingsmat is het koptalud onder een helling van 1:1,75 afgestort.
- c. De opbouw van de kop heeft tot N.A.P.- 8m zo snel mogelijk en zo aaneengesloten mogelijk plaatsgevonden (i.v.m. aanzandingen).
- d. De landhoofden bestaan uit een onderbouw van geprefabriceerde ringvormige betonelementen en een bovenbouw welke in situ is uitgevoerd.
- e. De landhoofden zijn gereedgekomen voor het moment van plaatsen van de betrokken landhoofdverkeerskoker.
- f. De landhoofdelementen zijn pas geplaatst bij koptaludhelling 1:1,75 en na afvlakken en verdichten van het fundatiebed op N.A.P.- 3,5 m.
- g. Na het plaatsen van de landhoofdelementen zijn deze binnen 1 week met materiaal ingepakt van N.A.P.- 3,5 m tot N.A.P.- 1 m en binnen 1 maand met beton gevuld.
- h. Bouw landhoofd 2e fase (= aanbrengen schil 60-300 kg + plaatsen landhoofdelementen c.a.) nadat de randpijler ter plaatse is geplaatst.
- i. Het plaatsen van de landhoofdelementen is geschied met varend materieel (Taklift IV).

4.2. Fasering uitvoering

Mede op grond van de hiervoor vermelde uitgangspunten werd de uitvoering van de damaanzetten als volgt gefaseerd:

1. Aanleg stenen kop damaanzet tot N.A.P.- 8 m;
 2. afbouw landhoofd fundatie tot N.A.P.- 3,2 m en gelijktijdige aanleg van het zandlichaam van de damaanzet;
 3. omkading landhoofd fundatie en afbouw achterliggend deel van de damaanzet;
 4. aanbrengen laag breuksteen tegen voortalud damaanzet tot een taludhelling 1:1,75, verdichten en vlakken fundatiebed.
- Na plaatsen randpijler:
5. Plaatsen elementen, rondom gedeeltelijk aangevuld, waarna deze gevuld zijn met beton;

6. aanvullen rondom elementen voltooid en aansluiten taluds damaanzet; hierbij zijn de tijdelijke kaden van fosforslak achter de landhoofd fundatie verwijderd;
7. voorzieningen ten behoeve van betonwerk vleugelwanden aangebracht;
8. afbouw landhoofd;
9. afbouw damaanzet;
10. brugligger aangebracht.

4.3. De uitvoering van de damaanzetten Schouwen en Roggenplaat-Zuid

Uit hoofdstuk 3 blijkt dat het ontwerp van de damaanzet mede is bepaald door de uit onderzoeken en berekeningen verkregen hydraulische- (golf- en vervalbelastingen, stroomsnelheden, etc.) en grondmechanisch (toelaatbare deformaties en rotaties van de landhoofdconstructie, filtereisen, etc.) randvoorwaarden. Op grond van deze uitkomsten werd een verwachting opgebouwd hoe de damaanzet zich tijdens en na de bouw zou "gedragen". Door middel van controlemetingen tijdens en na de bouw van de damaanzet, en een terugkoppeling van de verkregen resultaten naar de ontwerpuitgangspunten, werd nagegaan in hoeverre de oorspronkelijk gehanteerd ontwerpuitgangspunten nog juist waren.

Tevens was gebleken dat de grootte van een aantal ontwerpuitgangspunten nauw samenhangen met de wijze van uitvoering van het damaanzetonderdeel waarop deze betrekking hadden. Met andere woorden de haalbaarheid van een aantal ontwerpuitgangspunten werd sterk bepaald door de uitvoeringsmethodiek.

In mei 1980 werd begonnen met de uitvoering van de eerste damaanzet (Schouwen). Deze damaanzet is uitgevoerd volgens het in hoofdstuk 3 weergegeven ontwerp.

Uit de resultaten van de tijdens en na het gereedkomen van de uitvoering van de damaanzet verrichte kwaliteitscontrole kon worden vastgesteld, dat de gebouwde damaanzet Schouwen voldeed aan de ontwerpuitgangspunten. Na het gereedkomen van de damaanzet Schouwen werd in 1981 begonnen met de uitvoering van de tweede damaanzet, namelijk Roggenplaat-Zuid.

Bij de uitvoering van de damaanzet Roggenplaat-Zuid heeft het ontwerpuitgangspunt met betrekking tot de toelaatbare aanzanding gedurende het maken van de filterconstructie, een grote rol gespeeld. Doordat in het beginstadium van de bouw van de filterconstructie grote ontoelaatbare aanzandingen optraden (sterke overschrijding van het ontwerpuitgangspunt met betrekking tot aanzanding), werd op dat moment tot een andere uitvoeringsmethodiek besloten. Het doel van deze veranderde uitvoeringsmethodiek was het voorkomen van ontoelaatbare zandinsluitingen (gerelateerd aan het ontwerpuitgangspunt).

Uit grondweerstandmetingen, uitgevoerd nadat de damaanzet was gevorderd tot de breuksteenkade op N.A.P.- 17 m (de voor de damaanzet liggende sleuf op N.A.P.- 22,4 m was ook reeds gebaggerd en uitgevuld met zand-grind), bleek dat het werkgebied op het onderzochte niveau in hoge mate aan aanzanding onderhevig was. Als gevolg van deze aanzanding kwam de bovenkant van de breuksteenkade op N.A.P.- 17 m onaanvaardbaar hoog te liggen; tevens was op en tussen de gestorte materialen Oosterscheldezand aanwezig.

Teneinde enigszins aan de ontwerpeisen van de damaanzet te kunnen voldoen en aanzanding op en tussen de gestorte materialen te voorkomen, werd besloten een deel van het reeds gemaakte werk op te ruimen en opnieuw aan te brengen.

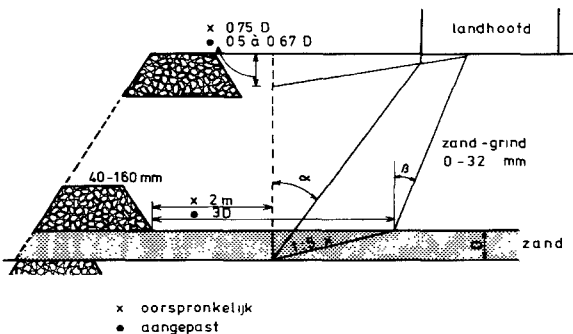
Tevens is, voordat de breuksteen en het zandgrind werden gestort, de dustpanzuiger Sliedrecht 27 in de tussen de stortingen gelegen perioden ingezet als (aanzandings) opschoonponton.

De Sliedrecht 27 is ingezet tijdens de opbouw tot een niveau van N.A.P.- 11 m; op deze diepte lag het niveau van de aangebrachte lagen hoger dan het oorspronkelijke maaiveld en was derhalve minder aanzanding te verwachten. Vanaf N.A.P.- 11 m is de verdere bouw van de damaanzet analoog Schouwen uitgevoerd.

4.4. Evaluatie uitvoering en ontwerpaanpassing damaanzet Roggenplaat-Zuid

4.4.1. Aanpassing uitgangspunten van het filterontwerp van de damaanzet

Bij de oorspronkelijke uitgangspunten van het filterontwerp was rekening gehouden met een toelaatbare aanzandingslaagdikte van 3 x 30 cm (zie paragraaf 3.1.3.).



Figuur 18. Aanpassing landhoofdconstructie.

Uit de resultaten van de grondweerstandmetingen bleek dat, ondanks het inzetten van het opschoonwerktuig Sliedrecht 27, de gesommeerde dikte van de in de filterconstructie aanwezige zandlagen ca. 1 tot maximaal 3 m bedroeg.

Naar aanleiding van deze opgetreden aanzandingen werd het aspect van het uitspoelen ervan diepgaander onderzocht, teneinde na te kunnen gaan in hoeverre de oorspronkelijke uitgangspunten moesten worden aangepast in het geval er dikke aanzandlagen (>0,5 m) kunnen uitspoelen. In het kader van deze analyse werd een uitspoelproef in de proefbak te Lith uitgevoerd (doc. 21).

Op grond van de resultaten van de uitspoelproef werden de oorspronkelijke ontwerputgangspunten t.a.v. het uitspoelmechanisme en het daarbij behorende deformatiemechanisme van de damaanzet en de landhoofdconstructie aangepast (zie figuur 18):

4.4.2. Beoordeling van de gemaakte damaanzet Roggenplaat-Zuid als filterconstructie

De beoordeling van de gemaakte damaanzet als filterconstructie vond plaats op grond van 3 aspecten:

- Zandlagen**
Uit een uitgevoerd grondonderzoek (doc. 22 figuren 5.1 t/m 5.6) is gebleken dat de gesommeerde dikten van de in de filterconstructie aanwezige aanzandingslagen vrij groot is (1 tot 3 m) (doc. 22 figuren 5.7 A t/m D).
Gezien de resultaten van de uitspoelproef (doc. 21 en 22 Appendix I) kon worden vastgesteld dat het uitspoelen van zandlagen beneden een niveau van N.A.P.- 11 à 12 m geen invloed heeft op de deformaties van het landhoofd, met andere woorden alleen de zandlagen N.A.P.- 8 m en - 11 m zijn van belang (gesommeerde dikte bedraagt ca. 1 tot 2 m).
- Kwaliteit filter na uitspoelen zandlagen**
Uit de resultaten van de uitspoelproef is gebleken dat bijzakking van het filtermateriaal als gevolg van uitspoelen van zand geen ontmenging tot gevolg heeft en tevens geen uitspoeling van de fijne fractie.
Daar eveneens bij het storten van het filtermateriaal geen ontmenging optreedt (gezien de boorresultaten), kan worden gesteld dat het filter ook na het uitspoelen van zandlagen intact zal blijven.
- Involed uitspoelen van zand op de breukstenen dam**
De zakking van de breukstenen dam als gevolg van het uitspoelen van zandlagen wordt geschat op ca. 1 m. Deze zakking kan zich manifesteren over de breedte van de damaanzet, verlopend van het maximum ter plaatse van de kruin naar nul ter weerszijden (zowel aan Oosterschelde- als zeezijde).

4.4.3. Deformaties landhoofdconstructies Roggenplaat-Zuid t.g.v. uitspoelen aanwezige zandlagen

De te verwachten deformaties en rotaties die het gevolg zijn van het uitspoelen van de in de filterconstructie aanwezige zandlagen bedragen, bij toepassing van het aangepaste deformatiemechanisme, respectievelijk 0,6 m en 60‰ aan de voorzijde van het landhoofd (ontwerputgangspunten zijn respectievelijk 0,12 m en 10‰).

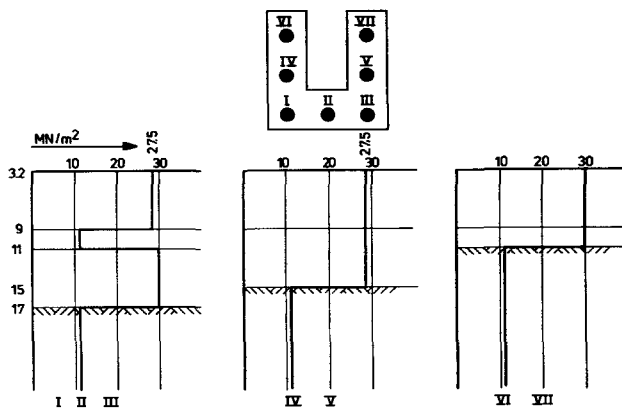
4.4.4. Verdichting filterconstructie Roggenplaat-Zuid

Uit de resultaten van de controlesonderingen blijkt dat de gemiddelde conusweerstand van het verdichte zand-grind in het algemeen ca. 27,5 MN/m² bedraagt.

Met andere woorden de verdichting voldoet ruimschoots aan de gestelde eis (25 MN/m² gemeten met een ingesnoerde conus).

4.4.5. Evaluatie landhoofdconstructie Roggenplaat-Zuid

T.g.v. het uitspoelen van zandlagen zou de oorspronkelijk ontworpen landhoofdconstructie ontoelaatbaar hoge deformaties en rotaties ondergaan.



Figuur 19. Geschematiseerde conusweerstand.

Uitgaande van de 68 m ligger worden de deformaties van het landhoofd voornamelijk bepaald door de deformaties als gevolg van het uitspoelen van de zandlagen, terwijl zettingen van ca. 0,6 m aan de voorzijde van het landhoofd kunnen worden verwacht. Door het landhoofd 12 m naar achteren te verschuiven komt het buiten de invloedssfeer van het uitspoelend zand te staan, en zullen de deformaties van het landhoofd alleen het gevolg van elastische deformaties van de ondergrond zijn. Voor deze situatie zijn de deformaties berekend met behulp van de in figuur 19 aangegeven geschematiseerde conusweerstand ("conusweerstand aangetroffen na verdichting van de filterconstructie").

De zettingen zijn berekend m.b.v. de formule van Terzaghi waarbij de samendrukkingsconstante C gelijk is aan:

- zand-grind : $C = 1,5 \cdot q_c$
- O.S.-zand : $C = 3 \cdot q_c$

Als gevolg van de verschuiving over 12 m wordt een relatief groter deel van de zandondergrond belast dan bij de 68 m liggeroplossing. In figuur 20 is de bij het aanvankelijk ontwerp vereiste C-waarde voor de grond en de gemiddelde gerealiseerde C-waarde weergegeven. Uit deze schematisatie is al direct te zien dat de vereiste C-waarden nagenoeg overal worden bereikt.

4.5. Wijziging ontwerp damaanzetten en landhoofdconstructies

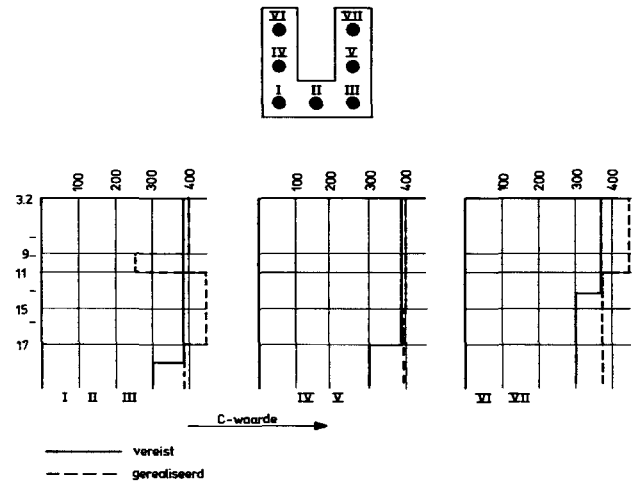
4.5.1. Ontwerpwijziging landhoofdconstructie Roggenplaat-Zuid

Op grond van de uitgevoerde analyses werd besloten de landhoofdconstructie Roggenplaat-Zuid ca. 12 m naar achteren te verschuiven, waardoor de constructie buiten de invloedssfeer van uitspoelende zandlenzen komt te staan (doc. 22).

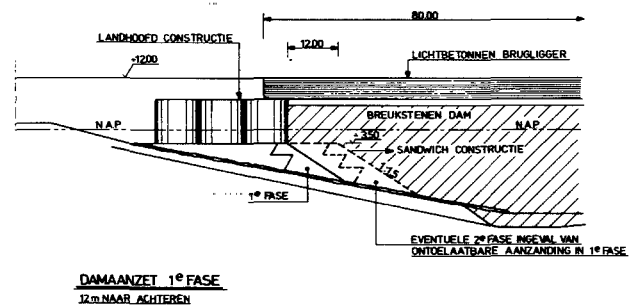
4.5.2. Ontwerpwijziging landhoofdconstructie Neeltje Jans en Roggenplaat-Noord

Gelet op de aanpassing van de ontwerpuitgangspunten van de filterconstructie bij de damaanzetten is ten aanzien van de landhoofdconstructies Neeltje Jans en Roggenplaat-Noord gekozen voor een uniforme verplaatsing van 12 m. De aanbruglengte wordt hierdoor 80 m (in plaats van de oorspronkelijke 68 m), uitgevoerd in een lichtbetonnen brugligger. Deze beslissing werd door de PGO bekrachtigd in de vergadering van 4 maart 1982.

Bij deze oplossing bestond de mogelijkheid om ingeval van een on-



Figuur 20. Vereiste en gerealiseerde C-waarden.



Figuur 21. Sandwich constructie.

toelaatbare aanzanding, deze door middel van een "sandwich" constructie (zie figuur 21) in te sluiten. Voor de besluitvorming wordt verwezen naar (doc. 23).

4.5.3. Ontwerpwijziging landhoofdconstructie Noord-Beveland en Noordland

In een later stadium, na het gereedkomen van de damaanzetten Neeltje Jans en Roggenplaat-Noord, werd besloten om de landhoofdconstructie Noord-Beveland en Noordland eveneens 12 m naar achter te verplaatsen.

4.5.4. Opgeleverde damaanzetconstructies

De bij de laatste 4 damaanzetten toegepaste sandwichconstructie is in een later stadium voor korte tijd gedeeltelijk verwijderd geweest ten behoeve van de doorgang van de Taklift IV. De uiteindelijke constructies van de damaanzetten zijn op de betreffende revisietekeningen (geboorteregister Damaanzetten en Landhoofden) terug te vinden.

4.6. Kwaliteitscontrole gedurende de uitvoering

Controle samenstelling grindzand

De samenstelling van het grindzand is als volgt gecontroleerd:

- bemonstering bij de winning;
- bemonstering splijtbakken voor verwerking;
- plaatsen opvangbakken op het stort;
- continu steekboringen na verdichting (m.b.v. de R.W.S. bok Ursus).

Controle aanzanding

De aanzanding is gemeten op de vlakken van het stort die relatief lang open liggen. Het onderzoek heeft zich toegespitst op het grensgebied grindzand-breksteen 40-160 mm.

Controle vindt plaats door:

- meting op aangebrachte platen m.b.v. duikers;
- profileergegevens;
- steken monsters door duikers;
- continu steekboringen;
- d.m.v. elektrische grondweerstandmetingen.

Verdichting en controle

Het grindzand-mengsel en een deel van de breksteen 40-160 mm is met een triplaat verdicht in lagen van 3 m.

Conform de ontwerp-eisen is verdicht tot een gemiddelde sondeerwaarde van 20 KN/m².

Per 200 m² verdicht oppervlak grindzand 0-32 mm is tenminste 1 controlesondering uitgevoerd. De controlesonderingen zijn tot tenminste 5 m beneden het oppervlak van de verdichte laag doorgezet en reiken dan tenminste 0,5 m in de onderliggende laag.

Door de op de ponton "Johan V" reeds aanwezige faciliteiten en de planning van de overige werkzaamheden van de "Johan V" werd deze ponton, na verbouwing, ingezet voor de aanleg van het voortaud van de damaanzetten en de daarachter gelegen filterconstructie c.q. landhoofd-fundatie.

Voor het afmeren van stortschepen, het verdichten en controleren van de verdichting is dan ook slechts één ponton benodigd geweest. Verdichting en controle zijn tussen het stortbedrijf door ingepast en uitgevoerd.

Voor het nog niet verdichte deel van de fundering van damaanzet Schouwen boven N.A.P. - 8 m is met het oog op filterstabiliteit en de deformaties van het landhoofd alsnog verdicht zodat aan de ontwerp-eisen is voldaan.

Vlakken fundatiebed landhoofden

De vereiste vlakheid is gerealiseerd met behulp van een op een ponton geplaatste hydraulische kraan, waarbij de laagste stand van de bak is gefixeerd. Voor een meer gedetailleerd overzicht van het vlakken wordt verwezen naar (doc. 24).

5. Documentatie

1. Uitvoering damaanzet Schouwen	1PROBU-M-79088
2. Onderzoek stabiliteit damaanzetten	WL-M1574
3. Onderzoek stabiliteit stortsteen	WL-M-1631
4. Beleidsnota overbrugging sluis Noordland	11NOLA-N-79037
5. Invloed voortijdig uitbouwen damaanzet Schouwen op de morfologie	1PROBU-M-79104
6. Stroombeeldonderzoek bouwfasen voor respectievelijk damaanzet Schouwen en Noord-Beveland	WL-M1658 I en II
7. Voorspelling stroomsnelheden in de buurt van damaanzetten	BEBOFA-M-81036/39
8. Ontwerpnota damaanzetten en landhoofden	23DALA-N-81024
9. Stabiliteitsonderzoek talud 1:1,5 opgebouwd uit stortsteen 40-200 mm ter plaatse van damaanzet Schouwen	DDWT-80319
10. Verslag 54e vergadering damaanzetten/landhoofden	12DALA-N-80047
11. 2e nota Stand van zaken	CO-16585/1ONW-R-80153
12. LGM-rapport mijnsteen als dambouwmateriaal	
13. Ontmenging grindzand ten gevolge van strooien met een splijtbak	
14. Evaluatie trilplaatverdichting filterconstructie damaanzet Schouwen	232ETR-N-81007
15. Landhoofdconstructies behorende bij de pijlerdam in de Oosterschelde	CO-406084-25
16. LGM-rapport grondmechanische proeven	FOPIV-nota
17. Design and Model investigation of the transitional structures	12DALA-M-80042
18. Verslag 52e vergadering damaanzetten/landhoofden	12DALA-M-80041
19. Vlakken funderingsbed landhoofden	12DALA-M-80036
20. Deformaties landhoofdelementen Roggenplaat-Zuid ten gevolge van het uitspoelen van zandlenzen	DDWT-81230
21. Uitspoelproef Lith. proj nr.: 8111 AIF proef 81.34	ONW-M-81218
22. Evaluatie uitvoering damaanzet Roggenplaat-Zuid	23DALA-N-82033
23. Ontwerp damaanzet Neeltje Jans in vergelijking alternatieven	2PROBU-M-82009
24. Vlakken fundatiebed landhoofdelementen	12DALA-M-80036
25. Risico-analyse damaanzetten	DDWT-80125

