



DZ : 11302

**vaste  
oeververbinding  
westerschelde**

**een waterbouwkundige beschouwing**



C10118

**december 1986**







- 6.1 Tracé.
- 6.2 t/m 6.5 Ontstaan van de morfologische ontwikkeling.
- 6.6 Ontwikkeling van het doorstroomprofiel en het  
doorlaatvermogen van de Pas van Terneuzen, Everingen  
en de Zuid-Everingen.
- 6.7 Bodemschematisatie en sectie-verdeling



6.4	Het tracé Terneuzen (west) - Ellewoutsdijk (west)	64
6.4.1	Beschrijving bestaande ontwikkelingen	64
6.4.1.1	Ontwikkelingen sinds 1800	64
6.4.1.2	Ontwikkeling sinds 1972	65
6.4.2	Verwachtingen voor de toekomst	65
6.4.3	Invloed van de constructie	65
6.4.4	Conclusies	66
6.5	Het tracé Terneuzen (oost) - Ellewoutsdijk (oost)	67
6.5.1	Beschrijving bestaande ontwikkelingen	67
6.5.1.1	Ontwikkelingen sinds 1800	67
6.5.1.2	Ontwikkelingen sinds 1972	67
6.5.2	Verwachte ontwikkeling	68
6.5.3	De invloed van de constructie	68
6.5.3.1	Inleiding	68
6.5.3.2	Uitgangspunten en randvoorwaarden binnen IMPLIC	68
6.5.3.3	Schematisatie van de constructie	69
6.5.3.4	Uitgevoerde berekeningen	70
6.5.3.5	Bespreking van de resultaten	71
6.5.4	Conclusies	73
6.5.5	Aanbevelingen	74
7.	Damlichaam plaat van Baarland	75
7.1	Functie	75
7.2.0	Ontwerpcriteria	75
7.2.1	Hydraulisch	75
7.2.2	Grondmechanisch	76
7.2.3	Morfologisch	76
7.2.4	Overig	76
7.3	Alternatieve oplossingen	77
7.3.0		77
7.3.1		77
7.3.2		77
7.3.2.1	Taludhellingen en kruinhoogten	77
7.3.2.2	Taludverdedigingen	78
7.3.2.3	Teenvoorziening	86
7.4	Keuze van alternatieven	87
7.5	Kop van het damvak	88
7.6	Grenstoestanden	90
7.7	Voorontwerp	93
8.	Eiland Middelpaat	94
8.1	Functie	94
8.2	Ontwerpcriteria	94
8.2.0		94
8.2.1	Hydraulisch	94
8.2.2	Grondmechanisch	95
8.2.3	Morfologisch	95
8.2.4	Afmetingen werkeiland	95
8.2.5	Overig	96



8.3	Alternatieve oplossingen	97
8.3.0		97
8.4	Uitwerking van en keuze uit alternatieven	98
8.4.1	Gebied 1 (noordzijde)	98
8.5	Bemaling bouwput ankerblok	111
8.6	Grenstoestanden	112
8.7	Voorontwerp	115
9.	Bouwterp/verbindingsdam oever Zeeuws Vlaanderen	116
9.1	Functies	116
9.2	Ontwerpcriteria	116
9.3	Alternatieven	117
9.4	Grenstoestanden	117
9.5	Voorontwerp	123
10.	Bescherming pylonen brug Straatje van Willem	124
10.1	Functies	124
10.2	Ontwerpcriteria	124
10.3	Grenstoestanden	124
10.4	Voorontwerp	131
11.	Bescherming pijlers noordelijke aanbruggen	132
11.1	Functies	132
11.2	Ontwerpcriteria	132
11.3	Grenstoestanden	133
11.4	Voorontwerp	136
12.	Uitvoeringsplan Natte Werken	137
12.1	Het damvak aansluitend op de Zuid-Bevelandse oever	137
12.1.1	Zandebedrijf	138
12.1.2	Teenconstructie, kraagstukken en zinkstukken	139
12.1.3	Fosforslakken, kaden en bekledingen	139
12.1.4	Verkeersweg	140
12.2	Werkeiland met werkhaven	140
12.2.1	Zandbedrijf	140
12.2.2	Het bestorten van de vooroever	141
12.2.3	Het baggeren van de werkhaven	141
12.2.4	Maken van havendammen	142
12.2.5	Het aanbrengen van oeververdediging en glooiingen	142
12.2.6	Bepplanten van het duinprofiel	143
12.2.7	Bijkomende werken	143
12.3	Bouwterp zuidelijke gigapyloon	144
12.3.1	Bestorten van de vooroever	144
12.3.2	Het aanbrengen van kaden van fosforslakken	144
12.3.3	Het opsputten van het plateau	145
12.3.4	Het aanbrengen van de teenconstructie en kraagstukken	145
12.3.5	Het aanbrengen van taludverdediging	145



12.4 Bodem en oeverbestortingen	146
12.4.1	146
12.5 Bescherminconstructie van de Tuibrug pylonen	147
12.5.1 Het aanbrengen van kaden van fosforslakken	147
12.5.2 Het aanbrengen van een kern van zand	147
12.5.3 Het aanbrengen van breuksteen op de belopen	148
13. Raming	149
13.1 Uitgangspunten	149
13.2 Resultaat	149
14. Aanzet aanpak in definitieve ontwerpfase	158
14.1 Algemeen	158
14.2 Inventarisatie	158
14.3 Projectplan	160



## Literatuurlijst

- 3.1 Verdiepingen Westerschelde (rapport juni 1984)  
Getijtafel 1987
- 3.2 Groen en Dorresteyn
- 3.3 Problematiek van de randen van de bodembescherming SVKO  
door P.J.G.Davis Pt/civiele techniek (1983)
- 3.4 Nota 75-2  
Resultaten van booronderzoek langs de Zeeuwse Stroom  
(Wilderom)
- 6.1 Hydraulisch morfologisch onderzoek naar de geulontwikkeling in  
het Schaar van Spijkerplaat (Nota WWKZ-85.V020 - Ing.L.Dekker)
- 6.2 Inhoudsveranderingen en zandbalans Westerschelde op basis van de  
resultaten van vroeger over de periode 1878 - 1971/1972 en recent  
over de periode 1971/1972 - 1980 uitgevoerde berekeningen  
(WWKZ-83.V003 - Ing.D.de Looff)
- 6.3 De Vaste oeververbinding Westerschelde  
Concept afstudeerverslag van W.A.M.v.d.Laan en H.E.Nieboer - TH  
Delft)
- 6.4 Ijking en verificatie van het één-dimensionaal mathematisch model  
IMPLIC voor het Scheldebekken met bodemligging 1981  
WWKZ-85.V006 - G.P.Bollebakker
- 6.5 Nota verdieping Westerschelde, programma 43' - 48', Middelburg  
1984
- 6.6 De geschiedenis van de ontwikkelingen van de waterbeweging en het  
profiel van de rivieren in het noordelijk Deltabekken over de  
periode 1870 - 1970 - 1976  
Deel I de periode 1870 - 1970 (Nota nr. 44.011.02 -  
Ing.J.Haring)
- 6.7 Stability parameters of Western Scheldt estuary  
(WWKZ-84.V029 - H.de Jong en F.Gerritsen)
- 7.1 Leidraad cementbetonnen dijkbekledingen
- 7.2 Leidraad voor de toepassing van asfalt in de waterbouw
- 8.1 Leidraad voor de beoordeling van de veiligheid van duinen als  
waterkering
- 8.2 Stability of rubble mound slopes under random wave attack
- 11.1 Lecture notes on sediment transport  
H.N.C.Breusers, Delft 1979 - 1980



## Lijst van bijlagen

- 1.1 Beschouwde tracé's
- 1.2 Langsprofiel tracé Terneuzen - oost/ Ellewoutsdijk - oost
- 3.1 Voorlopige randvoorwaarden en uitgangspunten m.b.t. scheepvaart en waterbouw/morfologie (werkgroep techniek WOV)
- 7.1 Kostenvergelijk verschillende dwarsdoorsneden + taludbekledingen damvak Zuid-Beveland
- 7.2 Situatie en doorsneden damvak Zuid-Beveland (schaal 1:200/2000)
- 8.1 Kostenvergelijk tussen duinprofiel en verdedigd talud aan de westzijde van het werkeiland
- 8.2 Overzicht werkeiland
- 8.3 Doorsneden werkeiland
- 9.1 Situatie bouwterp + verbindingsdam zuidelijke gigapyloon (schaal 1:2000)
- 9.2 Doorsneden bouwterp + verbindingsdam zuidelijke gigapyloon (schaal 1:2000)
- 10.1 Bescherminconstructie pyloon tuibrug in het Straatje van Willem
- 11.1 Situatie en profielen van de bestorting rond de pijlers van de noordelijke aanbrug.
- 12.1 Overzicht waterbouwkundige werken tracé Terneuzen - oost - Ellewoutsdijk - oost
- 12.2 Planning Natte Werken



## Vaste Oeververbinding Westerschelde.

### Een waterbouwkundige beschouwing

#### 1. Inleiding en probleemstelling

Door een aantal combinaties vanuit het bedrijfsleven wordt reeds geruime tijd de haalbaarheid van een vaste oeververbinding over de Westerschelde bestudeerd. Ter ondersteuning bij de beoordeling van de plannen door de commissie verlener is op verzoek van het Hoofd van de Hoofdafdeling Waterbouw van de Directie Sluizen en Stuwen, door een ontwerpteam, bestaande uit medewerkers van de Hoofdafdeling Waterbouw, een studie verricht naar de waterbouwkundige aspecten van de vaste oeververbinding. Daarbij is uitgegaan van een brugverbinding.

Voor een aantal alternatieve trace's (zie bijl. 1.1) zijn de te verwachten morfologische ontwikkelingen bestudeerd, terwijl als basis voor de constructieve en de financiële uitwerking het tracé Terneuzen Oost-Ellewoutsdijk Oost is genomen (zie bijl. 1.2). Daarbij wordt ervan uitgegaan dat de diverse constructieve aspecten met betrekking tot de waterbouw voor de diverse tracé's niet fundamenteel verschillend zullen zijn, zodat de bevindingen bij het tracé Terneuzen Oost-Ellewoutsdijk Oost ook relevant en vertaalbaar zijn naar de andere tracé's.

Met nadruk wordt erop gewezen dat de verrichte studie het karakter van een pre feasibility study heeft, met andere woorden, er is ontworpen op hoofdlijnen, waarbij in een eventuele definitieve ontwerpfase het ontwerp op een groot aantal punten nader gedetailleerd en geoptimaliseerd zal kunnen en moeten worden.

Na de in hoofdstuk 2 beschreven samenvatting, conclusies en aanbevelingen wordt in hoofdstuk 3 een overzicht van de uitgangspunten en randvoorwaarden gegeven.

In hoofdstuk 4 worden de te behandelen onderwerpen geïnventariseerd, terwijl in hoofdstuk 5 de ontwerpaanpak wordt toegelicht. In hoofdstuk 6 t/m 11 worden de respectievelijke onderwerpen voor wat betreft de technische aspecten nader uitgewerkt.

(Morfologische ontwikkelingen en eventuele maatregelen, Damvak Plaat van Baarland, Eiland Middelpmaat, Bouwterp en verbindingsdam oever Zeeuws-Vlaanderen, bescherming pylonen brug Straatje van Willem, bescherming pijlers noordelijke aanbruggen)

Hoofdstuk 12 beschrijft de (een) mogelijke uitvoeringsmethodiek op hoofdlijnen terwijl in hoofdstuk 13 een globale raming van de kosten wordt gepresenteerd.

In hoofdstuk 14 wordt tenslotte een eerste aanzet gegeven van de vereiste aanpak in de definitieve ontwerpfase.



## 2. Samenvatting, conclusies en aanbevelingen

Ter ondersteuning bij de beoordeling door de concessieverlener van ingediende en nog in te dienen ontwerpen voor een vaste oeververbinding over de Westerschelde is door de Hoofdafdeling Waterbouwkunde van de Directie Sluizen en Stuwen een pre-feasibility study verricht. Daarbij is een drietal tracé's bestudeerd, terwijl voor het meest oostelijk gelegen tracé een voorontwerp voor wat betreft de waterbouwkundige onderwerpen is gemaakt. In dit hoofdstuk worden in het kort de bevindingen samengevat. Daarbij worden dezelfde volgorde en nummering per onderwerp aangehouden als die gevoegd zijn bij de behandeling van de diverse onderwerpen in de respectievelijke hoofdstukken. Derhalve ontbreken de paragrafen 2.1 en 2.2.

### 2.3 Uitgangspunten en randvoorwaarden

Door de beheerder van de Westerschelde is een overzicht van eisen en uitgangspunten voor de drie te behandelen trace's opgesteld, (zie bijlage 3) terwijl de diverse grondmechanische-, hydraulische- en andere randvoorwaarden zelf zijn verzameld.

De volgende opmerkingen kunnen worden gemaakt:

- Ter verzekering van een zo ongestoord mogelijke scheepvaart zijn o.a. eisen gesteld aan de doorvaarthoogte, bijv. 50 m in hoofdgeul), -breedte (1200 tot 1500 m in hoofdgeul).
- De beschikbare grondmechanische en hydraulische informatie is zeer summier, zodat het nodig is van veel aannamen en veronderstellingen uit te gaan.
- In het algemeen is de bodem zettingsvloeiingsgevoelig echter het directe gevaar voor het optreden ervan in  $T_0$  situatie is beperkt (kriteria worden nergens overschreden).
- De golfhoogte is sterk afhankelijk van de beschouwde richting.
- De invloed van de constructie op de debietverdeling is voor het tracé Ellewoutsdijk Oost-Terneuzen Oost en dito West gering (maximaal 10%). Voor het tracé Hoofdplaat - Borssele is dit niet bestudeerd (zie ook 2.6)



#### 2.4 Te behandelen onderwerpen

Voor de drie beschouwde trace's is studie verricht naar de randvoorwaarden en de te verwachten morfologische ontwikkelingen. Voor één tracé, te weten Ellewoutsdijk Oost-Terneuzen Oost zijn voorontwerpen van de waterbouwkundige constructies gemaakt. Het gaat daarbij om:

- Damvak op Plaat van Baarland
- Eiland op Middelpaat
- Bouwterp/verbindingsdam op oever Zeeuws-Vlaanderen
- Beschermingsconstructie pylonen brug in Straatje van Willem
- Bescherming bodem rondom pijlers noordelijke aanbrug.

#### 2.5 Ontwerpaanpak

Gezien de beperktheid van de beschikbare en afgeleide randvoorwaarden is gekozen voor een spoor A benadering waarbij zowel de keuze van de ontwerpbelastingen als de toegepaste veiligheidscoëfficiënten tamelijk arbitrair tot stand is gekomen. Per onderwerp is waar mogelijk een standaardwerkwijze gevolgd, te weten:

- Functie analyse
- Generatie alternatieven
- Selectie
- Analyse grenstoestanden
- Beschrijving voorontwerp.

De volgende opmerkingen kunnen worden gemaakt:

- Tenzij anders vermeld wordt als ontwerpbelasting de  $10^{-2}$ /jr. belasting gehanteerd.
- Voor de grondmechanische grenstoestanden wordt een veiligheidscoëfficiënt van 1,3 gehanteerd, voor de hydraulische grenstoestanden geldt (m.u.v. golfoploop) een waarde van 1,2.
- De keuze tussen varianten is geschied op basis van technische- en economische gronden.

#### 2.6 Morfologische ontwikkelingen en eventuele maatregelen

Voor de drie trace's is van de  $T_0$  situatie een analyse gemaakt op basis van stroombeelden, peilkaarten e.d. De situatie na realisatie van de vaste oeververbinding is slechts voor het meest oostelijke tracé bestudeerd aan de hand van oriënterende Implic berekeningen.



De volgende opmerkingen kunnen worden gemaakt:

- Het tracé Hoofdplaat-Borssele is zeer instabiel, terwijl de hoofdgeul in het noorden zeer breed is.
- Het tracé Ellewoutsdijk West-Terneuzen West wordt gekenmerkt door een grote rust.
- Het tracé Ellewoutsdijk Oost-Terneuzen Oost is morfologisch instabiel. De ondiepe Middelplaat erodeert vanuit het Oosten, terwijl de zuidelijke oever van de Pas van Terneuzen reeds steil is.
- Hoewel slechts zeer globaal te onderbouwen, kan worden gesteld dat de constructie in het tracé Ellewoutsdijk Oost-Terneuzen Oost waarschijnlijk een beperkte invloed op de morfologische ontwikkelingen zal hebben. Voor een betere en meer verantwoorde onderbouwing van deze veronderstelling is echter nog veel onderzoek vereist.
- Het damvak op de Plaat van Baarland kan worden uitgebouwd tot een diepte van NAP -8,0.
- Het macro-morfologisch gezien vastleggen van geulen dient vanwege kostenoverwegingen een responsief karakter te hebben, m.a.w. het verdient aanbeveling de ontwikkelingen in het prototype te volgen om eventuele maatregelen gericht te kunnen nemen. Het primaire aandachtsgebied is daarbij het oostelijk gedeelte van de Middelplaat.

## 2.7 Damvak Plaat van Baarland

Het damvak vormt de verbinding tussen de Zuid-Bevelandse oever en de noordelijke aanbrug. Gekozen is voor een dijkconstructie die bekleed is met basaltblokken en klei.

De volgende opmerkingen kunnen worden gemaakt:

- Een steil talud leidt tot kostenbesparingen, terwijl de grondmechanische stabiliteit gewaarborgd is.
- Een kruinhoogte van NAP +8.0 m is voldoende. Voor de aansluiting op de noordelijke aanbruggen wordt het laatste gedeelte (zuid) van het damvak geleidelijk verhoogd tot NAP +9.5 m.
- De constructie van het damvak is traditioneel.
- Gerekend is met het regelmatig uitvoeren van onderhoud aan de kleikap (locale reparaties).
- De kop van het damvak is beperkt beschermd tegen de gevolgen van zettingsvloeiingen, zodat bewaking op dit aspect noodzakelijk is.



## 2.8 Eiland Middelpmaat

Het eiland op de Middelpmaat vervult met name in de bouwfase een aantal functies zoals laad- en losplaats, bouwput voor het ankerblok en de pyloon van de brug over de Pas van Terneuzen.

Als ontwerpbelasting is desondanks toch gekozen voor de  $10^{-2}$ /jr. belastingen gezien het intensieve gebruik tijdens de bouw van het complex en het eventueel benutten van het eiland voor andere functies in de eindfase (recreatie, etc.) De volgende opmerkingen kunnen worden gemaakt:

- De afmetingen van de haven en de terreinen zijn bepaald aan de hand van diverse eisen (bouw-, opslag-, vaarruimte).
- De havenmond is om voornamelijk nautische redenen aan de noordkant van de Pas van Terneuzen gesitueerd.
- De verdediging bestaat overal uit harde elementen (basaltonblokken, stortsteen) m.u.v. de westzijde waar een duinwal van zand is geprojecteerd.
- In de bouwput van het ankerblok is een oppervlaktebemaling voorzien.

## 2.9 Bouwterp/verbindingsdam oever Zeeuws-Vlaanderen

De zuidelijke pyloon van de brug over de Pas van Terneuzen wordt beschermd tegen aanvaringen door een terp, die middels een verbindingsdam is verbonden met de primaire dijk. Door uit te gaan van zo steil mogelijke taluds op de kop (1:3) is de stroomblokkering van de Pas van Terneuzen als gevolg van deze uitbouw vrijwel nul.

De volgende opmerkingen kunnen worden gemaakt:

- De constructie is traditioneel
- De oever wordt aan weerszijde van de as over een afstand van 200 m bestort met fosforslakken om de gevolgen van eventueel optredende zettingsvloeiingen buiten het gebied van de constructie te houden
- Werkzaamheden tijdens de bouw van de pyloon zijn mogelijk tot  $10^{-4}$ /jr. omstandigheden
- De stabiliteit van de oever dient in de bouwfase van de pyloon bewaakt te worden (waterspanningsmeters etc.) gezien de steilheid van de oever.
- In verband met de aanwezigheid van kleilagen dient gerekend te worden op een zetting van 0,6 m.



## 2.10 Beschouwingsconstructie pylonen tuibrug Straatje van Willem

Vanwege de hoge kans op aanvaring worden de pylonen ingepakt met een stenen terp.

In dwarsrichting is om reden van de doorvaartbreedte eis de toepassing van een steil talud vereist (1:2).

De volgende opmerkingen kunnen worden gemaakt:

- Er dient tijdens de constructie van de pylonen gerekend te worden op veel stagnatie t.g.v. hoge waterstanden en golfoverslag.
- Ter besparing van materiaal wordt in de bouwfase gewerkt met een steil opgezette kap van zandasfalt die later wordt verwijderd en vervangen door steen.
- Rondom de terpen wordt een bodembescherming bestaande uit stortsteen aangebracht.

## 2.11 Beschouwing pijlers noordelijke aanbruggen

Rondom de pijlers van de noordelijke aanbruggen wordt de bodem vastgelegd met een bestorting (filterlaag van fosforslakken, top laag 10-60 kg). De volgende opmerkingen kunnen worden gemaakt:

- De constructie is traditioneel van aard
- De niet bestorte bodem tussen de pijlers zal verdiepen. Dit proces dient te worden bewaakt.

## 2.12 Uitvoeringsmethodiek

Gezien het feit dat er sprake is van min of meer conventionele waterbouwkundige ontwerpen is een dito uitvoeringsmethodiek voor de hand liggend. Dit is dan ook de basis voor de gekozen uitvoeringswijzen.

De volgende opmerkingen kunnen worden gemaakt:

- In verband met de drukke scheepvaart in de Pas van Terneuzen wordt de oeverbestorting aangebracht met d.p. steenstorters.
- Het zand wordt waar mogelijk in den natte aangebracht (klappen in de diepe gedeelten, persen in de ondiepe gedeelten)
- Inzet van bijzonder materieel is niet vereist.



### 2.13 Kostenraming

Uitgaande van de beschikbare kennis omtrent uitvoeringsmethode en eenheidsprijzen is een raming opgesteld. Gezien de mate van gedetailleerdheid van de (voor)ontwerpen is een marge van ca. 20% rondom de gepresenteerde bedragen van toepassing. De volgende opmerkingen kunnen worden gemaakt:

- Het totaal geraamde bedrag voor de waterbouwkundige constructie bedraagt f 91 10<sup>6</sup> gulden. Dit bedrag is incl. BTW en opslagen.
- De aan te houden marge (20%) correspondeert met een bedrag van f 15 10<sup>6</sup> gulden (incl. BTW en opslagen).
- Bij een verdere uitwerking/optimalisatie van het ontwerp zijn de kosten vanzelfsprekend aan wijziging onderhevig. De gepresenteerde bedragen zijn globale ramingen.

### 2.14 Aanzet aanpak in definitieve ontwerpfase

Vanuit het oogpunt van de waterbouwkundige ontwerper is een inventarisatie gemaakt van de te behandelen aspecten in de definitieve ontwerpfase. Eén en ander resulteert in een eerste aanzet voor een projectplan voor de engineeringswerkzaamheden in de definitieve ontwerpfase. De volgende opmerkingen kunnen worden gemaakt:

- De keuze van het tracé vraagt een beleidsanalytische aanpak.
- Voor de diverse randvoorwaarden is een statische analyse vereist.
- Een beter onderbouwde afschatting van de invloed van de constructie op de morfologie vraagt een intensieve mobilisatie van kennis binnen en buiten de Rijkswaterstaat
- Analyse van de scheepvaartontwikkeling is vereist
- Een integrale ontwerpaanpak (dus beton/staal/waterbouw in één projectteam) is aan te bevelen.
- Het opstellen van een integrale ontwerpfilosofie (veiligheids-, reparatiefilosofie, tec.) is vereist
- Het ontwerpproces dient vooraf vastgelegd te worden in een ontwerpplan.



### 3. Uitgangspunten en randvoorwaarden

#### 3.1. Tracé Terneuzen Oost - Oudelande

##### 3.1.1 Meteorologische randvoorwaarden

###### Windsnelheid en windrichting

Voor de berekening van de ontwerpgolfhoogte is onder meer bekendheid nodig over de terugkeerperioden van windsnelheid met bijbehorende windrichtingen.

In onderstaande figuur worden de overschrijdingsfrequentielijnen van windsnelheden uit verschillende windrichtingen weergegeven.

De gegevens zijn gebaseerd op metingen in de Oosterscheldemonding, over de periode 1969 tot en met 1980, waarbij voor de tijdsduur van de windsnelheid met een periode van 12 uur is gerekend.

Door het KNMI te Zierikzee is bevestigd, dat voor deze fase van de studie, bedoelde waarden als representatief beschouwd kunnen worden voor het gebied rond Terneuzen.

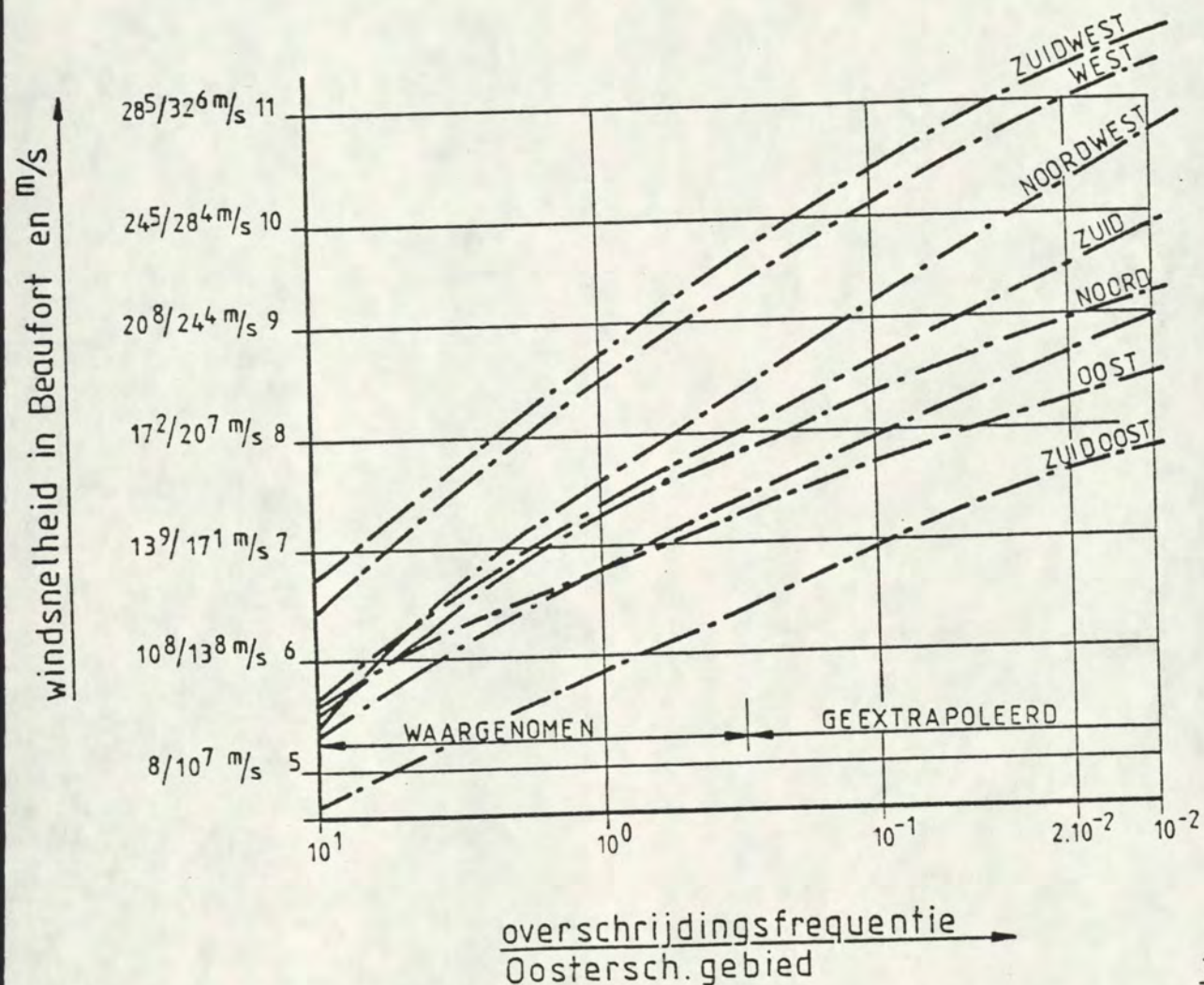


fig.3.1



Opstuwing c.q. afwaaiing

De mate van opstuwing van water bij westelijke en noordelijke wind-richtingen is verdisconteerd in de extreme hoogwaterstanden, zoals gepresenteerd in figuur 3.1.

Voor de bepaling van het aanlegniveau van de harde taludverdediging van dijkgedeelten die aangevallen worden door golven komend uit oostelijke richtingen, is het ontwerppeil berekend met het gemiddeld astronomisch hoogwater minus het meteorologisch effect "afwaaiing". Voor de astronomische hoogwaterstand is aan de hand van de getijtafel 1987, het jaargemiddelde ter hoogte van Terneuzen berekend.

De afwaaiing, ter plaatse van het brugtracé optredend bij oostelijke windrichtingen, is onder meer afhankelijk van de windkracht, wind-richting, windduur, de afmeting van het windveld en de diepte van de zee of rivier. De mate van afwaaiing (opstuwing bij Engeland) is berekend met de empirisch bepaalde formule;

$$s = \frac{\alpha \cdot (V_w)^2 \cdot l \cdot \cos Q}{h} \quad (\text{windduur van 6 tot 12 uur})$$

waarin: s = de opstuwing (m)

$\alpha$  = coëfficiënt voor grote wateroppervlakken van  $0,4 \cdot 10^{-6}$   
coëfficiënt voor rivieren/kanalen  $0,2 \cdot 10^{-6}$  (s/m)

$V_w$  = de windsnelheid in betrokken gebied (m/s)

l = de lengte van het gebied (m)

Q = de hoek die de windrichting maakt met de lengte-as van het betrokken gebied (rad)

h = de gemiddelde waterdiepte voor Noordzee 30 m  
voor Waterschelde 10 m

In figuur 3.2 wordt de afwaaiing als functie van de windrichting en windsnelheid weergegeven.

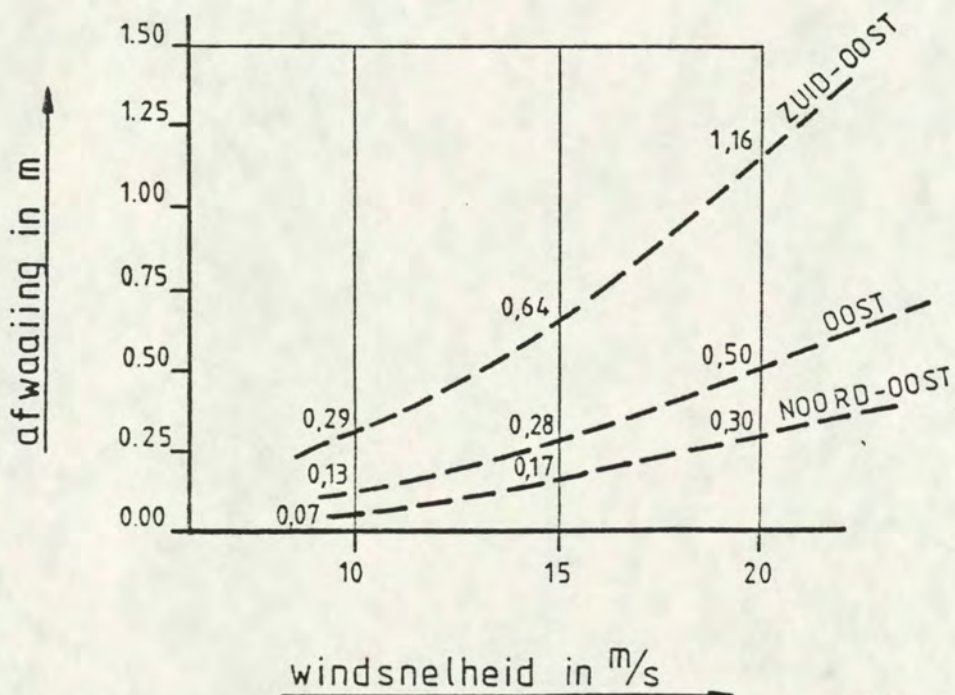


fig. 3.2.



Mist

Tijdens de bouw van de verschillende onderdelen van de brugverbinding is behalve golven, stroming en waterstanden, mist een belangrijke parameter ten aanzien van de werkbaarheidsverwachting. In onderstaande tabel wordt per maand het aantal uren zicht (mist incl. neerslag) van 400 en 1000 m of minder weergegeven. De gegevens zijn gebaseerd op continue uurlijkse waarnemingen van het KNMI te Zierikzee, over de periode 1961 t/m 1975.

maand	zicht 400 m of minder in uren	zicht 1000 m of minder in uren
jan	37,2	50,6
feb	24,2	36,3
mrt	14,9	22,3
apr	7,9	13,7
mei	5,9	8,9
jun	2,2	2,9
jul	2,9	4,5
aug	2,9	3,7
sep	7,9	12,2
okt	16,4	23,1
nov	24,4	33,9
dec	32,8	46,9
Gem. uren per jaar	179,6	259



3.1.2 Hydraulische randvoorwaarden

Waterstanden

De hoogste- en laagste waargenomen waterstanden en de gemiddelde hoog- en laagwaterstanden ter hoogte van Terneuzen zijn in onderstaande tabel weergegeven (litt.3.1).

Laagste waterstand waargenomen	(1943) N.A.P. - 3,50
Hoogste waterstand waargenomen	(1953) N.A.P. + 4,96
Gem.hoogwater springtij	N.A.P. + 2,54
gem.tij	N.A.P. + 2,18
doodtij	N.A.P. + 1,69
Gem.laagwater springtij	N.A.P. - 2,15
gem.tij	N.A.P. - 1,92
doodtij	N.A.P. - 1,56

Over/onderschrijdingsfrequenties hoogwaterstanden

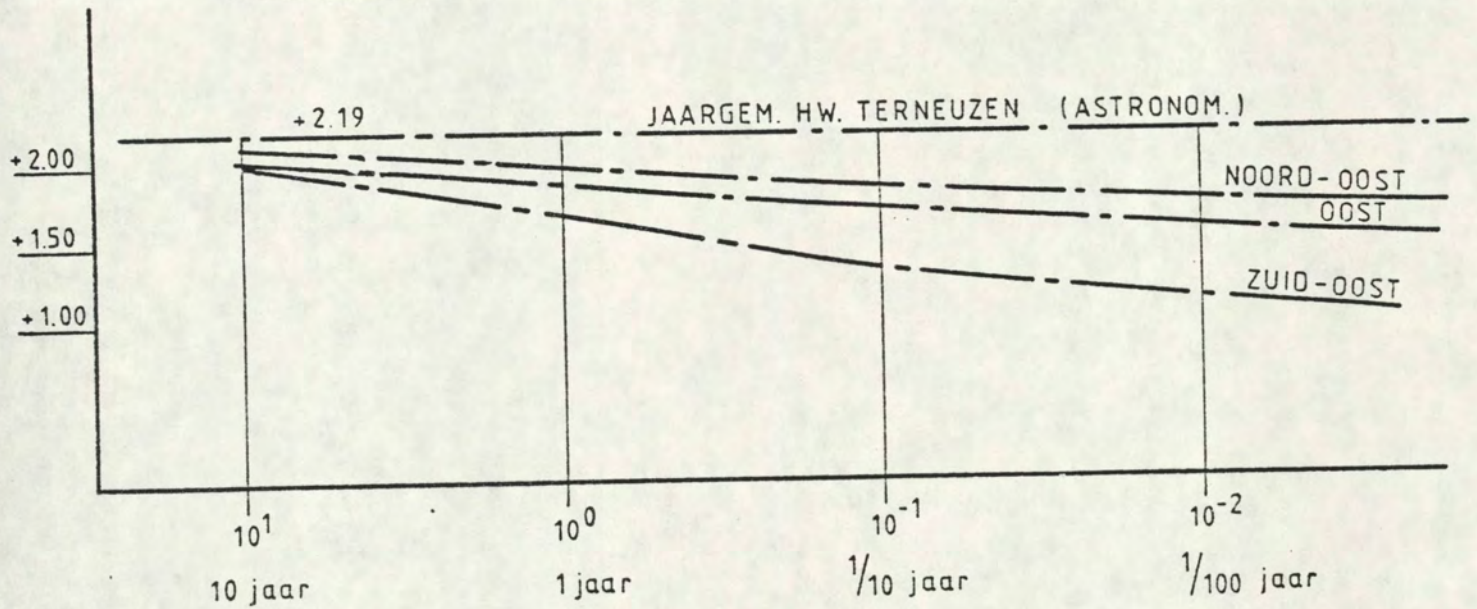
Voor de bepaling van kruinhoogte en dimensionering van de taludverdediging van de verschillende constructie-onderdelen zijn de overschrijdingswaarden van de hoogwaterstanden van belang. In onderstaande tabel worden voor verschillende frequenties bedoelde hoogwaterstanden weergegeven.

Overschrijdingsfrequentie (x/jaar)	waterstand in m t.o.v. N.A.P.
10	+ 3,10
1	+ 3,75
10 <sup>-1</sup>	+ 4,10
2 · 10 <sup>-2</sup>	+ 4,40
10 <sup>-2</sup>	+ 4,60
10 <sup>-3</sup>	+ 5,25



De overschrijdingsfrequentielijnen van de hoogwaterstanden (astronomisch getij minus afwaaiing) bij oostelijke, zuidoostelijke en noordoostelijke windrichting wordt in figuur 3.3 weergegeven.

### AFWAAIING ALS FUNCTIE VAN WINDRICHTING EN -SNELHEID



onderschrijdingsfrequentie →

fig. 3.3.



## Golven

Voor de stabiliteit van de glooiingsconstructie en de mate van golfoploop tegen een dijk, zijn de te verwachten golfafmetingen ter plaatse van het te bouwen object van belang.

Het karakter van windgolven wordt bepaald door de golfhoogte, -lengte en -periode, waarbij de afmetingen afhangen van de strijklengte, waterdiepte en de windduur.

Door de summiere gegevens aan golfwaarnemingen in de directe omgeving van het tracé, zijn de golfafmetingen (hoogte en lengte) bepaald met de methode "Bretschneider", terwijl voor de golfperiode uitgegaan is van de formule  $T = 3,5 \sqrt{H}$  (praktijkformule voor het verband tussen golfperiode en hoogte in kustgebieden) (litt.3.2). Voor de effectieve strijklengte is uitgegaan van de afstand, gemeten in de windrichting, tussen het te bouwen object en een ondiep platengebied en/of de kust.

Voor de waterdiepte is gerekend met een gemiddelde diepte, terwijl voor de tijdsduur van de windsnelheid gerekend is met een periode van 12 uur.

In het onderstaande zijn per te bouwen onderdeel, zoals damvak, werkeiland en bouwterp zuidelijke gigapyloon, de maatgevende randvoorwaarden voor golf en waterstand per gebied bij verschillende overschrijdingsfrequenties weergegeven.

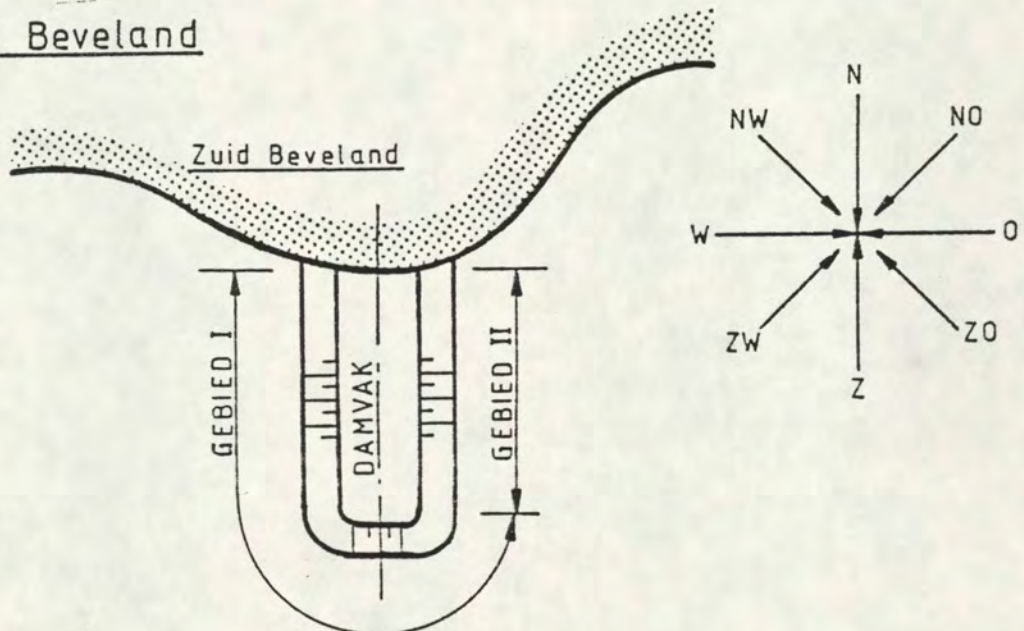
### Damvak Zuid-Beveland

situatie:

figuur 3.4

## Damvak Zuid Beveland

SITUATIE





Gebied I: Voor de golfaanval op dit gedeelte damvak is de westelijke windrichting met een strijklengte van 6,5 km maatgevend.

overschrij- dingsfrequen- tie (x/jaar)	ontwerp- peil in m t.o.v.N.A.P.	windsnel- heid in m/s	gem.water- diepte in m voor golf- ontwikkeling	golf- hoogte in m	golf- lengte in m	golf- perio- de in sec.
10	+ 3,10	15	> 20,00	0,90	17	3,3
1	+ 3,75	22	> 20,00	1,35	26	4,1
10 <sup>-1</sup>	+ 4,10	28	> 20,00	1,65	32	4,5
2.10 <sup>-2</sup>	+ 4,40	30	> 20,00	1,70	33	4,6
10 <sup>-2</sup>	+ 4,60	32	> 20,00	1,80	34	4,7
5.10 <sup>-3</sup>	+ 4,75	34	> 20,00	1,90	36	4,8

De hoek tussen damtracé en golfrichting is 0°.

Gebied II: Golven uit oostelijke richting met een strijklengte van 5 km zijn maatgevend.

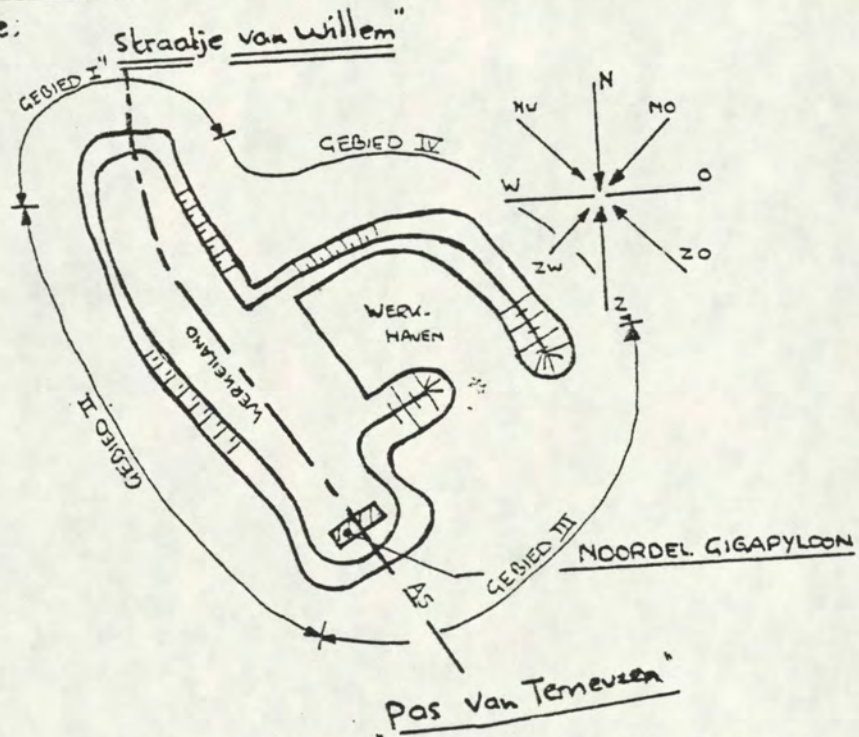
overschrij- dingsfrequen- tie (x/jaar)	ontwerp- peil in m t.o.v.N.A.P.	windsnel- heid in m/s	gem.water- diepte in m voor golf- ontwikkeling	golf- hoogte in m	golf- lengte in m	golf- perio- de
10	+ 2,00	12	11,50	0,8	15	3,1
1	+ 1,85	16	11,25	0,95	18	3,4
10 <sup>-1</sup>	+ 1,75	19	11,25	1,05	20	3,6
2.10 <sup>-2</sup>	+ 1,65	21	11,00	1,15	21,3	3,7
10 <sup>-2</sup>	+ 1,60	22	11,00	1,20	22,5	3,8
5.10 <sup>-3</sup>	+ 1,50	24	11,00	1,30	25	4,0

De hoek tussen damtracé en golfrichting is 0°.



Werkeiland op Middelpaalt incl.werhaven en omkading noordelijke gigapyloon hangbrug.

Situatie:



figuur 3.5

Gebied I: Noordelijke kop werkeiland gelegen aan "straatje van Willem" waarbij golven, komend uit noordwestelijke richting met een strijklengte van 3,9 km, maatgevend zijn.

overschrij- dingsfren- tie (x/jaar)	ontwerppeil in m t.o.v. N.A.P.	windsnel- heid in m/s	gem.water- diepte in m voor golfont- wikkeling	golf- hoogte in m	golf- lengte in m	golf- periode in sec.
10	+ 3,10	12	16.00	0,40	7,5	2,2
1	+ 3,75	18	16.50	0,75	14,0	3,0
10 <sup>-1</sup>	+ 4,10	25	17.00	1,20	22,5	3,8
2 · 10 <sup>-1</sup>	+ 4,40	30	17.30	1,55	30,0	4,4
10 <sup>-2</sup>	+ 4,60	32	17.50	1,70	33,0	4,6
5 · 10 <sup>-3</sup>	+ 4,75	34	17.70	1,80	34,4	4,7

De hoek tussen damtracé en golfrichting is 45°.



Gebied II: Werkeilandzijde voor een gedeelte gelegen op de plaat van Middelpaat (hoog voorland van N.A.P. + 1.00 m) en gedeeltelijk grenzend aan diep water ter plaatse van de "Pas van Terneuzen".

Golven uit westelijke richting met een strijklengte van 11 km zijn maatgevend.

De hoek tussen damtracé en golfrichting is 30°.

Gedeelte werkeiland met hoog voorland:

overschrij- dingsfrequen- tie (x/jaar)	ontwerp- peil in m t.o.v.N.A.P.	windsnel- heid in m/s	gem.water- diepte in m voor golf- ontwikkeling	golf- hoogte in m	golf- lengte in m	golf- perio- de in sec.
10	+ 3,10	15	10.00	0,95	18	3,4
1	+ 3,75	22	10.50	1,30	25	4,0
10 <sup>-1</sup>	+ 4,10	28	11.00	1,05	20	3,6
2 · 10 <sup>-2</sup>	+ 4,40	32	11.30	1,70	33	4,6
10 <sup>-2</sup>	+ 4,60	34	11.50	1,80	34,5	4,7
5 · 10 <sup>-3</sup>	+ 4,75	34	11.70	1,85	35,9	4,8

Gedeelte werkeiland gelegen in "Pas van Terneuzen"

overschrij- dingsfrequen- tie (x/jaar)	ontwerp- peil in m t.o.v.N.A.P.	windsnel- heid in m/s	gem.water- diepte in m voor golf- ontwikkeling	golf- hoogte in m	golf- lengte in m	golf- perio- de
10	+ 3,10	15	10,00	0,95	18	3,4
1	+ 3,75	22	10,50	1,30	25	4,0
10 <sup>-1</sup>	+ 4,10	28	11,00	1,65	31,6	4,5
2 · 10 <sup>-2</sup>	+ 4,40	32	11,30	1,90	35,9	4,8
10 <sup>-2</sup>	+ 4,60	34	11,50	2,00	37,4	4,9
5 · 10 <sup>-3</sup>	+ 4,75	34	11,70	2,00	37,4	4,9



Gebied III: Zuidelijk gedeelte werkeiland (noordelijke gigapyloon) gelegen aan de "Pas van Terneuzen".

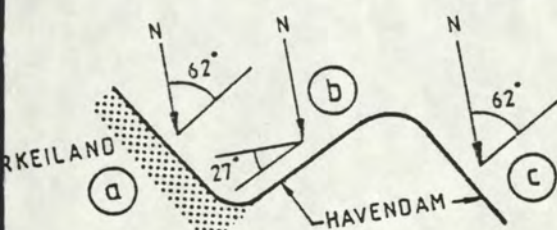
Golven uit zuidelijke richting met een strijklengte van 1,5 km zijn maatgevend.

De hoek tussen werkeiland (zuidzijde) en golfrichting is 29°.

overschrij- dingsfrecuen- tie (x/jaar)	ontwerp- peil in m t.o.v.N.A.P.	windsnel- heid in m/s	gem.water- diepte in m voor golf- ontwikkeling	golf- hoogte in m	golf- lengte in m	golf- perio- de in sec.
10	+ 3,10	12	> 20.00	0,35	6,8	2,1
1	+ 3,75	18	> 20.00	0,55	10,5	2,6
10 <sup>-1</sup>	+ 4,10	23	> 20.00	0,75	14,0	3,0
2.10 <sup>-2</sup>	+ 4,40	26	> 20.00	0,85	15,9	3,2
10 <sup>-2</sup>	+ 4,60	28	> 20.00	0,90	17,0	3,3
5.10 <sup>-3</sup>	+ 4,75	30	> 20.00	1,00	19,1	3,5

Gebied IV: Oostelijk gedeelte werkeiland en gedeelte havendam van werkeiland gelegen op de Middelplaat (hoog voorland N.A.P. +1.00 m) en gedeelte havendam gelegen aan diep water (Pas van Terneuzen).

Gezien de lage waterstand en relatief geringe golfhoogte bij oostelijke windrichtingen is voor gebied IV, de noordelijke golfrichting maatgevend (strijklengte 2,6 km).



hoek damtracé/golfrichting gebied a+c=62°  
hoek damtracé/golfrichting gebied b =26°

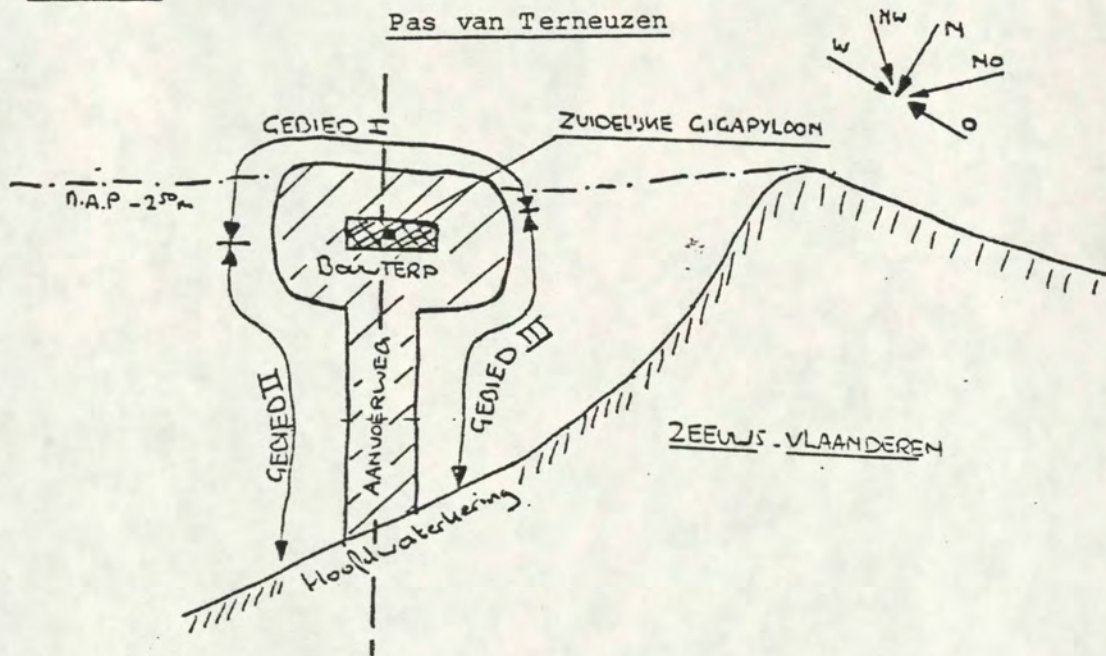
fig. 3.6

overschrij- dingsfrecuen- tie (x/jaar)	ontwerp- peil in m t.o.v.N.A.P.	windsnel- heid in m/s	gem.water- diepte in m voor golf- ontwikkeling	golf- hoogte in m	golf- lengte in m	golf- perio- de
10	+ 3,10	12	11,00	0,25	4,5	1,7
1	+ 3,75	18	11,50	0,65	12,2	2,8
10 <sup>-1</sup>	+ 4,10	21	12,00	0,85	16,0	3,2
2.10 <sup>-2</sup>	+ 4,40	24	12,30	1,00	19,1	3,5
10 <sup>-2</sup>	+ 4,60	25	12,50	1,10	21,3	3,7
5.10 <sup>-3</sup>	+ 4,75	30	12,65	1,40	26,2	4,1



Bouwterp + damverbinding zuidelijke gigapyloon hangbrug

Situatie



Figuur 3.7

Gebied I: Noordelijke oever van de bouwterp, gelegen aan de zuidelijke geuloever van de "Pas van Terneuzen". Golven uit noordwestelijke richting, met een strijklengte van 6,5 km, zijn maatgevend. De hoek tussen dit oevergedeelte en de golfrichting is 14°.

overschrij- dingsfrequen- tie (x/jaar)	ontwerp- peil in m t.o.v.N.A.P.	windsnel- heid in m/s	gem.water- diepte in m voor golf- ontwikkeling	golf- hoogte in m	golf- lengte in m	golf- perio- de in sec.
10	+ 3,10	12	17.50	0,40	7,6	2,2
1	+ 3,75	19	18.00	0,95	18,0	3,4
10 <sup>-1</sup>	+ 4,10	24	18.50	1,35	26,0	4,1
2. 10 <sup>-2</sup>	+ 4,40	29	18.80	1,70	31,5	4,5
10 <sup>-2</sup>	+ 4,60	30	19.00	1,80	34,4	4,7
5. 10 <sup>-3</sup>	+ 4,75	34	20.00	2,15	40,5	5,1



Gebied II: Westelijk gedeelte van de verbindingsdam, gelegen op de ondiepe vooroever (N.A.P. -2,00 m) van de hoofdwaterkering. Golven uit westelijke richting, met een strijklengte van 3 km, zijn maatgevend. De hoek tussen dit oevergedeelte en de golfrichting is 30°.

overschrij- dingsfrien- tie (x/jaar)	ontwerp- peil in m t.o.v.N.A.P.	windsnel- heid in m/s	gem.water- diepte in m voor golf- ontwikkeling	golf- hoogte in m	golf- lengte in m	golf- perio- de in sec.
10	+ 3,10	15	> 20.00	0,45	8,25	2,3
1	+ 3,75	22	> 20.00	0,85	15,9	3,2
10 <sup>-1</sup>	+ 4,10	28	> 20.00	1,25	23,7	3,9
2.10 <sup>-2</sup>	+ 4,40	32	> 20.00	1,50	28,8	4,3
10 <sup>-2</sup>	+ 4,60	33	> 20.00	1,55	29,0	4,4
5.10 <sup>-3</sup>	+ 4,75	34	> 20.00	1,65	31,6	4,5

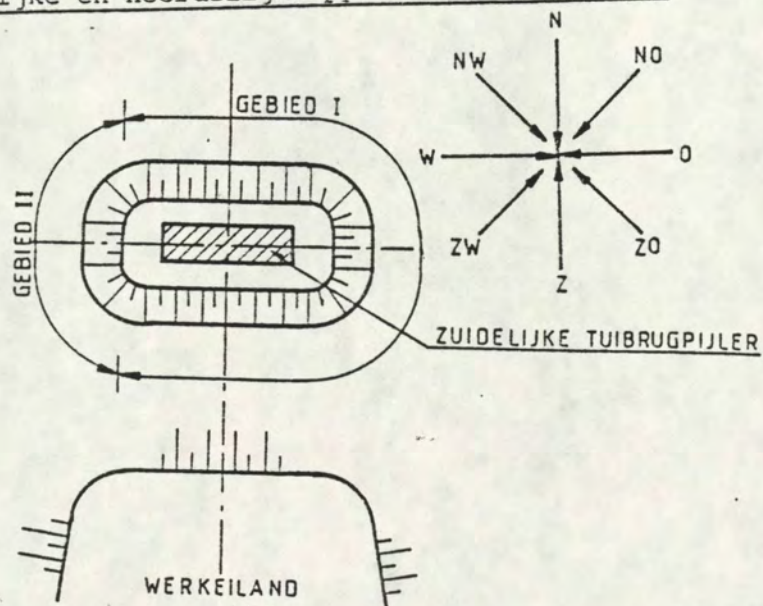
Gebied III: Oostelijk gedeelte van de verbindingsdam, gelegen op de ondiepe vooroever (N.A.P. -2,00 m) van de hoofdwaterkering. Golven uit noordoostelijke richting met een strijklengte van 6 km zijn maatgevend. De hoek tussen damtracé en golfrichting is 20°.

overschrij- dingsfrien- tie (x/jaar)	ontwerp- peil in m t.o.v.N.A.P.	windsnel- heid in m/s	gem.water- diepte in m voor golf- ontwikkeling	golf- hoogte in m	golf- lengte in m	golf- perio- de in sec.
10	2,18	12	15.00	0,50	9,75	2,5
1	2,00	16	15.00	0,80	15,0	3,1
10 <sup>-1</sup>	1,90	20	15.00	1,10	21,3	3,7
2.10 <sup>-2</sup>	1,80	23	15.00	1,30	25,0	4,0
10 <sup>-2</sup>	1,75	24	15.00	1,35	26,2	4,1
5.10 <sup>-3</sup>	1,70	26	15.00	1,50	28,8	4,3



Omkading zuidelijke en noordelijke pyloon van de tuibrug

SITUATIE



Figuur 3.8

Gebied I: Maatgevende golf voor kruinhoogte: Golf uit noordwestelijke richting, met een strijklengte van 3,7 km, die een hoek van 46° met de omkading maakt.

overschrij- dingsfren- tie (x/jaar)	ontwerp- peil in m t.o.v.N.A.P.	windsnel- heid in m/s	gem.water- diepte in m voor golf- ontwikkeling	golf- hoogte in m	golf- lengte in m	golf- perio- de in sec.
10	+ 3,10	12	16.00	0,35	6,9	2,1
1	+ 3,75	18	16.50	0,75	14,0	3,0
10 <sup>-1</sup>	+ 4,10	25	17.00	1,20	22,5	3,8
2.10 <sup>-2</sup>	+ 4,40	30	17.30	1,50	28,8	4,3
10 <sup>-2</sup>	+ 4,60	32	17.50	1,65	31,6	4,5
5.10 <sup>-3</sup>	+ 4,75	34	17.70	1,75	33,0	4,6

Gebied I: Maatgevende golf voor stabiliteit: Hiervoor is de golf uit westelijke richting, met een strijklengte van 11,0 km, maatgevend.

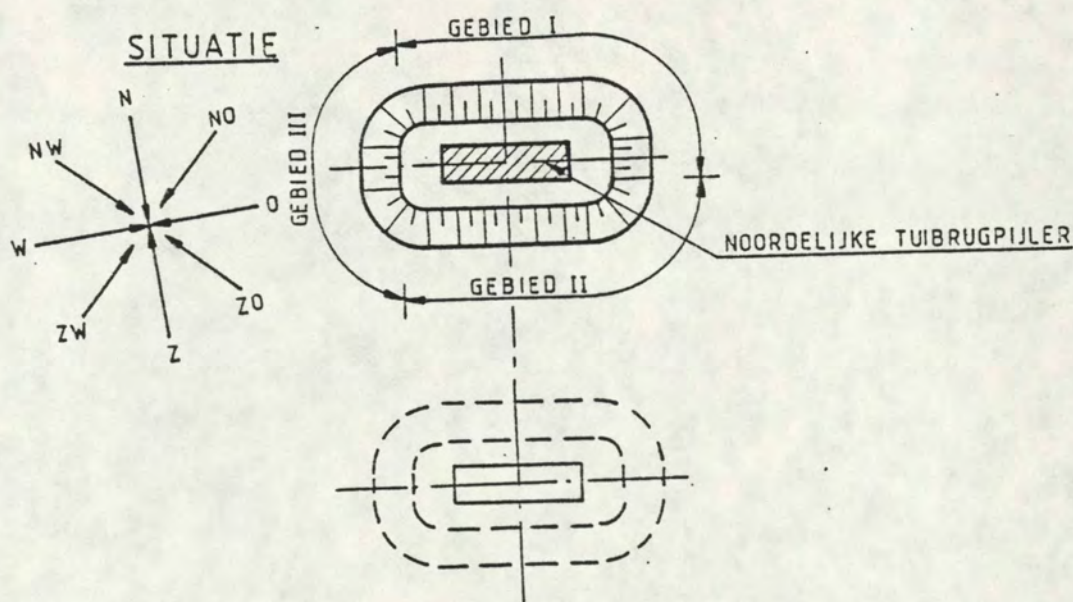
Gebied II: Kruinhoogte voor dit gebied wordt bepaald aan de hand van golf uit westelijke richting, waarbij de golf een hoek van 0° maakt met de omkading.



overschrij- dingsfrequen- tie (x/jaar)	ontwerp- peil in m t.o.v.N.A.P.	windsnel- heid in m/s	gem.water- diepte in m voor golf- ontwikkeling	golf- hoogte in m	golf- lengte in m	golf- perio- de in sec.
10	+ 3,10	15	16.00	0,80	15,0	3,1
1	+ 3,75	22	16.50	1,40	26,2	4,1
10 <sup>-1</sup>	+ 4,10	28	17.00	1,90	35,9	4,8
2.10 <sup>-2</sup>	+ 4,40	32	17.30	2,20	42,2	5,2
10 <sup>-2</sup>	+ 4,60	34	17.50	2,40	45,4	5,4
5.10 <sup>-3</sup>	+ 4,75	34	17.65	2,40	45,4	5,4

Omkading noordelijk pyloon tuibrug

Situatie



Figuur 3.9

Gebied I: Kruinhoogte: maatgevende golf uit noordwestelijke richting, met een strijklengte van 3,0 km. De hoek tussen golfrichting en omkading is 46°.

Stabiliteit: maatgevende golf uit westelijke richting.



overschrij- dingsfrequen- tie (x/jaar)	ontwerp- peil in m t.o.v.N.A.P.	windsnel- heid in m/s	gem.water- diepte in m voor golf- ontwikkeling	golf- hoogte in m	golf- lengte in m	golf- perio- de in sec.
10	+ 3,10	12	15.00	0,40	7,6	2,2
1	+ 3,75	18	15.50	0,70	13,1	2,9
10 <sup>-1</sup>	+ 4,10	25	16.00	1,05	20,2	3,6
2.10 <sup>-2</sup>	+ 4,40	30	16.30	1,30	25,0	4,0
10 <sup>-2</sup>	+ 4,60	32	16.50	1,40	26,2	4,1
5.10 <sup>-3</sup>	+ 4,75	34	16.65	1,50	28,8	4,3

Gebied II:

Kruinhoogte: maatgevende golf uit zuidwestelijke richting, met een strijklengte van 3,0 km. De hoek tussen golfrichting en omkading is 45°.

Stabiliteit: maatgevende golf uit westelijke richting.

overschrij- dingsfrequen- tie (x/jaar)	ontwerp- peil in m t.o.v.N.A.P.	windsnel- heid in m/s	gem.water- diepte in m voor golf- ontwikkeling	golf- hoogte in m	golf- lengte in m	golf- perio- de in sec.
10	+ 3,10	16	16.00	0,60	11,45	2,7
1	+ 3,75	23	16.50	0,90	17,0	3,3
10 <sup>-1</sup>	+ 4,10	29	17.00	1,25	23,7	3,9
2.10 <sup>-2</sup>	+ 4,40	33	17.30	1,45	27,5	4,2
10 <sup>-2</sup>	+ 4,60	34	17.50	1,59	28,8	4,3
5.10 <sup>-3</sup>	+ 4,75	34	17.65	1,50	28,8	4,3

Gebied III:

Kruinhoogte: maatgevende golf uit westelijke richting, met een strijklengte van 12,0 km. De hoek tussen golfrichting

+  
Stabiliteit en omkading is 0°.



overschrij- dingsfrequentie (x/jaar)	ontwerp- peil in m t.o.v.N.A.P.	windsnel- heid in m/s	gem.water- diepte in m voor golf- ontwikkeling	golf- hoogte in m	golf- lengte in m	golf- perio- de in sec.
10	+ 3,10	15	16.00	0,80	15,0	3,1
1	+ 3,75	22	16.50	1,50	28,8	4,3
10 <sup>-1</sup>	+ 4,10	28	17.00	2,05	39,0	5,0
2. 10 <sup>-2</sup>	+ 4,40	32	17.30	2,40	45,4	5,4
10 <sup>-2</sup>	+ 4,60	34	17.50	2,60	48,9	5,6
5. 10 <sup>-3</sup>	+ 4,75	34	17.65	2,60	48,9	5,6



Stroomsnelheid en debiet

Met behulp van het rekenmodel WAQUA zijn voor het gedeelte van de Westerschelde in de directe omgeving van het brugtracé, de stroombeelden en stroomsnelheden berekend, voor de ongestoorde situatie ( $T_0$ -situatie) bij gemiddeld springtij.

In de figuren 3.10 en 3.11 worden de maximaal optredende vloed- en ebsnelheden met bijbehorende richtingen weergegeven (gem. over vertikaal).

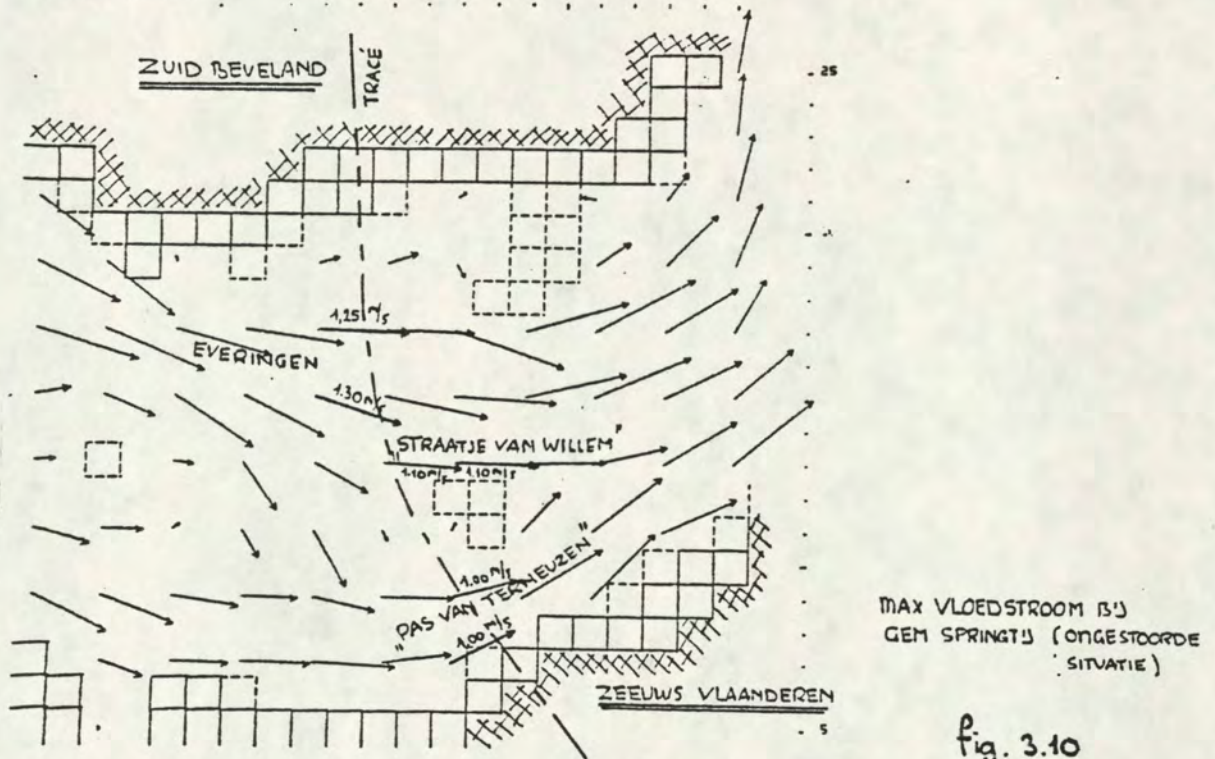


fig. 3.10

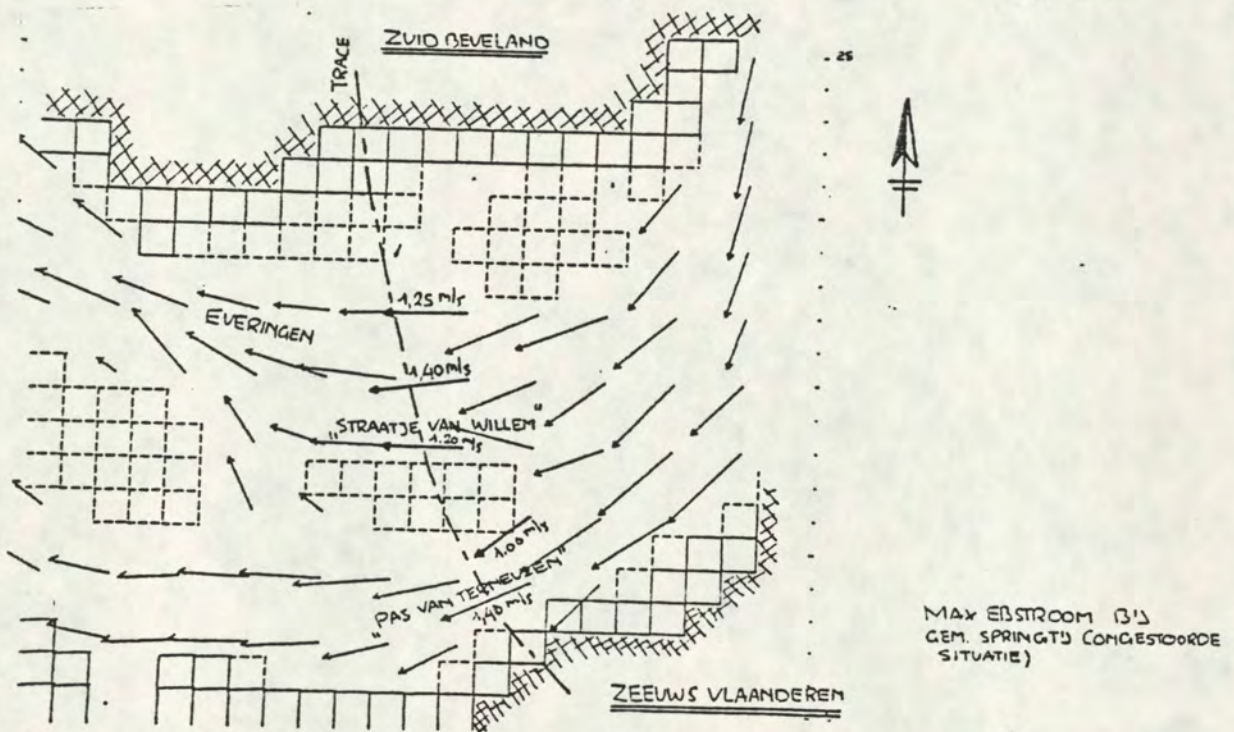


fig. 3.11



Voor de berekening van de debietverdeling over de verschillende geulen, is voor de getijfase springtij, voor zowel de ongestoorde ( $T_0$ ) als de gestoorde situatie ( $T_1$ ), gebruik gemaakt van het rekenmodel IMPLIC.

Onder de gestoorde situatie ( $T_1$ ) wordt verstaan, de situatie waarbij het damvak, werkeiland en alle brugpijlers in het tracé aanwezig zijn.

Uit de IMPLIC-berekeningen blijkt dat in de  $T_1$ -fase, het debiet in de "Pas van Terneuzen" met ca. 6% toeneemt en het debiet in het "Straatje van Willem" en de "Everingen" met ca. 9% afneemt.

In deze fase neemt het natte doorstroomoppervlak voor de

verschillende geulen als volgt af;	Pas van Terneuzen	- 16%
	Straatje van Willem	- 17%
	Everingen	- 15%

Aan de hand van bovenbedoelde randvoorwaarden zijn de te verwachten debieten c.q. stroomsnelheden voor gemiddeld getij, gemiddeld springtij en extreem getij ( $n = 1$  x per 10 jaar) als volgt bepaald; Het doorlaatvermogen van een geul is een maat voor het debiet wat door die geul gaat. Als in een bepaalde raai twee geulen aanwezig zijn en de verhouding van de doorlaatvermogens is sterk veranderd in de tijd, dan zal met dezelfde verhouding de debietverdeling over de geulen veranderen. Het doorlaatvermogen is afgeleid uit de wet van Chézy;  $v = C\sqrt{Ri}$

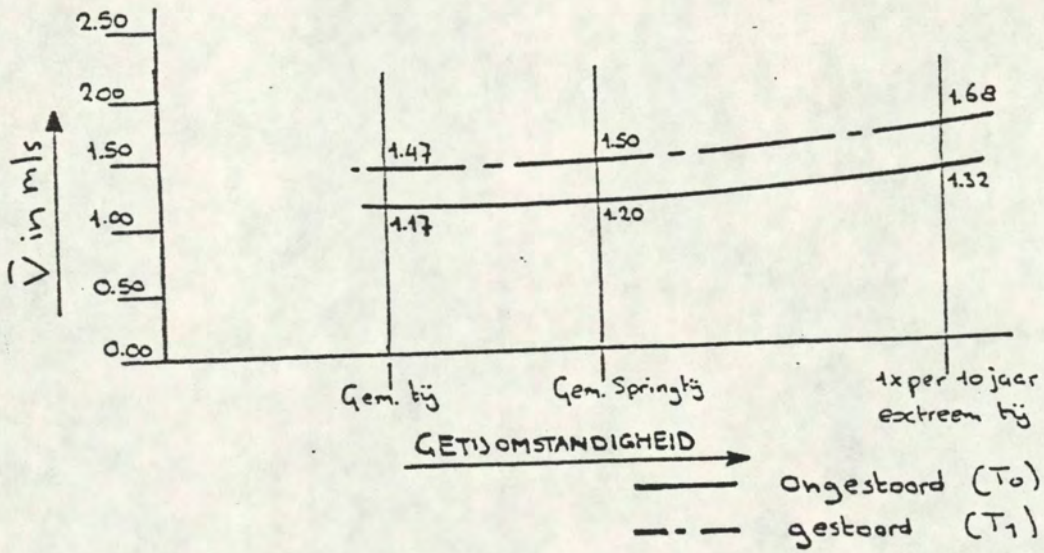
Bij rivieren is  $R$  bij benadering gelijk aan  $\bar{h}$  (gem. waterdiepte). Als  $C$  (coëff. van Chézy) en  $i$  (verhang) voor de verschillende geulen bij benadering gelijk zijn, dan geldt, dat  $\bar{v}$  (gem. stroomsnelheid) rechtevenredig is met  $\sqrt{\bar{h}}$ . Uit  $Q = V.A$  volgt dan:  $Q = b.h.\sqrt{\bar{h}}$  (het debiet  $Q$  is evenredig met  $b.h.\sqrt{\bar{h}}$ ).

Aan de hand van een recente bodemkaart (loding 1986) zijn de betreffende geulen in breedterichting, verdeeld in secties van 100 meter, en vervolgens de gemiddelde diepte per sectie bepaald. Het doorlaatvermogen van de geul is de som van de verschillende doorlaatvermogens (secties), wat neerkomt op  $h^{3/2}$  gesommeerd. Op basis van bovenbedoelde rekenwijze is voor de verschillende getijfasen, bij zowel de ongestoorde als gestoorde fase, de debiettoename c.q. afname bepaald.

In de figuren 3.12 t/m 3.14 worden de berekeningsresultaten grafisch weergegeven.

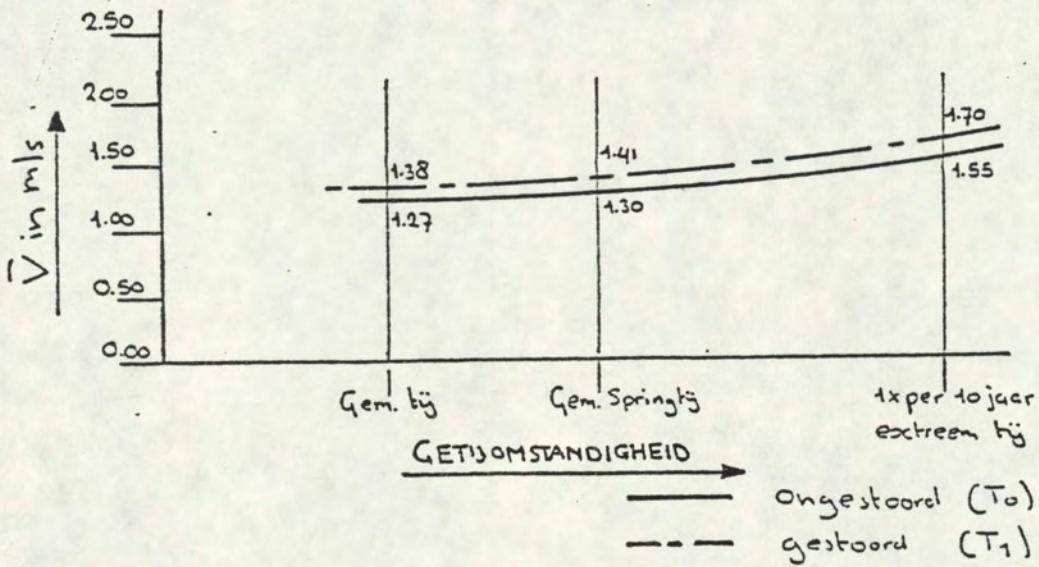


"PAS VAN TERNEUZEN"



Figuur 3.12

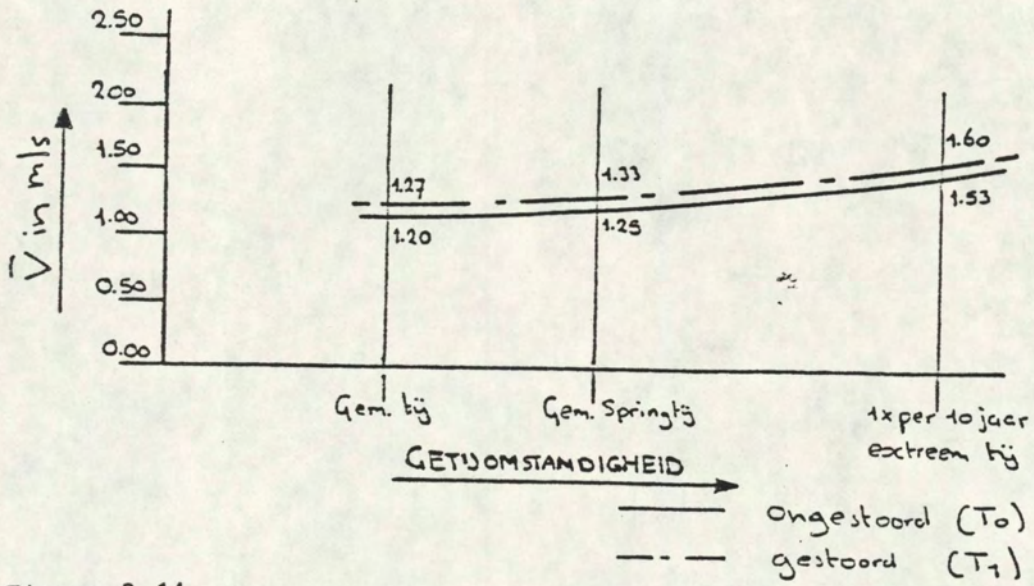
"Straatje van Willem"



Figuur 3.13



"EVERINGEN"

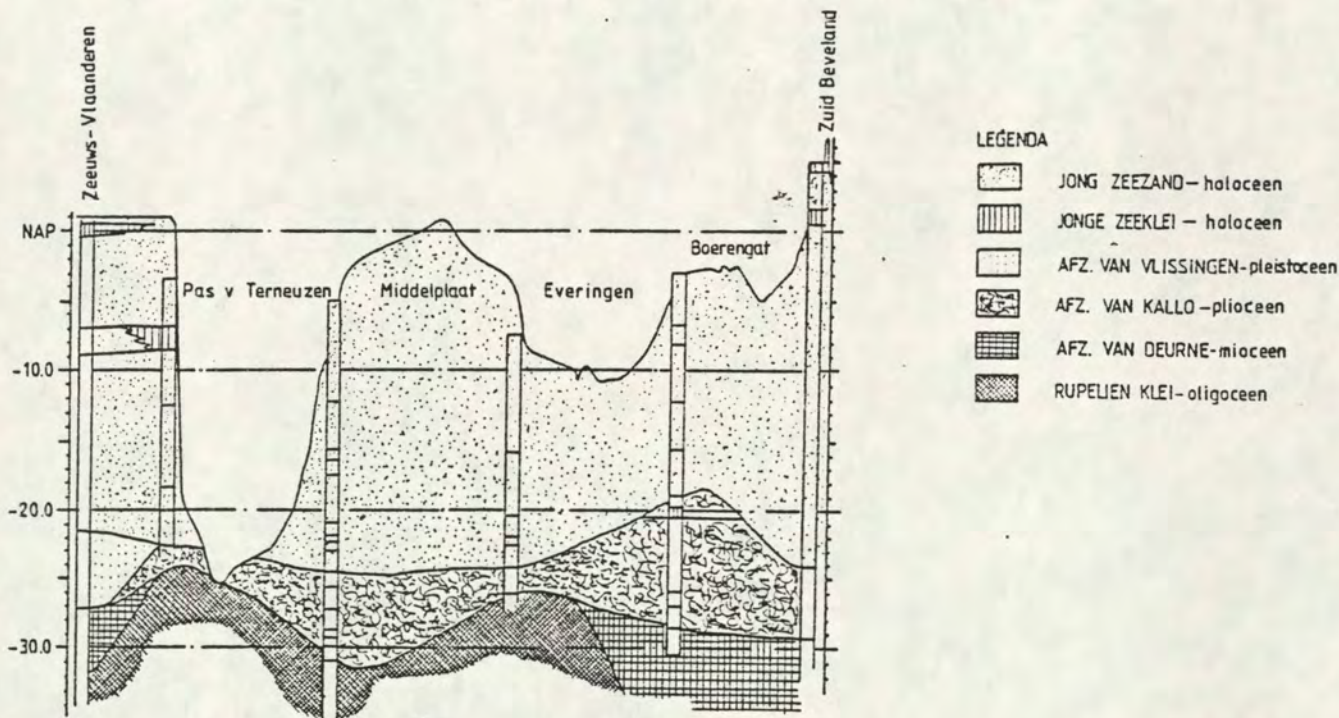


Figuur 3.14



### 3.1.3 Grondmechanische gegevens

In figuur 3.15 is het geologisch profiel van de Westerschelde ter plaatse van het tracé ten oosten van Terneuzen weergegeven. Dit profiel is samengesteld uit voornamelijk boringen, die in het verleden uitgevoerd zijn (tot een diepte van ca.N.A.P. -30.00 m).



Figuur 3.15

Uit de gegevens blijkt dat vanaf de oppervlakte tot ca. N.A.P. - 23.00 m over het gehele profiel, jong zeezand voorkomt. Onder deze laag jong zeezand bevinden zich hoofdzakelijk de tertiaire afzettingen van "Kallo" en "Rupelien" klei.

Ter plaatse van de Zeeuwsvlaamse oever kunnen plaatselijk kleilagen van ca. 2.00 m dikte, in het jonge zeezand voorkomen.

In onderstaande tabel wordt de korrelverdeling van het jonge zeezand voor verschillende diepten, weergegeven.

Gewichtspercentage zandfractie op zeef	diepte in m t.o.v. N.A.P.		
	2.00 - 4.00	7.50 - 9.00	13.60 - 15.00
d <sub>10</sub>	120 μm	150 μm	152 μm
d <sub>50</sub>	170 μm	194 μm	198 μm
d <sub>90</sub>	220 μm	270 μm	280 μm



Sonderingen in het jonge zeezand tonen zeer wisselende conuswaarden aan. Het is echter zeer onwaarschijnlijk dat de conusweerstand  $1,5 \text{ kN/cm}^2$  zal zijn. Dit betekent dat het poriëngehalte van het zand en dan met name in de ondiepe lagen meer dan 40% bedraagt (litt.3.3).

Afsluivings- en zettingsvloeiingscriteria

Een zettingsvloeiing treedt op indien aan de volgende drie voorwaarden wordt voldaan:

1. Het zand is zettingsgevoelig, ofwel  $n_{\text{situ}} > n_{\text{kritiek}} 40\%$  (n = poriëngehalte).
2. De dikte van de zettingsvloeiingsgevoelige laag moet minimaal 5.00 m of meer bedragen.
3. Het oevergedeelte moet over 5.00 m hoogte (of meer) steiler of gelijk zijn dan 1:4.

Met betrekking tot het betreffende tracé kan onderstaand schema opgesteld worden:

Gebied	Voorwaarde voor optreden		
	<u>1e</u> $n_{\text{situ}} > n_{\text{krit}}$	<u>2e</u> $h \geq 5 \text{ m}$	<u>3e</u> over h steiler dan 1:4
a) oever Zuid-Beveland t.p.v. damvak op plaat van Baarland	↑ waarschijnlijk wel, zekerheid na uitvoering van sondering of bepaling $n_{\text{situ}}$	+	-
b) werkeiland op Middelplaat (zuidelijke oever)		+	-
c) werkeiland op Middelplaat (noordelijke geuloever)	↓	+	-
d) Oever Zeeuws-Vlaanderen t.p.v. zuidelijke gigapyloon		+	-

+ In alle vier de gebieden  $h \geq 5.00 \text{ m}$

- In alle vier de gebieden geen steilere helling dan 1:4.



Uit het schema blijkt dat er momenteel geen direct gevaar voor een zettingsvloeiing bestaat. Voor het optreden hiervan moet minimaal aan alle drie de voorwaarden worden voldaan.

Ter plaatse van de zuidelijke geuloever van de "Pas van Terneuzen" bevindt zich de steilste helling (1:5), zodat in geen enkel gebied aan de drie voorwaarden wordt voldaan.

Uit litt.3.4 blijkt dat dit oevergedeelte reeds voorzien is van steenbestorting, die aangebracht is in de periode van 1839 tot 1872 en plaatselijk bijgestort is in 1936.

Voor met de bouw van de zuidelijke gigapyloon begonnen wordt, is het aan te bevelen niet al te veel te rekenen op de aanwezigheid van deze "oude" bestortingen, maar de geuloever te voorzien van een nieuw aan te brengen bestorting.

### 3.2 Tracé Terneuzen west/Ellewoutsdijk

#### Uitgangspunten en randvoorwaarden

#### 3.2.1 Meteorologische randvoorwaarden

Voor de windsnelheid, windrichting, opstuwing en mist gelden dezelfde randvoorwaarden en gegevens, zoals toegepast bij het tracé Terneuzen-oost/Oudelande.

#### 3.2.2 Hydraulische randvoorwaarden

De gehanteerde randvoorwaarden voor wat betreft waterstanden en overschrijdingsfrequenties, zoals toegepast bij het oostelijk tracé, zijn eveneens van toepassing bij het tracé Terneuzen west/Ellewoutsdijk.

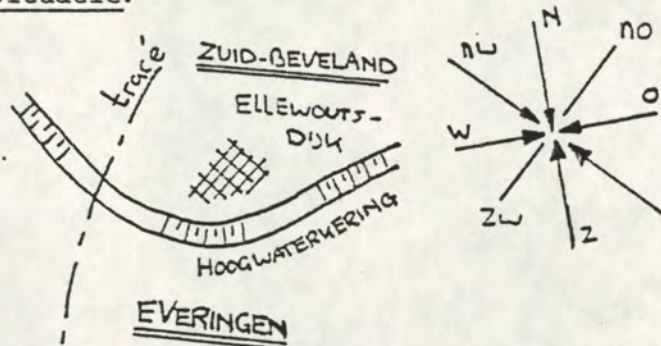
#### Golven

Voor de bepaling van de golfafmetingen is dezelfde berekeningsmethode gehanteerd, zoals omschreven in het hoofdstuk randvoorwaarden Oostelijk tracé (paragraaf 3.12).

Om een vergelijk mogelijk te maken met het Oostelijk tracé zijn de golfafmetingen in de geulen en op de hoog gelegen Middelpaas bepaald, bij dezelfde overschrijdingsfrequentie van waterstand, windrichting en -snelheid.



Situatie:



Gebied: Geul  
"de Everingen"  
aan de zuidkant  
van de hoogwater-  
kering Zuid-Be-  
veland

Figuur 3.16

Voor de golfaanval uit westelijke richting met een strijklengte van 7,5 km, gelden de volgende golfrandvoorwaarden:

overschrij- dingsfrequen- tie (x/jaar)	ontwerp- peil in m t.o.v.N.A.P.	windsnel- heid in m/s	gem.water- diepte in m voor golf- ontwikkeling	golf- hoogte in m	golf- lengte in m	golf- perio- de in sec.
10	+ 3,10	12	18.00	0,55	10,5	2,6
1	+ 3,75	18	18.65	1,00	19,1	3,5
10 <sup>-1</sup>	+ 4,10	25	19.00	1,45	27,5	4,2
2.10 <sup>-2</sup>	+ 4,40	30	19.30	1,90	35,9	4,8
10 <sup>-2</sup>	+ 4,60	32	19.50	2,00	37,4	4,9
5.10 <sup>-3</sup>	+ 4,75	34	19.65	2,15	40,5	5,1

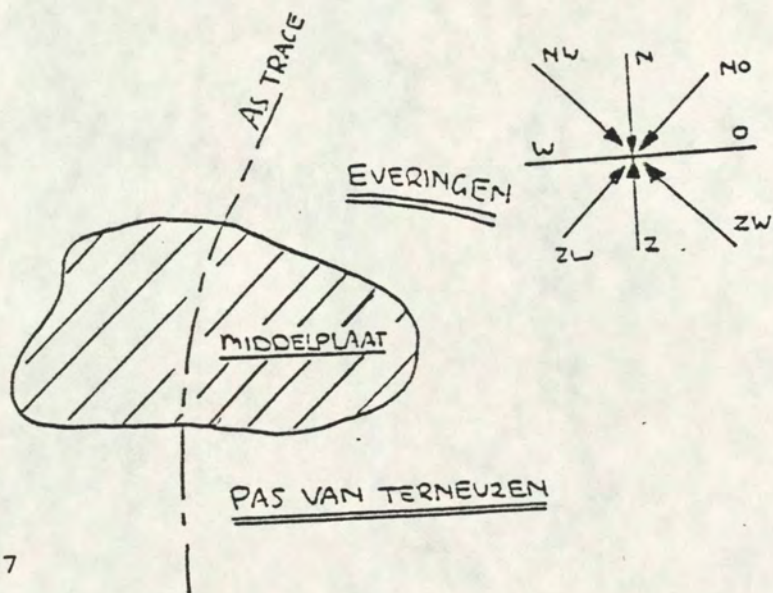
Voor golven uit oostelijke richting met een strijklengte van 10 km, gelden de volgende golfrandvoorwaarden:

overschrij- dingsfrequen- tie (x/jaar)	ontwerp- peil in m t.o.v.N.A.P.	windsnel- heid in m/s	gem.water- diepte in m voor golf- ontwikkeling	golf- hoogte in m	golf- lengte in m	golf- perio- de in sec.
10	+ 2,00	12	15.00	0,75	14,0	3,0
1	+ 1,85	16	15.00	1,05	20,2	3,6
10 <sup>-1</sup>	+ 1,75	19	15.00	1,30	25	4,0
2.10 <sup>-2</sup>	+ 1,65	21	15.00	1,45	27,5	4,2
10 <sup>-2</sup>	+ 1,60	22	15.00	1,50	28,8	4,3
5.10 <sup>-3</sup>	+ 1,50	24	15.00	1,65	31,6	4,5

Gebied: Hoog gelegen zandplaat Middelpaat (N.A.P. + 1.00 m)



Situatie:



Figuur 3.17

Voor golven uit noordwestelijke richting met een strijklengte van 4,5 km, gelden de volgende golfrandvoorwaarden;

overschrij- dingsfrequen- tie (x/jaar)	ontwerp- peil in m t.o.v.N.A.P.	windsnel- heid in m/s	gem.water- diepte in m voor golf- ontwikkeling	golf- hoogte in m	golf- lengte in m	golf- perio- de in sec.
10	+ 3,10	12	> 20.00	0,50	9,7	2,5
1	+ 3,75	18	> 20.00	0,85	16,0	3,2
10 <sup>-1</sup>	+ 4,10	25	> 20.00	1,30	25,0	4,0
2 · 10 <sup>-2</sup>	+ 4,40	30	> 20.00	1,60	30,2	4,4
10 <sup>-2</sup>	+ 4,60	32	> 20.00	1,70	33	4,6
5 · 10 <sup>-3</sup>	+ 4,75	34	> 20.00	1,80	34,5	4,7

Voor golven uit westelijke richting met een strijklengte van 7 km, gelden de volgende golfrandvoorwaarden.



overschrij- dingsfrequen- tie (x/jaar)	ontwerp- peil in m t.o.v.N.A.P.	windsnel- heid in m/s	gem.water- diepte in m voor golf- ontwikkeling	golf- hoogte in m	golf- lengte in m	golf- perio- de in sec.
10	+ 3,10	15	12.00	0,95	18	3,4
1	+ 3,75	22	12.65	1,35	26,2	4,1
10 <sup>-1</sup>	+ 4,10	28	13.00	1,65	31,6	4,5
2.10 <sup>-2</sup>	+ 4,40	32	13.30	1,85	34,5	4,7
10 <sup>-2</sup>	+ 4,60	34	13.50	2,0	37,5	4,9
5.10 <sup>-3</sup>	+ 4,75	34	13.65	2,0	37,5	4,9

Voor golven uit zuidelijke richting met een strijklengte van 1,5 km gelden de volgende golfrandvoorwaarden.

overschrij- dingsfrequen- tie (x/jaar)	ontwerp- peil in m t.o.v.N.A.P.	windsnel- heid in m/s	gem.water- diepte in m voor golf- ontwikkeling	golf- hoogte in m	golf- lengte in m	golf- perio- de in sec.
10	+ 3,10	12	> 20.00	0,20	4,0	1,6
1	+ 3,75	18	> 20.00	0,50	9,7	2,5
10 <sup>-1</sup>	+ 4,10	23	> 20.00	0,75	14,0	3,0
2.10 <sup>-2</sup>	+ 4,40	26	> 20.00	0,90	17,0	3,3
10 <sup>-2</sup>	+ 4,60	28	> 20.00	1,0	19,1	3,5
5.10 <sup>-3</sup>	+ 4,75	30	> 20.00	1,10	21,4	3,7

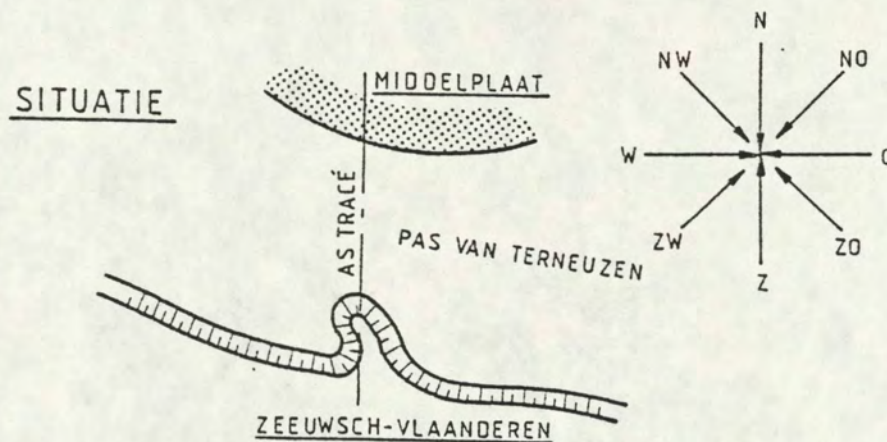
Voor golven uit noordelijke richting met een strijklengte van 2,5 km gelden de volgende golfrandvoorwaarden.



overschrij- dingsfrequen- tie (x/jaar)	ontwerp- peil in m t.o.v.N.A.P.	windsnel- heid in m/s	gem.water- diepte in m voor golf- ontwikkeling	golf- hoogte in m	golf- lengte in m	golf- perio- de in sec.
10	+ 3,10	12	15,00	0,15	3,1	1,4
1	+ 3,75	18	15,65	0,55	10,5	2,6
10 <sup>-1</sup>	+ 4,10	21	16,00	0,70	13,1	2,9
2.10 <sup>-2</sup>	+ 4,40	24	16,30	0,95	18,0	3,4
10 <sup>-2</sup>	+ 4,60	25	16,50 <sup>2x</sup>	1,00	19,1	3,5
5.10 <sup>-3</sup>	+ 4,75	30	16,65	1,30	25,0	4,0

Gebied: "Pas van Terneuzen" aan de noordzijde van de hoogwaterkering van Zeeuws Vlaanderen ter hoogte van DOW Chemical.

Situatie:



Figuur 3.18

Voor golven uit noordwestelijke richting, met een strijklengte van 12 km gelden de volgende golfrandvoorwaarden.



overschrij- dingsfrequen- tie (x/jaar)	ontwerp- peil in m t.o.v.N.A.P.	windsnel- heid in m/s	gem.water- diepte in m voor golf- ontwikkeling	golf- hoogte in m	golf- lengte in m	golf- perio- de in sec.
10	+ 3,10	12	> 20,00	0,60	11,3	2,7
1	+ 3,75	19	> 20,00	1,20	22,5	3,8
10 <sup>-1</sup>	+ 4,10	24	> 20,00	1,60	30,2	4,4
2.10 <sup>-2</sup>	+ 4,40	29	> 20,00	2,10	40,6	5,1
10 <sup>-2</sup>	+ 4,60	30	> 20,00	2,20	42,2	5,2
5.10 <sup>-3</sup>	+ 4,75	34	> 20,00	2,50	47,2	5,5

Voor golven uit westelijke richting met een strijklengte van 5,0 km gelden de volgende golfrandvoorwaarden.

overschrij- dingsfrequen- tie (x/jaar)	ontwerp- peil in m t.o.v.N.A.P.	windsnel- heid in m/s	gem.water- diepte in m voor golf- ontwikkeling	golf- hoogte in m	golf- lengte in m	golf- perio- de in sec.
10	+ 3,10	12	13,00	0,65	12,2	2,8
1	+ 3,75	16	13,65	0,85	16,0	3,2
10 <sup>-1</sup>	+ 4,10	20	14,00	1,10	21,3	3,7
2.10 <sup>-2</sup>	+ 4,40	23	14,30	1,25	23,7	3,9
10 <sup>-2</sup>	+ 4,60	24	14,50	1,30	25,0	4,0
5.10 <sup>-3</sup>	+ 4,75	26	14,65	1,45	27,5	4,2

Voor golven uit noordoostelijke richting met een strijklengte van 1,5 km gelden de volgende golfrandvoorwaarden.



overschrij- dingsfrequen- tie (x/jaar)	ontwerp- peil in m t.o.v.N.A.P.	windsnel- heid in m/s	gem.water- diepte in m voor golf- ontwikkeling	golf- hoogte in m	golf- lengte in m	golf- perio- de in sec.
10	+ 2,18	12	> 20.00	0,30	5,6	1,9
1	+ 2,00	16	> 20.00	0,50	9,7	2,5
10 <sup>-1</sup>	+ 1,90	20	> 20.00	0,60	11,4	2,7
2.10 <sup>-2</sup>	+ 1,80	23	> 20.00	0,75	14,0	3,0
10 <sup>-2</sup>	+ 1,75	24	> 20.00	0,80	15,0	3,1
5.10 <sup>-3</sup>	+ 1,70	26	> 20.00	0,85	16,0	3,2



Stroomsnelheid/debiet

Met behulp van het rekenmodel WAQUA zijn voor het tracé Terneuzen west/Ellewoutsdijk, de stroombeelden en stroomsnelheden berekend, voor de ongestoorde situatie ( $T_0$ ) bij gemiddeld springtij. In de figuren 3.19 en 3.20 worden de maximaal optredende vloed- en ebsnelheden in zowel de Pas van Terneuzen als de Everingen weergegeven (gem. over de vertikaal).

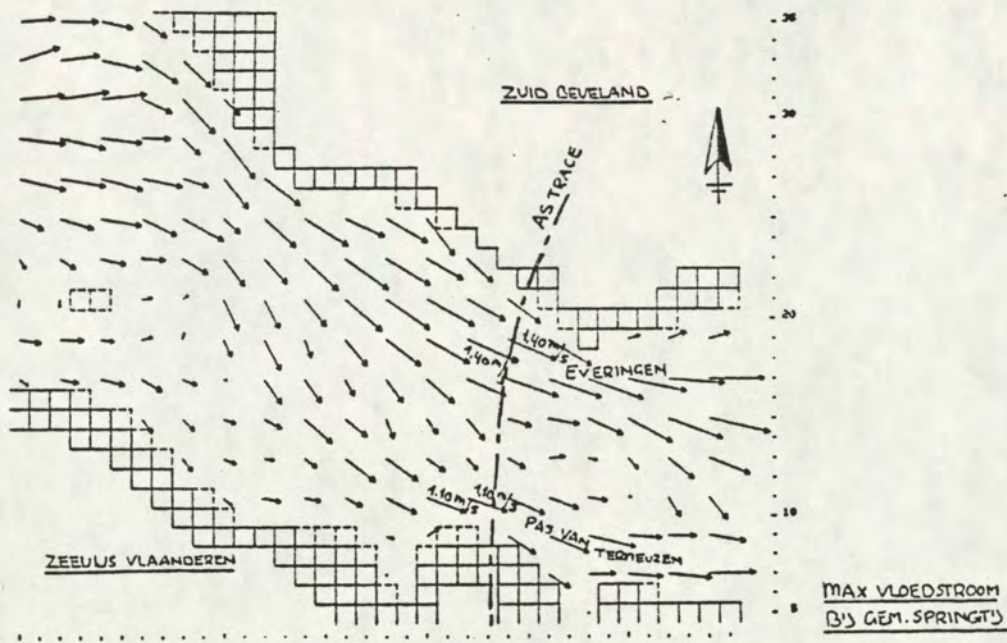


Fig. 3.19

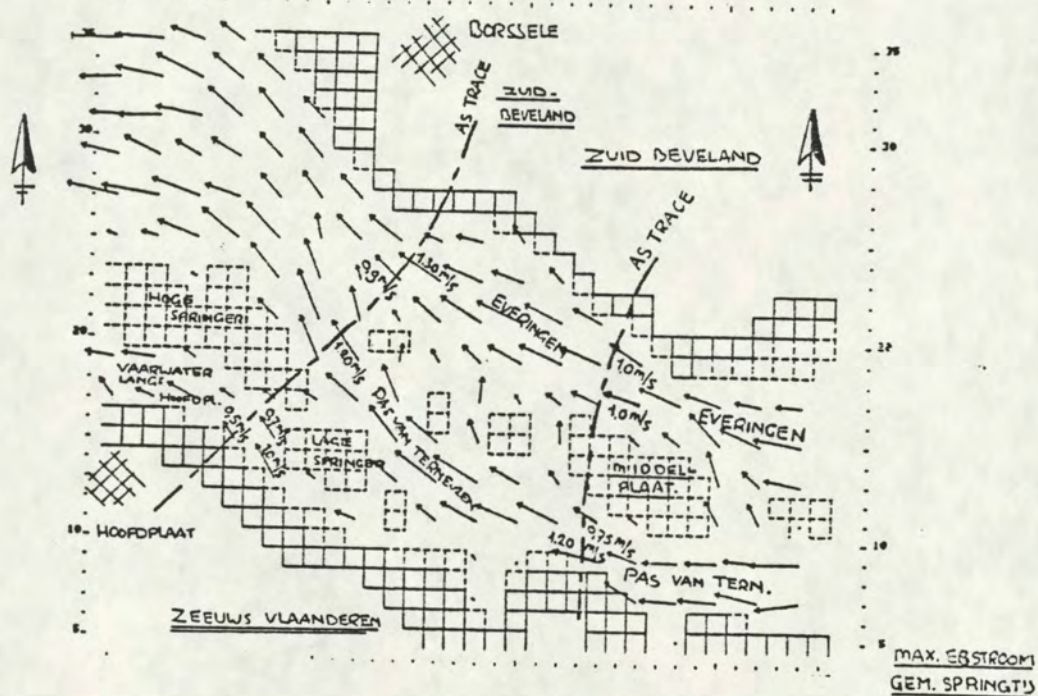


Fig. 3.20



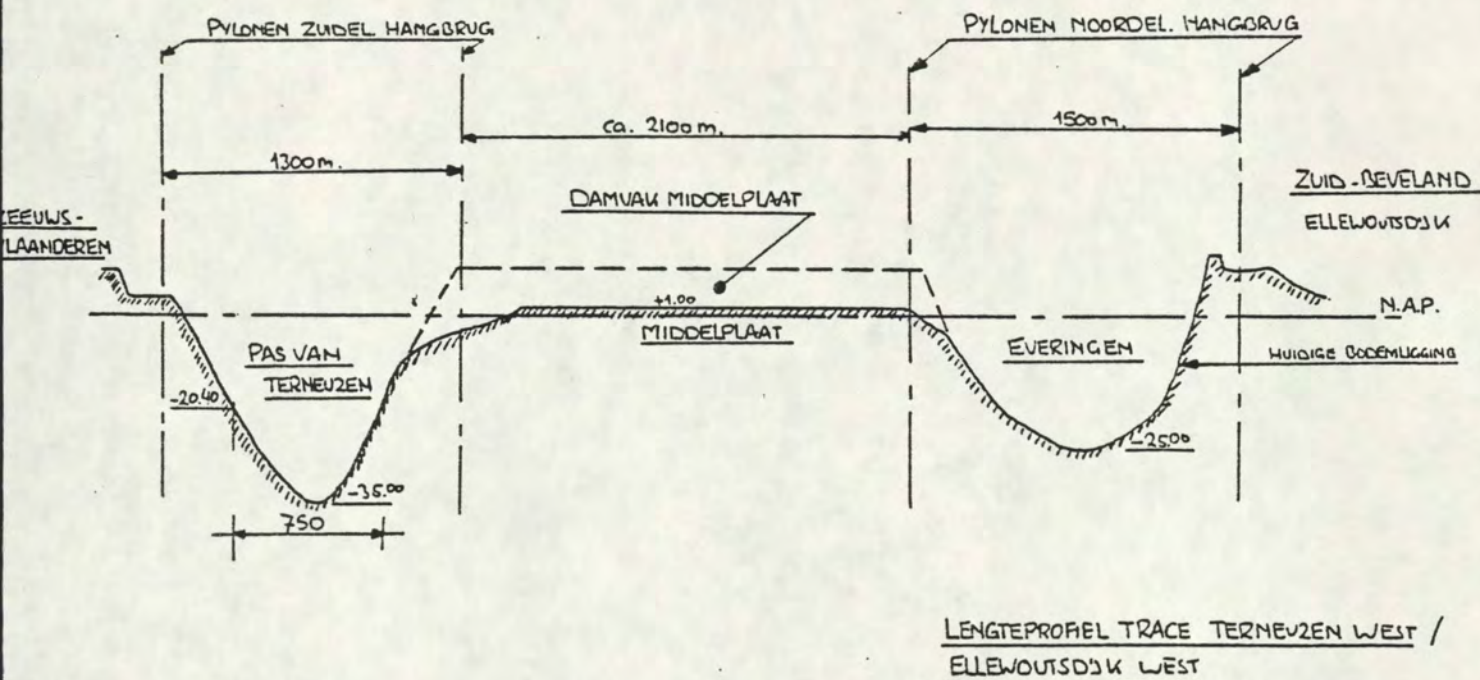
### Debietverdeling

De debietverdeling over de twee hoofdgeulen en de hooggelegen "Middelplaat" is met behulp van het rekenmodel IMPLIC en WAQUA bepaald.

Voor de ongestoorde situatie, bij gemiddeld springtij, gaat ca. 40% van het totale debiet door de "Pas van Terneuzen" en ca. 50% door de geul de "Everingen, terwijl de hooggelegen "Middelplaat" ca.10% voor haar rekening neemt.

Gezien de nautische en morfologische randvoorwaarden met betrekking tot dit tracé (zie bijlage 3), is ervan uitgegaan dat de beide hoofdgeulen voorzien worden van een hangbrug.

De Middelplaat, op een niveau van ca. N.A.P. +1,00 m, kan hierbij benut worden als overgangsconstructie tussen beide bruggen en als bouw- en funderingsplaats voor de twee van de vier ankerblokken van beide hangbruggen. In figuur 3.21 wordt de huidige- en eindsituatie, schematisch als lengteprofiel, weergegeven.



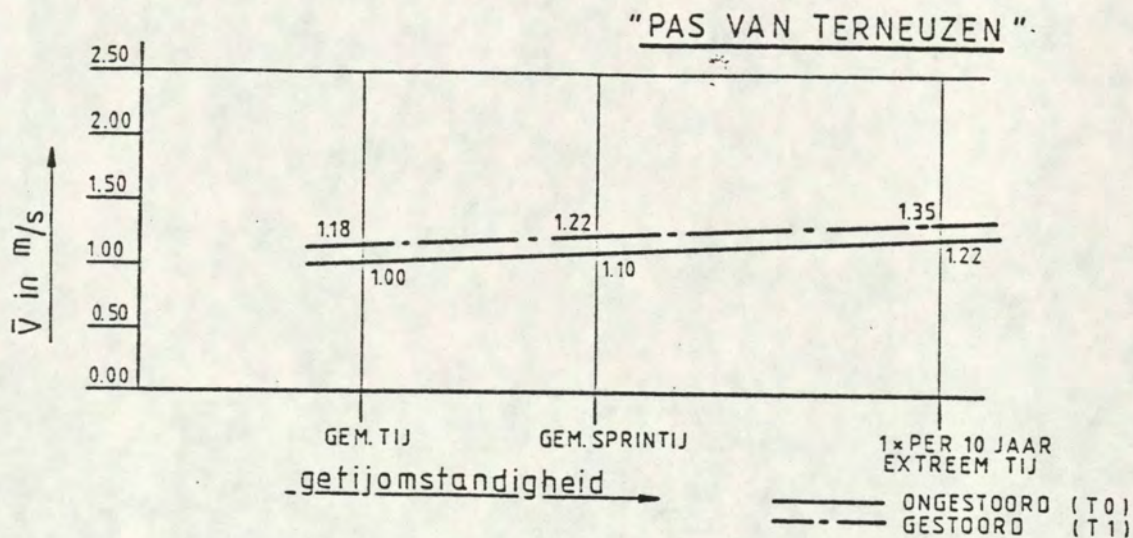
Figuur 3.21

Uit de figuur blijkt dat het damvak op de "Middelplaat" inclusief de omkading van de beide hangbrugpylonen, van invloed zullen zijn op zowel het natte doorstroomoppervlak als de debietverdeling over beide geulen.

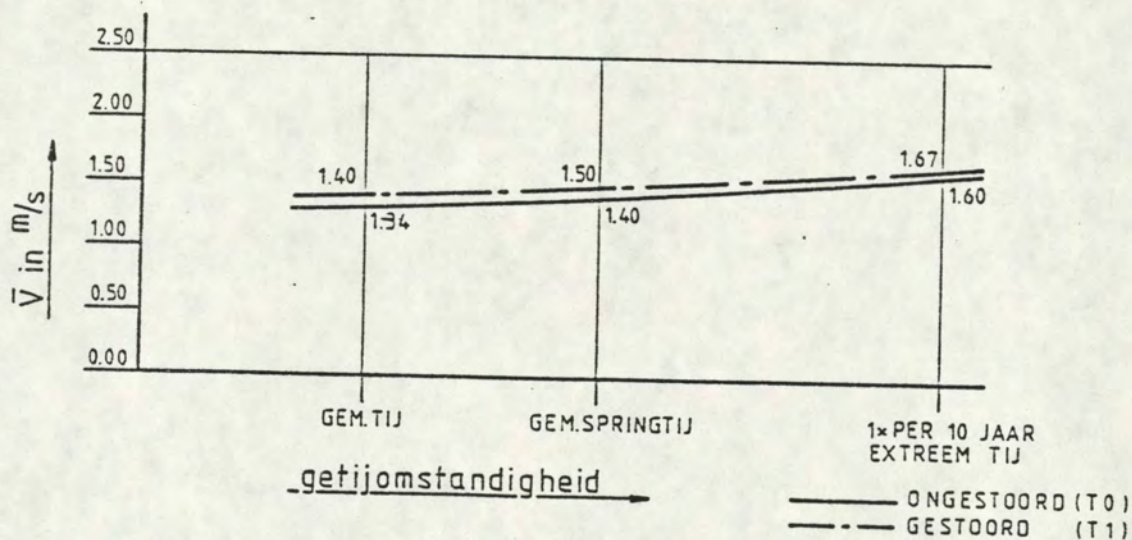


Daar geen IMPLIC-berekeningen voor de gewijzigde situatie zijn uitgevoerd, is aangenomen dat als gevolg van het damvak het debiet in de Pas van Terneuzen met 4% en het debiet in de geul "de Everingen" met 6% toe zal nemen.

Op basis van deze uitgangspunten en de berekeningswijze zoals omschreven in hoofdstuk 3.1.2 zijn de maximaal optredende stroomsnelheden, bij drie verschillende getij-omstandigheden, voor zowel de ongestoorde als gestoorde situatie, grafisch weergegeven (zie de figuren 3.22 en 3.23).



Figuur 3.22



Figuur 3.23



### 3.2.3 Grondmechanische gegevens

Uit gegevens van Wilderom (litt.3.4) blijkt dat zich ter plaatse van de oever bij Terneuzen (tussen de DOW Chemical en de West-buitenhaven) een laag jonge zeelei bevindt (van N.A.P tot ca. N.A.P. -3,00 m), met daaronder een laag jong zeezand met een dikte van ca. 20 m.

Plaatselijk wordt de kritieke taludhelling overschreden.

Tot een diepte van 18 m -N.A.P. zijn ter plaatse echter bestortingen uitgevoerd (1867-1881), die in principe het optreden van zettingsvloeiingen kunnen voorkomen.

Indien niet kan worden aangetoond dat deze bestorting nog in voldoende mate aanwezig is, mag men er niet mee rekenen.

Ter plaatse van de oever bij Ellewoutsdijk zijn geen grondmechanische problemen te verwachten.

Wij treffen hier aan de oppervlakte jonge zeelei aan (ca.2 m dik) op een dunnere laag Hollandveen.

Vervolgens een pakket van ca.10 m dikke Pleistocene afzetting en afzettingen van Vlissingen, Halsteren en Merksem.

Wel dient men hier rekening te houden met relatief grotere zettingen dan bij Terneuzen.

Een uitspraak doen over de grootte van deze zetting is zonder verdere informatie niet mogelijk.

Hoogstens kan een BIG (= Best Intelligent Guess) gegeven worden.

Een zetting van ca.1 m bijvoorbeeld.

De situatie in de Westerschelde ter plaatse van dit tracé is waarschijnlijk gelijk aan die bij het tracé Terneuzen oost Oudelande. Voor de optredingscriteria wordt dan ook verwezen naar de desbetreffende grondmechanische aspecten (in fig.3.24 wordt het geologisch profiel in de omgeving van het tracé Terneuzen west Ellewoutsdijk weergegeven).

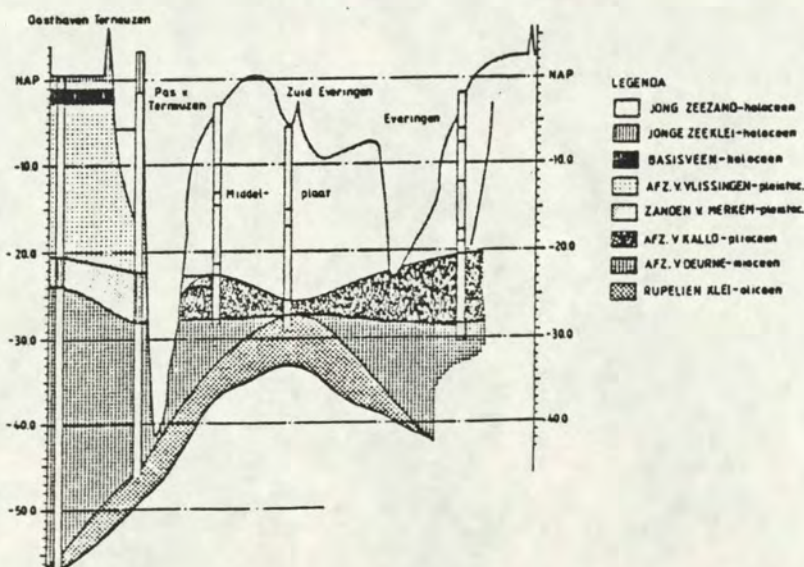


fig. 3.24



3.3 Tracé Hoofdplaat Borssele

Uitgangspunten en randvoorwaarden

3.3.1 Meteorologische randvoorwaarden

Voor de windsnelheid, windrichting, opstuwing en mist gelden dezelfde randvoorwaarden en gegevens, zoals toegepast bij het tracé Terneuzen oost/Oudelande en bij het tracé Terneuzen/Ellewoutsdijk west.

3.3.2 Hydraulische randvoorwaarden

Waterstanden;

Voor de waterstanden ter hoogte van Hoofdplaat is voor de verschillende overschrijdingsfrequenties het gemiddelde van het vertikaal getij te Terneuzen en Vlissingen aangehouden (litt.3.1). In onderstaande tabel worden voor verschillende frequenties bijbehorende hoogwaterstanden weergegeven.

overschrijdingsfrequentie (x/jaar)	waterstand in m t.o.v. N.A.P.
10	+3.00
1	+3.60
$10^{-1}$	+4.00
$2 \cdot 10^{-2}$	+4.30
$10^{-2}$	+4.45
$5 \cdot 10^{-3}$	+4.60

De onderschrijdingsfrequentielijnen van de hoogwaterstanden (astronomisch getij minus afwaaiing) bij oostelijke, zuidoostelijke en noordoostelijke windrichting wordt in fig.3.25 weergegeven.

Afwaaiing als functie van windrichting en snelheid

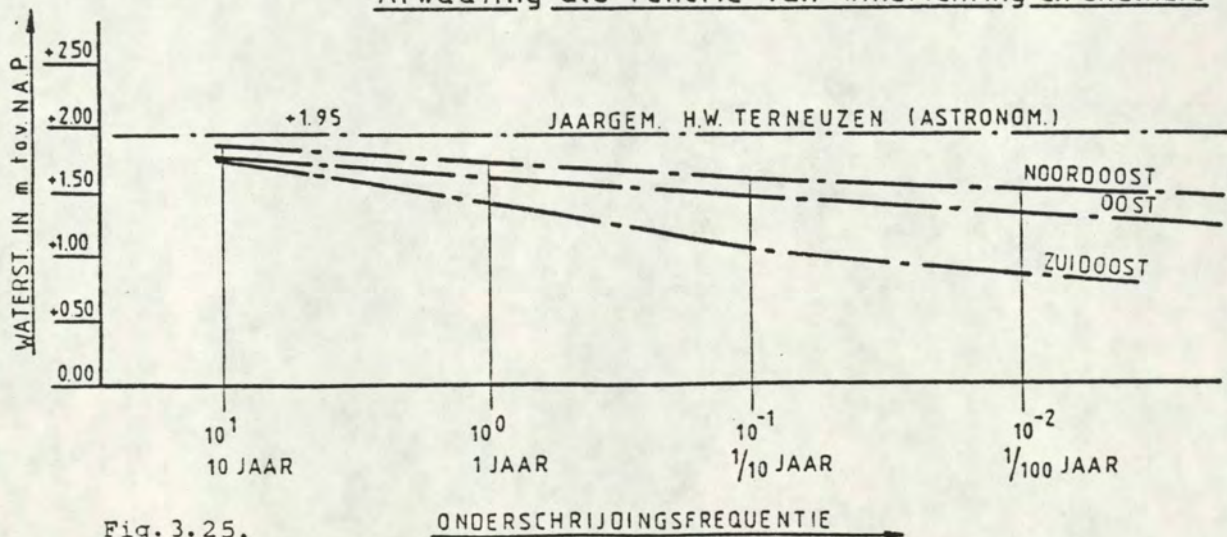


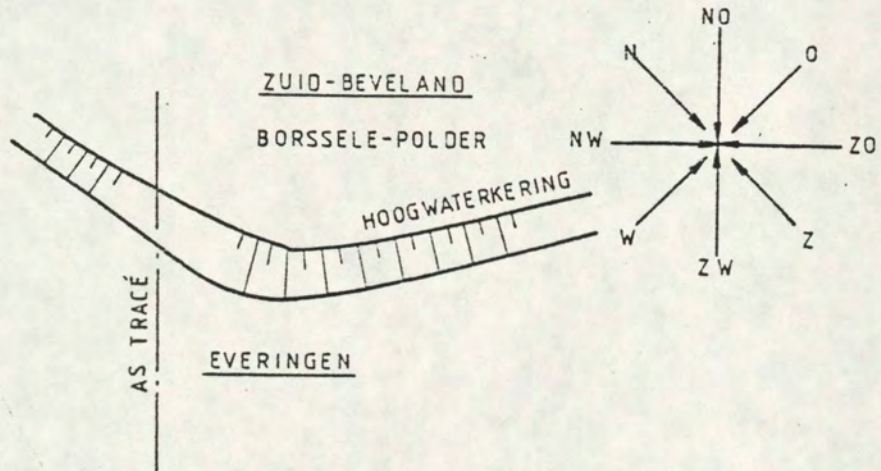
Fig. 3.25.



Golven

Voor de bepaling van de golfafmetingen is dezelfde berekeningsmethode gehanteerd, zoals omschreven in het hoofdstuk randvoorwaarden tracé Terneuzen oost/Oudelande (par.3.1.2). Om het vergelijk met de andere tracé's mogelijk te kunnen maken, zijn de golfafmetingen in de diepe geulen en op de hooggelegen zandplaat "Hoge Springer" bij dezelfde overschrijdingsfrequenties van waterstand, windrichting en snelheid bepaald.

Situatie



Figuur 3.26

Gebied; Geul "de Everingen" aan de zuidzijde van de hoogwaterkering Zuid-Beveland (Borssele polder).



Voor de golven uit westelijk richting met een strijklengte van 13 km, gelden de volgende golfrandvoorwaarden:

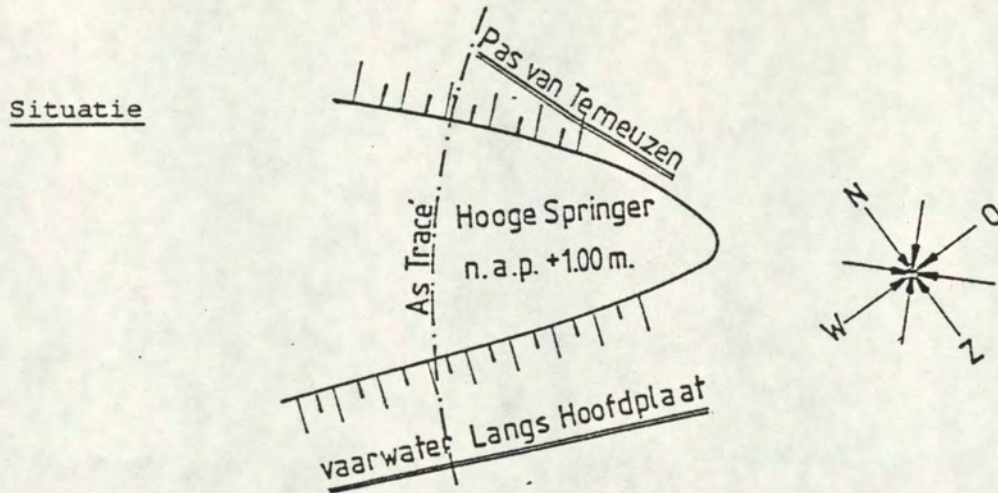
overschrij- dingsfrequentie (x/jaar)	ontwerp- peil in m t.o.v.N.A.P.	windsnel- heid in m/s	gem.water- diepte in m voor golf- ontwikkeling	golf- hoogte in m	golf- lengte in m	golf- perio- de in sec.
10	+ 3,00	12	> 20.00	0,80	15,0	3,1
1	+ 3,60	18	> 20.00	1,30	25,0	4,0
10 <sup>-1</sup>	+ 4,00	25	> 20.00	1,85	34,4	4,7
2.10 <sup>-2</sup>	+ 4,30	30	> 20.00	2,25	43,8	5,3
10 <sup>-2</sup>	+ 4,45	32	> 20.00	2,40	45,4	5,4
5.10 <sup>-3</sup>	+ 4,60	34	> 20.00	2,50	47,2	5,5

Voor golven uit oostelijke richting met een strijklengte van 3,5 km, gelden de volgende golfrandvoorwaarden:

overschrij- dingsfrequentie (x/jaar)	ontwerp- peil in m t.o.v.N.A.P.	windsnel- heid in m/s	gem.water- diepte in m voor golf- ontwikkeling	golf- hoogte in m	golf- lengte in m	golf- perio- de in sec.
10	+ 1,80	12	18.00	0,45	8,3	2,3
1	+ 1,65	16	17.85	0,60	11,4	2,7
10 <sup>-1</sup>	+ 1,55	19	17.75	0,80	15,0	3,1
2.10 <sup>-2</sup>	+ 1,45	21	17.65	0,90	17,0	3,3
10 <sup>-2</sup>	+ 1,40	22	17.60	1,00	19,1	3,5
5.10 <sup>-3</sup>	+ 1,30	24	17.50	1,10	21,4	3,7

Gebied: Zandplaat "Hoge Springer (maaiveldhoogte ca. N.A.P. +1,00 m)





Figuur 3.27

Voor golven uit noordwestelijke richting met een strijklengte van 7,5 km, gelden de volgende golfrandvoorwaarden:

overschrij- dingsfrequen- tie (x/jaar)	ontwerp- peil in m t.o.v.N.A.P.	windsnel- heid in m/s	gem.water- diepte in m voor golf- ontwikkeling	golf- hoogte in m	golf- lengte in m	golf- perio- de in sec.
10	+ 3,00	12	15.00	0,55	10,5	2,6
1	+ 3,60	18	15.60	1,00	19,0	3,5
10 <sup>-1</sup>	+ 4,00	25	16.00	1,50	28,8	4,3
2.10 <sup>-2</sup>	+ 4,30	30	16.30	*1,65	31,6	4,5
10 <sup>-2</sup>	+ 4,45	32	16.45	*1,70	33,0	4,6
5.10 <sup>-3</sup>	+ 4,60	34	16.60	*1,80	34,5	4,7

\* Golfhoogte maximaal 0,5 x waterdiepte.



Voor golven uit westelijke richting met een strijklengte van 6,5 km, gelden de volgende golfrandvoorwaarden;

overschrij- dingsfrequen- tie (x/jaar)	ontwerp- peil in m t.o.v.N.A.P.	windsnel- heid in m/s	gem.water- diepte in m voor golf- ontwikkeling	golf- hoogte in m	golf- lengte in m	golf- perio- de in sec.
10	+ 3,00	15	8.00	0,80	15,0	3,1
1	+ 3,60	22	8.60	1,20	22,5	3,8
10 <sup>-1</sup>	+ 4,00	28	9.00	1,40	26,2	4,1
2.10 <sup>-2</sup>	+ 4,30	32	9.30	1,60	30,2	4,4
10 <sup>-2</sup>	+ 4,45	34	9.45	1,70	33,0	4,6
5.10 <sup>-3</sup>	+ 4,60	34	9.60	1,70	33,0	4,6

Voor golven uit zuidelijke richting met een strijklengte van 1,2 km, gelden de volgende golfrandvoorwaarden:

overschrij- dingsfrequen- tie (x/jaar)	ontwerp- peil in m t.o.v.N.A.P.	windsnel- heid in m/s	gem.water- diepte in m voor golf- ontwikkeling	golf- hoogte in m	golf- lengte in m	golf- perio- de in sec.
10	+ 3,00	12	15.00	0,10	1,9	1,1
1	+ 3,60	18	15.60	0,40	7,6	2,2
10 <sup>-1</sup>	+ 4,00	23	16.00	0,65	12,2	2,8
2.10 <sup>-2</sup>	+ 4,30	26	16.30	0,80	15,0	3,1
10 <sup>-2</sup>	+ 4,45	28	16.45	0,90	17,0	3,3
5.10 <sup>-3</sup>	+ 4,60	30	16.60	1,00	19,1	3,5

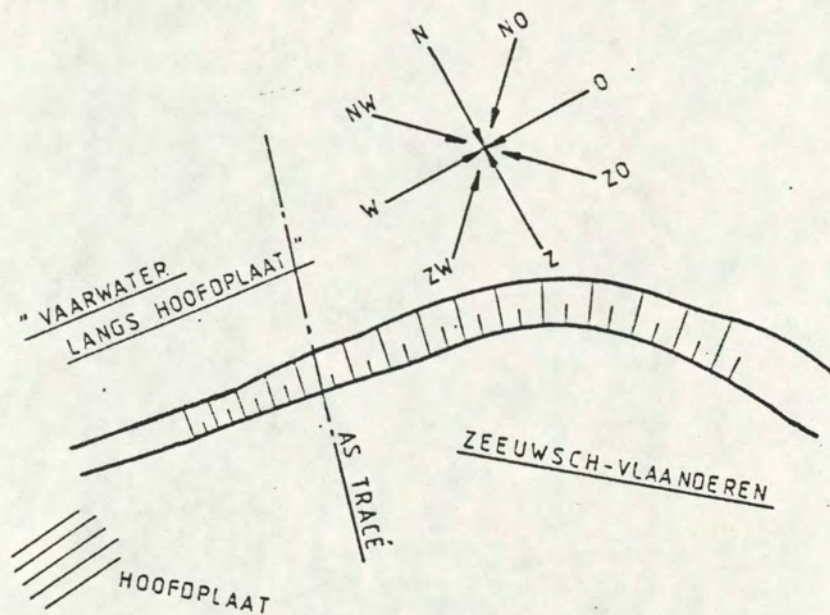


Voor golven uit noordelijke richting met een strijklengte van 6 km, gelden de volgende golfrandvoorwaarden:

overschrij- dingsfrequen- tie (x/jaar)	ontwerp- peil in m t.o.v.N.A.P.	windsnel- heid in m/s	gem.water- diepte in m voor golf- ontwikkeling	golf- hoogte in m	golf- lengte in m	golf- perio- de in sec.
10	+ 3,00	12	15.00	0,55	10,5	2,6
1	+ 3,60	18	15.60	0,95	18,0	3,4
$10^{-1}$	+ 4,00	21	16.00	1,20	22,5	3,8
$2 \cdot 10^{-2}$	+ 4,30	24	16.30	1,40	26,2	4,1
$10^{-2}$	+ 4,45	25	16.45	1,45	27,5	4,2
$5 \cdot 10^{-3}$	+ 4,60	30	16.60	1,85	36,0	4,8

Gebied: vaarwater langs Hoofdplaats aan de noordzijde van de hoogwaterkering van Zeeuws Vlaanderen ter hoogte van Hoofdplaats.

Situatie:



Figuur 3.28



Voor golven uit noordwestelijke richting met een strijklengte van 3,0 km, gelden de volgende golfrandvoorwaarden;

overschrij- dingsfrequentie (x/jaar)	ontwerp- peil in m t.o.v.N.A.P.	windsnel- heid in m/s	gem.water- diepte in m voor golf- ontwikkeling	golf- hoogte in m	golf- lengte in m	golf- perio- de in sec.
10	+ 3,00	12	15.00	0,40	7,6	2,2
1	+ 3,60	19	15.60	0,80	15,0	3,1
10 <sup>-1</sup>	+ 4,00	24	16.00	1,05	20,2	3,6
2.10 <sup>-2</sup>	+ 4,30	29	16.30	1,35	26,2	4,1
10 <sup>-2</sup>	+ 4,45	30	16.45	1,40	27,5	4,2
5.10 <sup>-3</sup>	+ 4,60	34	16.60	1,60	30,2	4,4

Voor golven uit westelijke richting met een strijklengte van 3,0 km, gelden de volgende golfrandvoorwaarden:

overschrij- dingsfrequentie (x/jaar)	ontwerp- peil in m t.o.v.N.A.P.	windsnel- heid in m/s	gem.water- diepte in m voor golf- ontwikkeling	golf- hoogte in m	golf- lengte in m	golf- perio- de in sec.
10	+ 3,00	12	13.00	0,40	7,6	2,2
1	+ 3,60	16	13.60	0,60	11,4	2,7
10 <sup>-1</sup>	+ 4,00	20	14.00	0,80	15,0	3,1
2.10 <sup>-2</sup>	+ 4,30	23	14.30	1,00	19,1	3,5
10 <sup>-2</sup>	+ 4,45	24	14.45	1,05	20,2	3,6
5.10 <sup>-3</sup>	+ 4,60	26	14.60	1,20	22,5	3,8



Voor golven uit noordoostelijke richting met een strijklengte van 7 km, gelden de volgende golfrandvoorwaarden:

overschrij- dingsfrequen- tie (x/jaar).	ontwerp- peil in m t.o.v.N.A.P.	windsnel- heid in m/s	gem.water- diepte in m voor golf- ontwikkeling	golf- hoogte in m	golf- lengte in m	golf- perio- de in sec.
10	+ 1,90	12	11.00	0,80	15,0	3,1
1	+ 1,72	16	11.00	1,00	19,1	3,5
10 <sup>-1</sup>	+ 1,62	20	11.00	1,20	22,5	3,8
2. 10 <sup>-2</sup>	+ 1,52	23	11.00	1,35	26,2	4,1
10 <sup>-2</sup>	+ 1,47	24	11.00	1,40	27,5	4,2
5. 10 <sup>-3</sup>	+ 1,42	26	11.00	1,50	28,8	4,3

Stroomsnelheid en debiet

Met behulp van het rekenmodel WAQUA zijn voor het tracé Hoofdplaat/Borssele, de stroomsnelheden en richting bepaald, voor de ongestoorde situatie, bij gemiddeld springtij.  
In de figuren 3.29 en 3.30 worden de maximaal optredende vloed- en ebsnelheden met bijbehorende richtingen weergegeven (gem. over vertikaal).

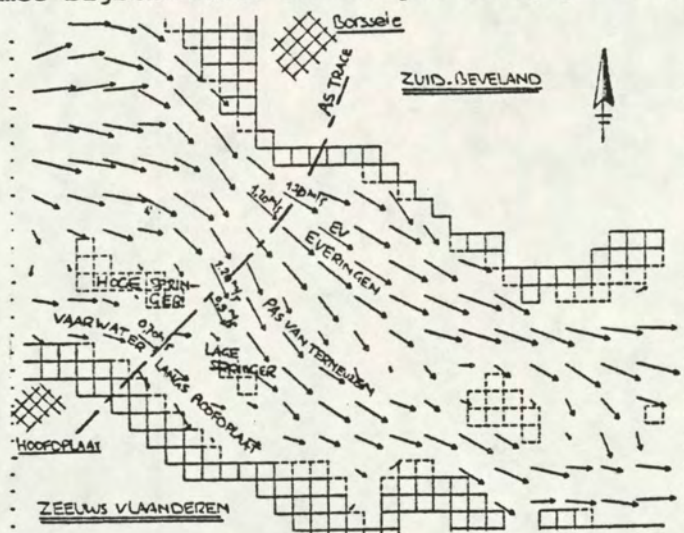


Fig. 3.29 Max.vloedstroom bij gem.springtij (ongest.situatie)



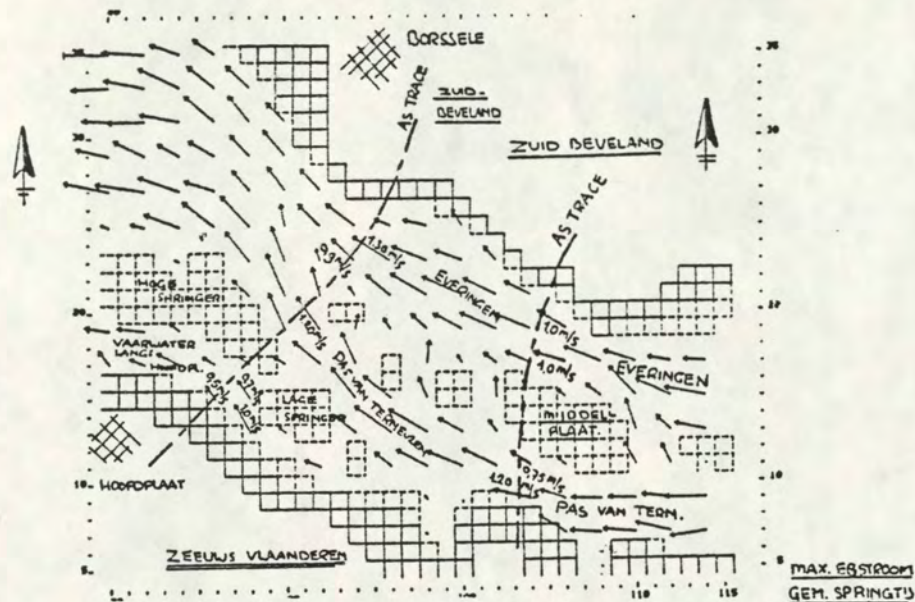


Fig.3.30 Max.ebstroom bij gem.springtij (ongest.situatie)

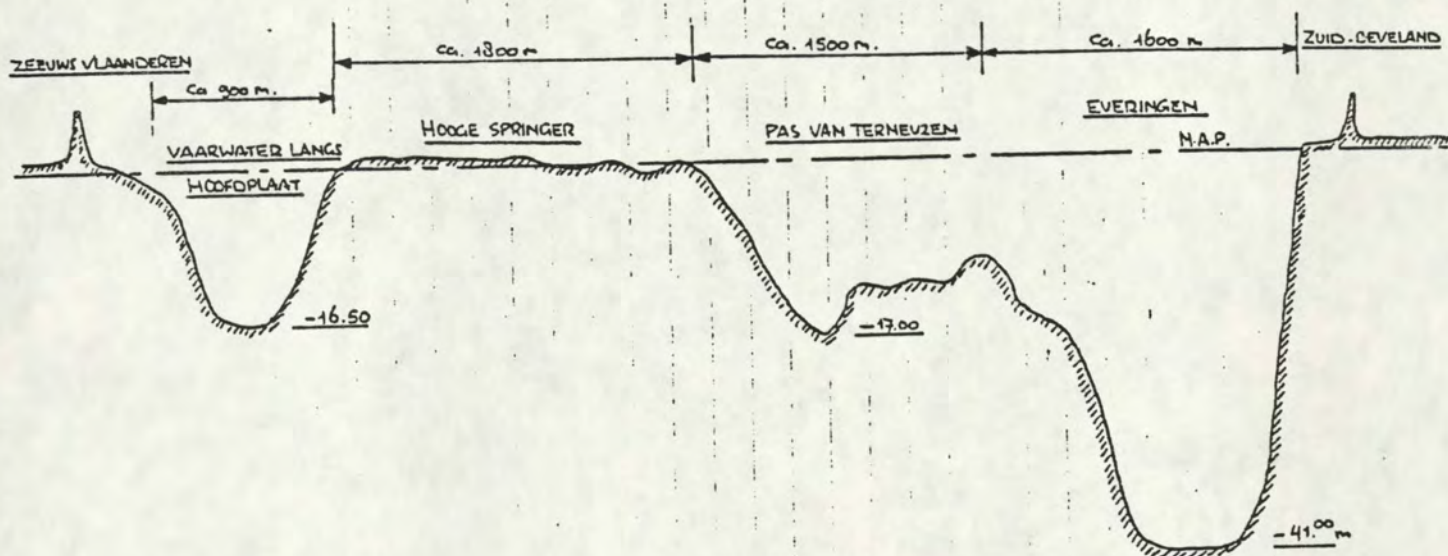
### Debietverdeling

De debietverdeling voor de ongestoorde situatie, over de drie hoofdgeulen, is met behulp van de rekenmodellen IMPLIC en WAQUA bepaald.

Hieruit blijkt dat bij gemiddeld springtij, de onderstaande debietverdeling van toepassing is:

- "Het Vaarwater langs Hoofdplaat" ca. 14% van het totale debiet;
- "De Pas van Terneuzen" ca. 30% van het totale debiet;
- "De Everingen" ca. 56% van het totale debiet.

In fig.3.31 wordt het lengteprofiel over het tracé Hoofdplaat/Borsselle weergegeven.



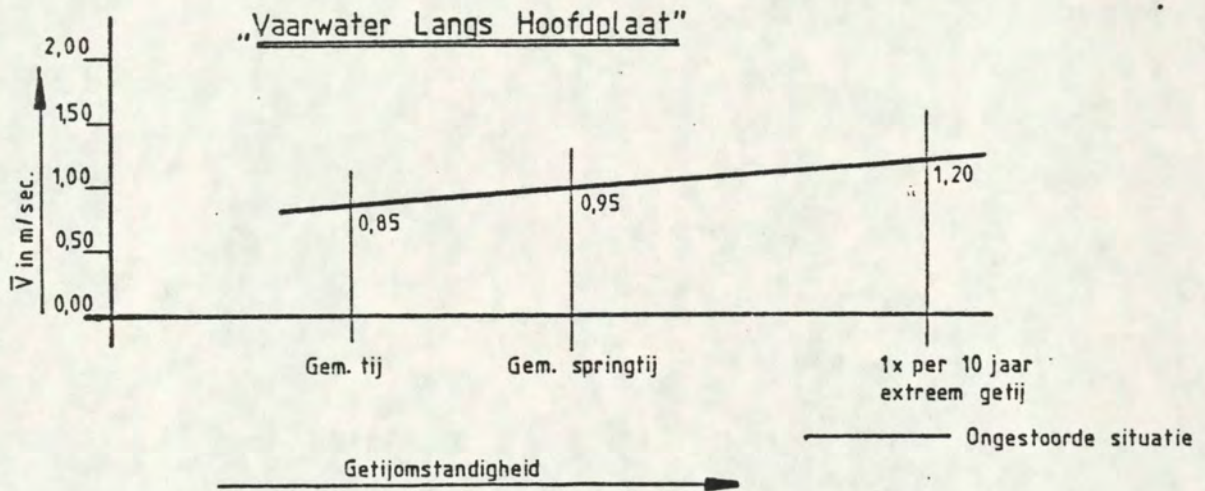
Figuur 3.31



Uit dit profiel blijkt dat de scheepvaartgeulen, de Everingen en de Pas van Terneuzen, zonder ondiepe zandplatenscheiding, geleidelijk in elkaar overgaan. Gezien de de onderlinge ligging van beide geulen en de opgestelde scheepvaartseisen (zie bijlage 3J) ten aanzien van dit gebied, lijkt op het eerste gezicht realisering van één of meerdere hangbruggen niet haalbaar.

Om bovenbedoelde reden zijn voor het onderlinge vergelijk met de twee andere tracé's, enkel de stroomsnelheden bepaald bij de ongestoorde situatie.

Op basis van bovenbedoelde debietverdeling en de in hoofdstuk 3.1.2 omschreven berekeningswijze van stroomsnelheden bij gemiddeld springtij naar gemiddeld tij en extreem tij ( $n = 1 \times 10$  jaar), worden in de figuren 3.32 t/m 3.34 de maximale stroomsnelheden bij de drie getijomstandigheden, grafisch weergegeven.



Figuur 3.32

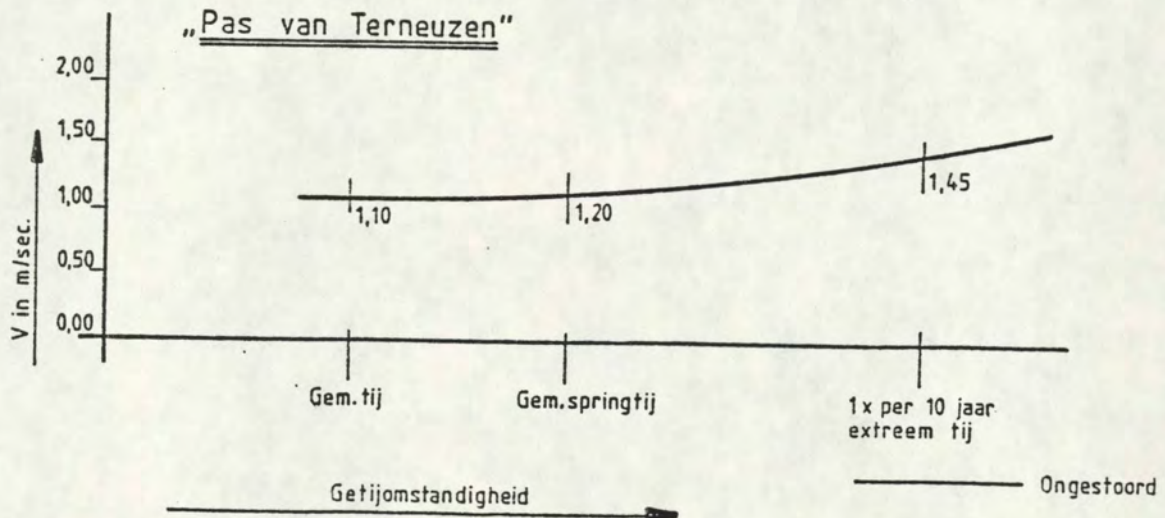
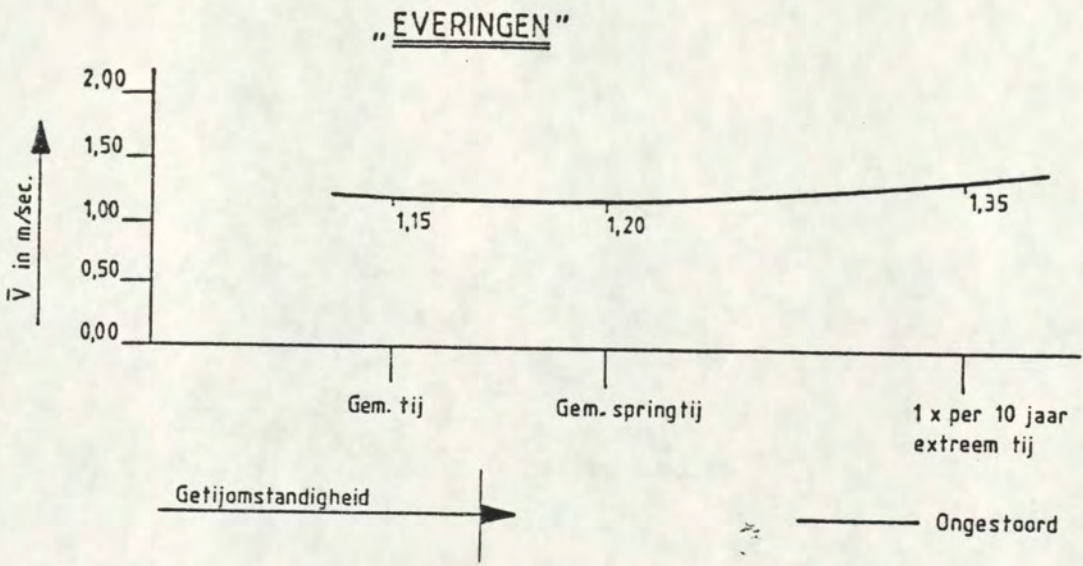


Fig. 3.33





Figuur 3.34

3.3.3 Grondmechanische aspecten

Door het ontbreken van een geologisch profiel t.p.v. dit tracé is aan de hand van de nota van Wilderom enige informatie bekend over de grondslag t.p.v. de oevers.

De oever bij Hoofdplaat bestaat uit een pakket jong zeezand tot ca. N.A.P. - 20.00 m en is niet zettingsvloeiingsgevoelig (in huidige situatie). Dit met uitzondering van een kort traject ter plaatse van de oever, waar in het verleden dan ook over beperkte omvang, bestortingen zijn uitgevoerd. De eventuele zettingen zullen ter plaatse van dit oevergedeelte minimaal zijn.

Aan de overzijde bij Borssele is de situatie in grondmechanisch opzicht aanzienlijk minder gunstig.

Ter plaatse van Borssele is de oever uitermate zettingsvloeiingsgevoelig (de kritieke helling wordt op ruime schaal overschreden). Bovendien varieert de geuldiepte van 30 m -N.A.P. tot 40 -N.A.P. hetgeen ingeval van een zettingsvloeiing tot vrij grote inscharings-lengten kan leiden. In het verleden zijn ter plaatse van dit overgedeelte bestortingen uitgevoerd. Wederom geldt dat men hier alleen op mag rekenen indien de aanwezigheid en conditie van bestorting nog voldoende verzekerd is.

Wat betreft de te verwachten zettingen geldt hetzelfde als voor de lokatie bij Ellewoutsdijk (bodempopbouw is gelijk).



3.4 Vergelijking verschillende tracé's

In deze paragraaf worden de meteorologische, hydraulische en grondmechanische randvoorwaarden, zoals uitgebreid behandeld in de paragrafen 3.1 t/m 3.3, beknopt samengevat.

Om een vergelijk mogelijk te maken tussen de drie verschillende tracé's zijn de belangrijkste randvoorwaarden, per aspect en tracé, in tabelvorm weergegeven.

De drie beschouwde tracé's zijn:

Tracé 1: Terneuzen-oost - Oudelande (Everinge-polder);

Tracé 2: Terneuzen-west - Ellewoutsdijk;

Tracé 3: Hoofdplaat - Borssele.

Meteorologische randvoorwaarden (opstuwing c.q. afwaaiing is behandeld in de randvoorwaarden hoogwaterstanden)

Tracé	tracé 1	tracé 2	tracé 3
Aspect			
- Terugkeerperiode windrichting + snelheid	X	X	X
- Mist; Uren zicht per jaar ≤ 400 m	180	180	180
Uren zicht per jaar ≤ 1000 m	259	259	259

X = gelijke randvoorwaarden.



Hydraulische randvoorwaarden

Hoogwaterstanden, in meters t.o.v. N.A.P.

Tracé Aspect	tracé 1	tracé 2	tracé 3
- Hoogwaterstanden bij n=10x per jaar en 1x per 100jr. Astronom.getij + opstuwing	+3.10/+4.60	+3.10/+4.60	+3.00/+4.45
- Hoogwaterstanden bij n=10x per jaar en 1x per 100jr. Astronom.getij - afwaaiing	+2.00/+1.60	+2.00/+1.60	+1.80/+1.40

n = overschrijdingsfrequentie

Golfhoogten in m voor n = 10 x per jaar en 1 x per 100 jaar.

Tracé Gebied Windrichting	Tracé 1			Tracé 2			Tracé 3		
	Everingen + straatje van Willem	Middelpl.	Pas van Terneuzen	Everingen	Middelpl.	Pas van Terneuzen	Everingen Pas v. Terneuzen	Hoge Springer	Vaarwater langs Hoofdpl.
West	0,9/1,80	0,95/1,80		0,55/2,00			0,80/2,40		
Oost	0,8/1,30			0,75/1,50			0,45/1,00		
Noordwest		0,4/1,70	0,4/1,80		0,50/1,70	0,60/2,20		0,55/1,70	0,4/1,40
West		0,95/1,80	0,45/1,55		0,95/2,00	0,65/1,30		0,80/1,70	0,4/1,05
Zuid		0,35/0,90			0,20/1,00			0,10/0,90	
Noord		0,25/1,40			0,15/2,00			0,55/1,45	0,80/1,40
Noordoost			0,5/1,35			0,30/0,80			



Stroomsnelheid in m/s (gem. over vertikaal)

Tracé Gebied Situatie	Tracé 1			Tracé 2		Tracé 3		
	Everingen	Straatje van Willem	Pas van Terneuzen	Everingen	Pas van Terneuzen	Everingen	Pas v. Ter neuzen	Vaarwa- ter langs Hoofdplaat
Ongest. si- tuatie bij:								
- Gem. tij	1.20	1.27	1.17	1.34	1.00	1.15	1.10	0.85
- Gem. spring tij	1.25	1.30	1.20	1.40	1.10	1.20	1.20	0.95
- Extr. tij 1/10 jaar	1.53	1.55	1.32	1.60	1.22	1.35	1.45	1.20
Gest. situa- tie:						*	*	*
- Gem. tij	1.27	1.38	1.47	1.40	1.18	n.	n.	n.
- Gem. spring tij	1.33	1.41	1.50	1.50	1.22	v.	v.	v.
- Extr. tij 1/10 jaar	1.60	1.70	1.68	1.67	1.35	t.	t.	t.

\* Ervan uitgegaan dat geen brugverbinding mogelijk is.

Grondmechanische aspecten: n = poriëngehalte; h = hoogte taludgedeelte; x = waarschijnlijk wel

Tracé Gebied Aspect	Tracé 1			Tracé 2			Tracé 3		
	Oever Zuid-Beve- land	Middelpl.	Oever Zeeuws- Vlaande- ren	Oever Zuid-Be- veland	Middelpl.	Oever Zeeuws- Vlaande- ren	Oever Zuid-Be- veland	Hoge Springer	Oever Zeeuws Vlaande- ren
drie rand- voorwaarden voor optre- den zettings vloeiing									
- $n_{situ} >$ $n_{krit}$	x	x	x	nee	x	x	x	x	x
- $h > 5.00$ m	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja
- over h steeper dan 1:4	nee	nee	nee	nee	nee	ja	ja	nee	nee
Aanwezigheid oeverbestor- ting	gedeelte- lijk	nee	gedeelte- lijk	gedeelte- lijk	nee	ja	ja	nee	gedeelte- lijk



4. Te behandelen onderwerpen

Ten behoeve van de tracé keuze zijn drie locaties bestudeerd voor wat betreft de te verwachten morfologische ontwikkelingen. Het gaat daarbij om de tracé's Hoofdplaat-Borssele, Terneuzen West-Ellewoutsdijk West en Terneuzen Oost-Ellewoutsdijk Oost. Voor de drie tracé-locaties is tevens een afschatting gemaakt van de diverse randvoorwaarden (golf, stroom, bodemgesteldheid).

Voor één tracé, nl. Terneuzen Oost-Ellewoutsdijk Oost is zoals gesteld een globaal ontwerp van de waterbouwkundige constructies gemaakt. Het tracé Terneuzen Oost-Ellewoutsdijk Oost begint vanaf de primaire zeekering op Zuid-Beveland met een damvak op de Plaat van Baarland waarna middels een pijlerbrug aangesloten wordt op een brug in het Straatje van Willem. Deze brug heeft een overspanning van 300 m. Via een gedurende een gedeelte van het getij droogvallende plaat (de Middelpaat) wordt dan aangesloten op een brug met een overspanning van 1200 m over de Pas van Terneuzen, waarna de aanlanding op het vasteland van Zeeuws-Vlaanderen plaatsvindt.

Zódoende kunnen de volgende waterbouwkundige onderwerpen worden onderscheiden:

- Morfologische ontwikkelingen en eventuele maatregelen (hfst. 6)
- Damvak Plaat van Baarland (hfst. 7)
- Eiland Middelpaat (hfst. 8)
- Bouwterp/verbindingsdam Oever Zeeuws-Vlaanderen (hfst. 9)
- Beschermingsconstructie pylonen brug over Straatje van Willem (hfst. 10)
- Bescherming bodem randen pijlers noordelijk aanbruggen (hfst. 11)

Waar mogelijk worden de constructieve ontwerpen op een vergelijkbare wijze benaderd. Deze ontwerpaanpak wordt nader uitgewerkt in hoofdstuk 5.



## 5. Ontwerpaanpak

Teneinde tot evenwichtige waterbouwkundige voorontwerp te kunnen komen wordt per onderdeel zoveel mogelijk een systematische aanpak gevolgd. Daarbij is gestreefd naar een kosten-optimale oplossing. Dit houdt in dat er gezocht is naar een goede (lettend op de risico's bij falen) doch zo goedkoop mogelijke oplossing. Bij sommige onderdelen is t.b.v. de keuze tussen een aantal varianten een economische optimalisatie uitgevoerd, terwijl bij andere onderdelen omwille van de beperkte beschikbare tijd slechts één variant is beschouwd.

De gevolgde ontwerpaanpak omvat de volgende stappen:

- a. Functieanalyse.  
Inventarisatie van de functies welke vervuld moeten en kunnen worden door het beschouwde onderdeel.
- b. Generatie van alternatieven.  
Inventarisatie van mogelijke varianten binnen een relatief beperkt kader. Dit wil zeggen dat zoveel mogelijk is uitgegaan van standaardoplossing en dat binnen deze oplossing gezocht is naar het optimum.
- c. Afweging en keuze.  
Selectie van de nader uit te werken oplossing.
- d. Grenstoestanden.  
Inventarisatie van de mogelijke wijze van bezwijken van ieder onderdeel, alsmede het beschouwen van de kans van optreden van de diverse bezwijkmechanismen.
- e. Nadere beschouwing van het gekozen alternatief.  
Afstemming uitkomsten grenstoestanden analyse op elkaar en vaststelling definitief voorontwerp.

In dit stadium van het project is, tenzij anders aangegeven, gewerkt met de volgende ontwerpbelastingen en veiligheden:

Belasting : 1 \* 100 jr. waterstand plus/of 1 \* 100 jr. golf  
Veiligheidsfactoren : grondmechanische grenstoestanden, V.C. = 1,3  
hydraulische grenstoestanden, V.C. = 1,2

De keuze van de 1 \* 100 jr. ontwerpnorm en de veiligheidsfactoren van 1,3 resp. 1,2 is gebaseerd op de levensduur van de constructie (100 jaar) en op de overweging dat (partieel) bezwijken van de constructie in de meeste gevallen slechts leidt tot het niet functioneren van de vaste oeververbinding.



Met nadruk wordt er nogmaals op gewezen dat de resulterende (voor)ontwerpen niet beschouwd kunnen worden als zijnde definitief. In de definitieve ontwerpfase is het voor alle onderdelen noodzakelijk te komen tot een nadere beschouwing, waarbij o.a. een gedetailleerde risico-analyse inclusief een probabilistische beschouwing van de faalkans per onderdeel uitgewerkt dient te worden.



## 6. Morfologische aspecten

### 6.1 Inleiding

In het kader van een haalbaarheidsstudie naar een hangbrug over de Westerschelde is een onderzoek verricht naar morfologische ontwikkelingen in het estuarium. Het onderzoek heeft zich toegespitst op het gebied westelijk van de raai Kruiningen - Perkpolder (zie bijlage 6.1).

In drie tracé's is een inventarisatie gemaakt van morfologische ontwikkelingen die hebben geleid tot de huidige situatie. Vervolgens is geprobeerd aan te geven wat de invloed van een constructie in de respectievelijke tracé's op de morfologie is. Voor het meest oostelijke tracé (Terneuzen-oost - Ellewoutsdijk-oost) is middels een IMPLIC berekening getracht de gevoeligheid van de debietverdeling voor ingrepen in de geulen aan te geven.

### 6.2 De morfologie - algemeen

#### 6.2.1. Het ontstaan van de huidige situatie

Deze paragraaf is een beschrijving bij de bijlagen 6.2 tot en met 6.5

De bovenafvoer van de rivier de Schelde is van ondergeschikt belang t.o.v. de getijdebieten. De morfologie van het beschouwde gebied wordt voornamelijk door de grote getijdebieten bepaald.

Deze zijn verantwoordelijk voor soms ingrijpende veranderingen. Sinds 1800 zijn regelmatig lodingen uitgevoerd waardoor het mogelijk is de geulontwikkelingen in detail te volgen.

Op het overzicht sinds 1800 is te zien dat het Middelgat zich flink noordwaarts heeft verplaatst en onderweg de Pas van Kapelle heeft opgeruimd. Sinds 1954 heeft de overloop van Hansweert, die voor die tijd niet bestond, zich tot hoofdvaarwater ontwikkeld en is het Middelgat in betekenis achteruit gegaan, vooral na 1975 toen gestopt is met baggerwerk op de Pas van Baarland. Verder naar het westen ligt de Middelpaat. Deze wordt van tijd tot doorsneden door van oost naar west verplaatsende geulen, zoals het stoombotengat. Deze geul heeft zich sinds 1878 door de Middelpaat bewogen, aanvankelijk zeer snel, later trager. De verplaatsing van deze geul is van weinig betekenis meer.



Dezelfde weg zal waarschijnlijk de Zuid-Everingen gaan volgen. Een westelijke verplaatsing van deze geul gaat waarschijnlijk gepaard met een verdieping van de Pas van Terneuzen.

Ten oosten van de Everingen bevindt zich sinds het begin van de jaren '70 de geul Straatje van Willem.

Deze geul is bezig zich zuidwaarts te verplaatsen waarbij het westelijke gedeelte zich minder snel verplaatst dan het oostelijk zodat de geul als een zekere rotatie ondergaat.

De benedenloop van de Pas van Terneuzen is sinds 1800 sterk westwaarts verplaatst. Bij Vlissingen is de opkomst van de Schaar van Spijkerplaat opvallend.

De betekenis van het Vaarwater langs Hoofdplaat is sinds 1800 sterk afgenomen, waarschijnlijk door het sterk afgenomen bergingsvolume van de Braakman.

#### 6.2.2. De huidige situatie

Door menselijk ingrijpen is het natuurlijke karakter van de Westerschelde voor een deel verloren gegaan.

Voor het in stand houden van de vaarweg naar Antwerpen zijn ingrijpende bagger- en normalisatie werken noodzakelijk. De bestaande toestand wordt deels gestabiliseerd door het baggeren op drempels in de ebgeulen en het storten van specie in de vloedscharen.

Sommige natuurlijke ontwikkelingen zijn echter zo sterk dat ze niet op een economische manier kunnen worden gestuurd. Een voorbeeld hiervan zijn de pogingen om de vaarweg over de Pas van Baarland in stand te houden. Hiervan is sinds 1975 afgezien en is de Overloop van Hansweert hoofdvaarwater geworden, dit ten koste van het Middelgat. Deze geul is sindsdien aan het verondiepen.

In de Westerschelde is onderscheid te maken tussen gebieden waar duidelijk ontzanding plaatsvindt en gebieden waar sprake is van aanzanding. Dit is van invloed op de morfologische ontwikkelingen. Ontzandingsgebieden vertonen een toenemende morfologische dynamiek. Sinds 1980 is er in het vak Terneuzen - Hoedekenskerke sprake van ontzanding.



### 6.3 Het tracé Borsssele - Hoofdplaat

#### 6.3.1. Beschrijving bestaande ontwikkelingen

##### 6.3.1.1 Ontwikkelingen van 1800 tot circa 1950

Het platen- en geulenstelsel in het onderhavige tracé is aan zeer grote veranderingen onderhevig geweest (zie bijlage 6.2 t/m 6.5). Hieronder zal een puntsgewijze opsomming plaatsvinden van de belangrijkste ontwikkelingen die zich in dit gebied hebben voltrokken.

- Het gestaag westwaarts verplaatsen van de Pas van Terneuzen en het uitbochten van de Honte naar het noorden;
- Het, als gevolg van deze ontwikkelingen, toenemen van de Hoge Platen en afnemen van de Springers;
- Het afnemen van het vaarwater langs de Hoofdplaat door het afdammen en dus verkleinen van de komberging van het Braakmangebied.
- De opkomst van oude Schaar van Spijkerplaat ingeleid door de noordelijke verplaatsing van de Honte. De zuidelijke verplaatsing en verzanden van dit Schaar en het ontstaan van de Schaar van Spijkerplaat;
- Het verzanden van de drempel van Borsssele en de achteruitgang van de noordzijde van de Suikerplaat.
- Het loslaten van de stroming ter plaatse van de overgang tussen het vaarwater langs de Hoofdplaat en het vaarwater langs de Paulinapolder en de westwaartse verplaatsing van het punt waar de stroming weer tegen de dijk aan ligt. Dit geeft plaatselijk een zware aanval op de dijk.

##### 6.3.1.2 Ontwikkeling sinds ca. 1950

De ontwikkelingen in dit gebied worden beïnvloed door de baggerwerken die plaats hebben op de drempel van Borsele (zie bijlage 6.1). Voor een goed begrip van de situatie is het van belang twee scenario's te bekijken:

- de natuurlijke ontwikkeling;
- de gestuurde ontwikkeling.



### De natuurlijke ontwikkeling

In de laatste decennia heeft de Schaar van Spijkerplaat zich sterk ontwikkeld. De oude Schaar van Spijkerplaat is in betekenis afgenomen. De sterke ontwikkeling van de Schaar is het gevolg van twee ontwikkelingen die in dit gebied hebben plaatsgevonden:

- het opruimen van een drempel in de Wielingen. De vloedstroom die via de Wielingen naar de Schaar van Spijkerplaat stroomde ondervond als gevolg van het wegnemen van dit obstakel minder weerstand. Hierdoor versterkte deze stroom zich, wat een sterkere ontwikkeling van dit Schaar tot gevolg had.
- de versterkte ontwikkeling van de Schaar, ingeleid door het wegnemen van de drempel in de Wielingen en het westwaarts verplaatsen van de Pas van Terneuzen had tot gevolg dat de ebstroom uit de Pas van Terneuzen steeds meer via dit Schaar naar buiten stroomde. Door deze ontwikkeling nam de Schaar van Spijkerplaat nog sterker in betekenis toe en is bovendien noordwaarts verplaatst.

De sterke ontwikkeling van de Schaar van Spijkerplaat heeft tot gevolg dat de drempel van Borssele verzandt en in noord-westelijke richting verplaatst. Het verzanden is het gevolg van het feit dat o.a. door het westwaarts verplaatsen van de Pas van Terneuzen de Schaar van Spijkerplaat meer en meer ebstroom zal trekken en er dus minder water over de drempel van Borssele zal gaan.

Bovendien zal dit tot gevolg hebben dat de Honte, nu nog een belangrijke ebgeul van de Pas van Terneuzen, zal verondiepen. Het in noord-westelijke richting verplaatsen van de drempel van Borssele kan toegeschreven worden aan het westwaarts verplaatsen van de Pas van Terneuzen. Hierdoor moet de uitloop van deze geul (= drempel van Borsele) ook mee verplaatsen.

Wanneer de ebstroom uit de Pas van Terneuzen steeds meer via de Schaar van Spijkerplaat naar buiten zal stromen is het waarschijnlijk dat de Pas van Terneuzen meer vloedwater uit de Schaar van Spijkerplaat zal trekken. Als dat optreedt zou het kunnen dat de westwaartse verplaatsing van de Pas van Terneuzen tot staan komt en dat zij zich naar het oosten zal strekken. Dit heeft aantasting van de zuidelijke oevers van de Suiker- en Middelpaalt tot gevolg.



De vloedstroom uit de Schaar van Spijkerplaat steekt de drempel van Borssele dwars over en stroomt dan uit in de Everingen. Deze steeds sterker wordende stroom erodeert de kop van de Suikerplaat en zorgt voor hinderlijke dwarsstromen op de drempel van Borsele (sinds 1982).

Het noordwaarts verplaatsen van de Schaar heeft ook tot gevolg dat de noordrand van de Hoge Platen aangroeit en dat er waarschijnlijk nieuwe ebscharen noordelijk van Hoge Springer en - Platen, zullen ontstaan.

#### De gestuurde ontwikkeling

Ten westen van de drempel van Borssele ligt het wrak van de Allandsdale: Dit wrak vormt een obstakel wanneer de drempel van Borssele verder naar het westen zou opschuiven.

Om dit te voorkomen en bovendien de ontwikkelingen van de Schaar van Spijkerplaat te remmen vinden er oostelijk van dit wrak, . baggerwerken plaats. Daar wordt de drempel van Borssele namelijk kunstmatig op -13,50 m NAP gehouden.

Het uitbochten van de Pas van Terneuzen tegen de Hoge en Lage Springer wordt tegengegaan door baggerwerken aan de zuidzijde van de Suiker- en Middelpaat.

Opruimen van het wrak en stoppen met baggeren zou betekenen dat de in de vorige paragraaf beschreven natuurlijke ontwikkeling zou kunnen optreden. Dit zou kunnen gebeuren wanneer door toenemende aanzanding op de drempel van Borssele aantrekkelijk wordt een hoofdgeul door de Schaar van Spijkerplaat te baggeren. Er dient dan wel rekening gehouden te worden met verondieping van de Honte, wat problemen zou kunnen geven m.b.t. de bereikbaarheid van de Sloehaven.



### 6.3.2 Verwachte ontwikkelingen

Op basis van de in de voorgaande paragrafen geschetste ontwikkelingen wordt hier een voorspelling gegeven voor de geulligging over enkele jaren.

- Een verder noordwaarts opgeschoven Schaar van Spijkerplaat, welke westwaarts verondiept;
- Een verruiming van de nieuwe ebschaar ten noorden van de Hoge Platen en - Springer;
- Een westwaarts verbrede drempel van Borssele waarbij ervan uitgegaan is dat de diepte van de vaarweg hier ter plaatse door baggerwerken gelijk gebleven is aan de huidige situatie. De ligging van het wrak Allandsdale behoeft hierbij niet noodzakelijk aan obstakel in de vaarweg te gaan vormen. Een volledig gebruik van de daar ontstane vaargeul wordt echter wel door dit wrak beperkt.
- Een verdere ingeschaarde en verdiepte ligging van de Spijkerplaat.
- De instabiliteit van het vaarwater langs Hoofdplaat zal leiden tot een nog verder westwaarts verschuiven van het punt waar de stroming weer aan de oever ligt.

Deze voorspelling is gebaseerd op een onderzoek van Rijkswaterstaat (litt.6.1).

### 6.3.3 Invloed constructie

Aangezien op het moment van schrijven niet bekend was hoe een eventuele constructie in dit tracé er uit gaat zien, is een onderzoek naar de invloed ervan niet goed mogelijk. Conclusies kunnen slechts afgeschat worden.



#### 6.3.4 Conclusies

In dit gebied spelen grote morfologische veranderingen een rol. Wat betreft de gevolgen van een eventuele constructie ter plaatse kan het volgende gezegd worden:

- Omdat er onzekerheid bestaat m.b.t. de verdere ontwikkeling van de Pas van Terneuzen (kan zich zowel verder naar het westen danwel terug naar het noord-oosten ontwikkelen), is een zeer grote overspanning vereist (de Provincie eist 1600 m).
- Het plaatsen van een pijler op de noord-west zijde van de Suikerplaat is gezien de toenemende vloedstroom vanuit de Schaar van Spijkerplaat en daarmee samengaannde sterke achteruitgang van dit punt een kostbare en daarom af te raden zaak.
- Bij de aanleg van een aarden dam aan de Zeeuwsch-Vlaamse kant kan er wellicht bij het ontwerp vanuit gegaan worden dat het vaarwater langs de Hoofdplaat/Paulinapolder vanuit morfologisch oogpunt zonder meer kan worden afgedamd.

Zolang de veerhaven in bedrijf blijft is dit niet aanvaardbaar, gezien de aanzanding die dan waarschijnlijk op zal treden in de geul en het gebied voor de monding ervan.

Een nader studie is vereist voor:

de toegangspeulen naar de jachthaven Breskens en eventuele loswallen en werkhavens, gevolgen voor de scheepvaart door de geul en gevolgen van de toename van het vloodschaartje op de westelijke rand van de Hoge Platen.

De onzekerheid omtrent de te verwachten ontwikkelingen en de daaruit voortvloeiende consequenties m.b.t. het ontwerp maken dit tracé uit morfologisch oogpunt minder geschikt.

#### 6.4 Het tracé Terneuzen (west) - Ellewoutsdijk (west)

##### 6.4.1. Beschrijving bestaande ontwikkelingen

##### 6.4.1.1 Ontwikkelingen sinds 1800

Het gebied in dit tracé wordt gekenmerkt door een relatief grote rust (zie bijlage 6.2 t/m 6.5). Het tracé doorsnijdt twee grote geulen, de Pas van Terneuzen en de Everingen en een grote plaat, de Middelpaat. De twee geulen liggen al sinds 1860 op ongeveer dezelfde plaats. De Middelpaat is sinds 1800 één keer doorsneden door een geul, het Stoombotengat in de jaren 1860 - ca. 1940. Sinds 1940 zijn er in het betreffende gebied geen belangrijke veranderingen geweest.



#### 6.4.1.2 Ontwikkeling sinds 1972

Met behulp van peilkaarten is een gedetailleerde analyse gemaakt van veranderingen in het gebied. onderzocht zijn de horizontale verplaatsingen van dieptelijnen in de Pas van Terneuzen, de Everingen en de Zuid-Everingen.

Verder is onderzocht de ontwikkeling van het doorstroomprofiel (de oppervlakte) en het doorlaatvermogen (zie bijlage 6.6) van de drie bovengenoemde geulen. Uit dit onderzoek is gebleken dat de Pas van Terneuzen en de Everingen geen noemenswaardige ontwikkelingen ondergaan. De Zuid-Everingen verplaatst zich westwaarts, onder toeneming van het doorstroomprofiel en het doorlaatvermogen.

#### 6.4.2 Verwachtingen voor de toekomst

Het valt niet te verwachten dat bij ongewijzigde omstandigheden zich grote morfologische veranderingen zullen voordoen.

De Zuid-Everingen zal zich waarschijnlijk de eerstkomende jaren westwaarts blijven verplaatsen.

#### 6.4.3 Invloed van de constructie

Uitgangspunt in deze paragraaf is dat de Everingen en de Pas van Terneuzen beide met een hangbrug worden overspannen. Met andere woorden: het doorstroomprofiel van beide geulen blijft grotendeels ongewijzigd. Dat betekent dat deze delen van de constructie ook geen belangrijke invloed op de morfologie zullen hebben.

De grootste ingreep ligt op de Middelplaat.

In onderstaande tabellen is weergegeven hoe de verdeling van de doorlaatvermogens is in deze raai als over de Middelplaat een damvak wordt aangelegd.

Bekeken zijn de situaties:

- storm: herhalingstijd ééns per jaar;
- storm: herhalingstijd ééns per honderd jaar;
- superstorm: herhalingstijd ééns per 2500 jaar.

Het doorlaatvermogen is berekend met de diepte t.o.v. de waterspiegel. De superstorm is slechts ter illustratie bijgevoegd. In werkelijkheid zal de kruinhoogte bij een superstorm al zijn overschreden en zal het damvak waarschijnlijk op diverse plaatsen bezwijken.



Storm: 1/jaar h = 3,75 m +NAP	$\sum h^{3/2}$
Pas van Terneuzen	1522
Middelplaat	156
Everingen	1522

Storm: $10^{-2}$ /jaar h = 4,60 m +NAP	$\sum h^{3/2}$
Pas van Terneuzen	1591
Middelplaat	205
Everingen	1603

Storm: $4 \cdot 10^{-4}$ /jaar h = 5,75 m +NAP	$\sum h^{3/2}$
Pas van Terneuzen	1687
Middelplaat	313
Everingen	1715

De conclusie is, dat het doorlaatvermogen van de Middelplaat klein is t.o.v. het totale doorlaatvermogen in deze raai.

De invloed van de dam over de Middelplaat op de herverdeling van de debieten is zeer beperkt.

In feite is de situatie nog gunstiger omdat de C-waarde boven de plaat lager zal zijn dan in de geul.

#### 6.4.4 Conclusies

De enige morfologische ontwikkeling van betekenis is het verplaatsen van de Zuid-Everingen in westelijke richting. Dit kan van belang zijn omdat de geul op een zeker moment vastgelegd moet worden. In dit stadium van de studie lijkt het aanleggen van een damvak over de Middelplaat geoorloofd. Meer algemeen kan gezegd worden dat het tracé Terneuzen-west uit morfologisch oogpunt bijzonder gunstig is.



## 6.5 Het tracé Terneuzen(oost) - Ellewoutsdijk (oost)

### 6.5.1. Beschrijving bestaande ontwikkelingen

#### 6.5.1.1 Ontwikkelingen sinds 1800

Het tracé van de vaste oeververbinding bevindt zich in de vloodschaar van de Everingen, een gebied dat zich kenmerkt door grote morfologische veranderingen. Bovendien verkeert het tracé ook onder grote invloed van de ebschaar van het Middelgat (zie bijlage 6.2 t/m 6.5).

Ebscharen die vanuit het Middelgat de Everingen intrekken vertonen grote samenhang met het Boerengat. De ebscharen ontstaan meestal over de Plaat van Baarland en verplaatsen zich dan in zuidelijke richting. Tijdens het ontstaan van een ebschaar neemt het Boerengat in betekenis af, tijdens de zuidwaartse verplaatsing en gelijktijdige afname van de ebschaar neemt het Boerengat weer in betekenis toe.

Het platengebied met de naam Middelplaat is sinds 1860 twee keer door een geul doorsneden. Deze geulen ontstonden oostelijk van Terneuzen en vertoonden vervolgens een westwaartse verplaatsing. De geulen die deze ontwikkeling vertoonden zijn het Stoombotengat en de Zuid-Everingen.

Het Stoombotengat is al lange tijd stabiel en van geringe betekenis.

De Pas van Terneuzen heeft sinds 1800 een zuidwaartse verplaatsing ondergaan en is tegen de oever van Zeeuws-Vlaanderen aan gaan liggen.

#### 6.5.1.2 Ontwikkelingen sinds 1972

Sinds 1970 heeft het Straatje van Willem zich snel ontwikkeld tot een forse geul.

Het baggerwerk op de Pas van Baarland is opgegeven. Het gevolg is dat het Middelgat behoorlijk aan het verzanden is. De ebstroom door de Overloop van Hansweert is daardoor toegenomen. De Zuid-Everingen heeft zich verder westwaarts verplaatst.

Met behulp van peilkaarten is een gedetailleerde analyse gemaakt van ontwikkelingen in het gebied. Onderzocht zijn de horizontale verplaatsingen van de dieptelijnen in vier raaien in het Straatje van Willem en de ontwikkeling van het doorstroombprofiel en het doorlaatvermogen van de Pas van Terneuzen, het Straatje van Willem en het gebied ten noorden van het Straatje van Willem.



Hieruit is gebleken dat de Pas van Terneuzen iets in betekenis is toegenomen. Het Straatje van Willem heeft zich zuidwaarts verplaatst en is tegelijkertijd kloksgewijs geroteerd. Het gaat om behoorlijke afstanden, zo'n 120 meter tussen 1984 en 1986 in het oosten van de Middelpaat. Het doorstroomprofiel en het doorlaatvermogen zijn hierbij iets afgenomen.

#### 6.5.2 Verwachte ontwikkeling

Wat er in de nabije toekomst in dit gebied zal gebeuren hangt in sterke mate af van de ontwikkeling van het Middelgat. Op het ogenblik is deze geul aan verondiepen. Wanneer deze tendens zich voortzet zal de Overloop van Hansweert die als vloedgeul is ontstaan steeds meer ebstroom gaan trekken. De ebstroom die eerder door het Middelgat via een ebschaar de Everingen in stroomde zal dan door de Overloop van Hansweert afgevoerd moeten worden en vervolgens via het Straatje van Willem en de Pas van Terneuzen. De extra ebstroom die de Overloop van Hansweert te verwerken krijgt zal deels door het Straatje van Willem afgevoerd moeten worden, waardoor deze geul zal uitbochten en de Middelpaat verder zal versmallen.

#### 6.5.3 De invloed van de constructie

##### 6.5.3.1 Inleiding

Om een inschatting te kunnen maken van de gevoeligheid van de debietverdeling voor het plaatsen van een constructie in de stroom is een berekening met het IMPLIC model van de Westerschelde gemaakt. De debietverdeling is de bepalende factor voor de morfologie.

##### 6.5.3.2 Uitgangspunten en randvoorwaarden binnen IMPLIC

IMPLIC is een één-dimensionaal mathematisch model.

Bij de Dienst Getijdewateren van Rijkswaterstaat bestaat een versie van IMPLIC met een bodemschematisatie van de Westerschelde (litt.6.4). Gezien het voorlopige karakter van de studie is besloten alleen gebruik te maken van bestaande randvoorwaarden en de bestaande bodemschematisatie, die zo goed mogelijk de bodemligging van 1981 beschrijft.



De bodemschematisatie in het model bestaat uit een weergave van het aan getij onderhevige geulen- en platenstelsel. Het gebied is verdeeld in een aantal secties (zie bijlage 6.7), die representatief zijn voor een bepaald deelgebied.

Elke sectie heeft een begin- en eindknooppunt. Door middel van deze knopen worden secties aan elkaar gekoppeld. Op deze manier worden geulen en stelsels van geulen geschematiseerd.

Per sectie worden verschillende kenmerkende grootheden ingevoerd. De belangrijkste hiervan zijn:

- Een waarde voor de weerstand bij vloed ( $k_{vloed}$ )
- Een waarde voor de weerstand bij eb ( $k_{eb}$ )
- 20 waarden boven de bodem voor de parameters van stroomvoerend oppervlak, kombergende breedte en hydraulische straal.

Met behulp van de k-waarden worden Chezy-waarden berekend en vervolgens de formule van Manning:  $C = KR^{1/6}$ .

Naast bovengeschetste secties bestaat de mogelijkheid om vervalsecties in te voeren, waarmee een overloop tussen geulen kan worden gesimuleerd. Een verval- of overlaatsectie is fysisch te interpreteren als een stroming over een plaat.

T.p.v. het tracé bevindt zich een overlaat over de Middelplaat in het model.

### 6.5.3.3 Schematisatie van de constructie

Er is van uitgegaan dat de constructie zal bestaan uit:

- Een damvak over de Slikken van Everingen met een kop op de dieptelijn NAP -4 m (is in ontwerp op NAP -8 m vastgesteld, hetgeen vanuit morfologisch oogpunt gezien akkoord is);
- Een aanbrug over het gebied tussen de Slikken van Everingen en het Straatje van Willem;
- Een tuibrug met "ingepakte" pijlers over het Straatje van Willem;
- Een werkeiland met werkhaven op de Middelplaat;
- Een hangbrug met een overspanning van 1200 meter over de Pas van Terneuzen.

Hierbij is omwille van de schematisatie de constructie verdeeld over zoveel mogelijk secties in het model. In iedere sectie is de verandering van de stroomvoerende breedte en de kombergende breedte berekend. Aangezien IMPLIC een één-dimensionaal model is, worden deze veranderingen "uitgesmeerd" over een groter gebied. Daarom is in één sectie ook de weerstand groter gemaakt en wel in het gebied van de aanbrug en de aarden dam. Een mathematische achtergrond voor de grootte van deze verandering is er niet. Zij dient slechts om in te schatten wat het effect is van een verandering op de debietverdeling. Wegens tijdgebrek is afgezien van een gevoeligheidsanalyse m.b.t. deze verandering.



Het is dus niet mogelijk om op grond van deze berekeningen een kwantitatieve analyse naar de debieten te doen!!! Het model signaleert slechts de gevoeligheid van het model voor veranderingen ter plaatse van het tracé.

#### 6.5.3.4 Uitgevoerde berekeningen

In overleg met de Dienst Getijdewateren zijn de volgende berekeningen uitgevoerd:

1. Eén berekening met de geschematiseerde constructie en veranderde weerstand;
2. Eén berekening met de geschematiseerde constructie en veranderde weerstand zonder overlaatsectie t.p.v. de Middelplaat;
3. Eén berekening met de geschematiseerde constructie en veranderde weerstand met een zeer sterk gereduceerd debiet door het Boerengat;
4. Eén berekening met de geschematiseerde constructie en veranderde weerstand met een zeer sterk gereduceerd debiet door het Boerengat zonder overlaatsectie t.p.v. de Middelplaat.

De motivatie hierbij is

- ad 1) Spreekt voor zich.
- ad 2) Het werkeiland zal het debiet bij vloed over de Middelplaat reduceren. Om het effect hiervan op de debietverdeling in de rest van de Westerschelde in te kunnen schatten is een berekening nodig zonder overlaatsectie.
- ad 3) Als het damvak verder oostelijk aanlandt of langer wordt doorgetrokken wordt het debiet door het Boerengat sterk gereduceerd. Om de invloed hiervan in te schatten is een berekening nodig met een sterk gereduceerd debiet door het Boerengat als onderdeel van de randvoorwaarden.
- ad 4) Om het effect van een combinatie van 2 en 3 in te schatten is een berekening nodig zonder overlaatsectie en met een gereduceerd debiet door het Boerengat.

Iedere berekening is één keer gedaan met een gemiddeld getij (21-5-1982) en een springtij (25-5-1982) (bijlage 6.7).



### 6.5.3.5 Bespreking van de resultaten

Per berekening zullen enige kenmerkende resultaten besproken worden. Dit zal gebeuren aan de hand van grafische uitvoer van het IMPLIC-model. In één figuur worden de oude en de gewijzigde getijkrommen gepresenteerd. Deze figuren zijn zowel beschikbaar voor het verticale getij (H) als voor het debiet (Q). De "oude" kromme, is de getrokken lijn; de "nieuwe" kromme is de onderbroken lijn.

#### Berekening 1:

De geschematiseerde constructie met veranderde weerstand (voor figuren zie bijlage 6.7).

Gepresenteerd worden de krommen voor het horizontaal getij (debiet) op de volgende plaatsen tijdens een gemiddeld tij:

- De Everingen westelijk van Ellewoutsdijk (42)
- De Pas van Terneuzen ter hoogte van de Braakmanhaven (32)
- Het Stoombotengat met een deel van de Middelplaat (50)
- De Zuid-Everingen met een deel van de Middelplaat (51)
- De Everingen ten oosten van Ellewoutsdijk (waar de aarden dam en de aanbruggen komen) (44).
- Het Straatje van Willem met de tuibrug (52)
- De Pas van Terneuzen ter hoogte van de Eendrachtpolder (37)
- De Pas van Baarland (53)
- De ebschaar van het Middelpgat (46)

Het cijfer binnen de haken correspondeert met het cijfer "meetpunt in de figuren".

De krommen voor het vertikaal getij zijn niet afgebeeld omdat bij de gekozen afbeeldingsmethode de verschillen tussen oude en nieuwe situatie niet zichtbaar zijn.

Uit de figuren blijkt het volgende:

- In de hoofdgeulen zijn de wijzigingen het grootst nabij de constructie;
- De wijzigingen dempen in west- en oostwaartse richting snel uit;
- De wijzigingen zijn het grootst in de piekvloeddebieten;
- De wijzigingen in de kortsluitgeulen zijn relatief het grootst (Stoombotengat, Zuid-Everingen). Het verval dat de stroom aandrijft in die geulen wordt sterk beïnvloed door het faseverschil in het getij aan weerszijden van die geulen. Het blijkt dat een kleine verandering in het verticale getij een grote verandering in het debiet tot gevolg heeft.



- In de Everingen en het Straatje van Willem nemen de debieten af.
- In de Pas van Terneuzen neemt het debiet toe.

Het feit of de randvoorwaarde springtij of gemiddeld getij wordt gebruikt, blijkt geen invloed te hebben op het beeld van de wijzigingen. In het vervolg zullen alleen de resultaten bij gemiddeld getij gepresenteerd worden.

Berekening 2: De invloed van de overlaatsectie

Gepresenteerd worden de debietkrommen van enkele secties waar de invloed van de overlaat het duidelijkst uit blijkt.

- De Zuid-Everingen (51)
- Het Straatje van Willem (52)
- De Pas van Terneuzen (37)
- De ebschaar van het Middelgat (46)

Te zien is het volgende:

- Het beeld van de verschillen blijft hetzelfde;
- De bestaande verschillen worden iets vergroot;
- Buiten de gepresenteerde secties is de invloed van de overlaatsectie niet significant meer.

Berekening 3: Het Boerengat afgesloten.

Getoond worden enkele debietkrommen waarin de invloed van het afsluiten van het Boerengat waarneembaar is.

- De vloodschaar van de Everingen (43)  
Ook de kromme met open Boerengat is getoond aangezien deze bij de eerdere uitvoer nog niet ter sprake is gekomen.
- De Pas van Terneuzen (37)
- De Pas van Baarland (53)
- De ebschaar van het Middelgat (46)

Het blijkt dat:

- De invloed van het afsluiten van het Boerengat zeer gering is;
- De invloed strekt zich slechts over enkele secties uit;
- In de vloodschaar van de Everingen uit de invloed zich als "het neutraliseren" van de overige effecten.

Berekening 4: Boerengat afgesloten; overlaatsectie opgeheven.

Deze resultaten zijn niet getoond. De resultaten ervan wijken niet af van hetgeen op grond van berekening 2 en 3 verwacht mag worden.



#### 6.5.4 Conclusies

De conclusies die getrokken kunnen worden mede op basis van de IMPLIC berekeningen zijn de volgende:

- De invloed van de constructie op de debieten in de hoofdgeulen is gering. De debietverdeling is niet erg gevoelig voor een wijziging van de weerstand in de stroming.
- De debieten door de kortsluitgeulen als het Stoombotengat en de Zuid-Everingen en over de Middelpaat zijn gevoelig voor veranderingen in de weerstand ter plaatse van het tracé. Bij de gekozen schematisatie nemen de debieten behoorlijk toe. Dit kan erop wijzen dat de morfologische activiteit van deze geulen behoorlijk zal toenemen.
- Het debiet door het Straatje van Willem zal enigszins afnemen. Het is op basis van dit onderzoek niet te zeggen hoe de geul daarop zal reageren.
- Het belemmeren van dwarsdebieten over de Middelpaat is aanvaardbaar. Het weglaten van de overlaatsectie in het IMPLIC-model heeft aangetoond dat dit geen grote invloed heeft op de debietverdeling in het model.
- Het eventueel afsluiten van het Boerengat door een damvak t.b.v. een wegvak of het beperken van stroomaanval heeft geen significante invloed op de debieten in de rest van het estuarium en is dus aanvaardbaar.
- Het toenemende debiet door de Pas van Terneuzen en de Zuid-Everingen zal de stroomaanval op de Zeeuws-Vlaamse oever iets doen toenemen.
- Door het afnemen van het debiet door de Everingen zal hier een geringe verondieping plaatsvinden.
- Aangezien de debieten in de kortsluitgeulen van de Everingen en de Pas van Terneuzen zeer gevoelig zijn voor een verandering van de weerstand in sectie 44 van het model is het uit morfologisch oogpunt niet verantwoord in dit stadium van de studie uit te gaan van een damvak dat "ver" buiten de Slikken van Everingen uitsteekt. Er is van uitgegaan dat de dieptelijn van NAP -8 een aanvaardbare begrenzing is.

Bij deze conclusies pas de volgende kanttekening.

Terwille van de schematisaties is vrij fors ingegrepen in de weerstand van sectie 44. Gezien de geringe afmetingen van de pijlers van de aanbrug en de geringe aangehouden lengte van het damvak is het waarschijnlijk dat deze ingreep te fors is geweest. De gevolgen van de constructie zijn waarschijnlijk kleiner dan uit deze berekeningen volgt.



### 6.5.5 Aanbevelingen

Op basis van de conclusies uit deze studie worden de volgende aanbevelingen gemaakt:

- Het IMPLIC-model moet voor het tracé geschikt gemaakt worden door het in alle secties ter plaatse te ijken.
- Er moet een gedegen studie komen naar de invloed van de constructie in het IMPLIC-model.
- Er moet een WAQUA model van het studiegebied komen met een verfijnd bodemrooster.
- Met behulp van deze programmatuur moet een gedetailleerde studie worden gemaakt naar de invloed van morfologische processen en menselijk ingrijpen op de snelheden en debieten ter plaatse.
- Met de programmatuur moet een goed onderbouwde studie gemaakt worden naar de invloed van:
  - het damvak in verschillende lengtes.
  - het werkeiland.
  - de werkhaven.
  - de pylonen in het Straatje van Willem.
- De zuidelijke oever van het Straatje van Willem dient bestort te worden om de geul op zijn plaats te houden (eis beheerder). Echter gezien de moeilijke voorspelbaarheid van de morfologische ontwikkelingen wordt aanbevolen te kiezen voor een responsieve bestorting. Daarbij worden eerste de aktuele ontwikkelingen afgewacht voordat overgegaan wordt op het daadwerkelijk bestorten. De geschatte omvang van de bestortingen is weergegeven op bijlage 1.1.



7. Damlichaam plaat van Baarland.

7.1 Functie

De dam vormt de verbinding tussen de verkeersweg op Zuid-Beveland en de brugverbinding over de Westerschelde. De brugverbinding wordt uit kostenoverweging over een bepaalde lengte grenzend aan de Zuid-Bevelandse oever vervangen door een dam. De dam heeft ook een stroomgeleidende functie.

In de bouwfase doet de dam dienst als transportweg en werkterrein.

7.2.0 Ontwerpcriteria

De ontwerpcriteria voor de meeste belastingsgevallen zijn gebaseerd op een frequentie van voorkomen van 1/100 jaar. De duur van deze frequentie (100 jaar) is gelijk aan de (ontwerp) levensduur van de brug.

De ontwerpcriteria voor het bepalen van de hoogte van de overgang tussen een harde taludverdediging (betonafalt of steen) en een taludverdediging van een met gras begroeide kleilaag zijn gebaseerd op een frequentie van voorkomen van 10/jaar.

7.2.1 Hydraulisch

De richting van de dam is van noord naar zuid. Er wordt onderscheid gemaakt tussen de westzijde en de oostzijde van de dam.

Waterstanden

frequentie	westzijde	oostzijde
1/100 jaar	NAP + 4.60 m	NAP + 4.60 m
10/jaar	NAP + 3.10 m	NAP + 3.10 m

Golven (Significante golfhoogte)

frequentie	westzijde	oostzijde
1/100 jaar	1.80 m	1.20 m
10/jaar	0.90 m	0.80 m



### 7.2.2 Grondmechanisch

#### Zandwingebied

Een belangrijk gedeelte van het benodigde zand kan worden gewonnen in de werkhaven. Voor het overige zand moeten (in de Middelpaalt) zandwingebieden worden aangewezen. Afhankelijk van het aan te wijzen zandwingebied varieert de korrelgrootte tussen 100 en 150  $\mu$  m en tussen 150 en 200  $\mu$  m.

#### Zettingsvloeiingsgevoeligheid

Volgens de gegevens van hoofdstuk 3 is het gebied niet zettingsvloeiingsgevoelig.

### 7.2.3 Morfologisch

Zie hoofdstuk 6.

### 7.2.4 Overig

De overige uitgangspunten zijn gehanteerd:

- veiligheidscoëfficiënt van 1,2 hydraulisch en 1,3 grondmechanisch. Voor de bepaling van de kruinhoogte is uitgegaan van een veiligheidscoëfficiënt van 1 (geringe gevolgschade);
- kruinbreedte, minimaal 24,20 m gebaseerd op een breedte van 17,60 m (tussen de buitenste vangrails) + 2 x 0,20 m (breedte vangrails) + 2 x 3,00 m (inspectie en onderhoudsberm);
- op de overgang tussen de dam en de brug dient de kruinhoogte van de dam als volgt te zijn:

* ontwerppeil	NAP + 4.60 m
* 1/2 golfhoogte	0.90 m
* constructiehoogte	3.50 m
* waakhoogte	0.50 m
	<hr style="width: 100%;"/>
	NAP + 9.50 m
- Als natuurlijk talud van opgespoten zand wordt uitgegaan van:
  - \* beneden gem. l.w. (ca. NAP -2,00 m) 1:15
  - \* tussen gem. h.w. (ca. NAP +2,00 m) en gem. l.w. (ca. NAP -2,00 m) 1:30



### 7.3 Alternatieve oplossingen

7.3.0 In het dwarsprofiel zijn enkele afmetingen constant, de overige variëren afhankelijk van het alternatief dat gekozen wordt.

7.3.1 Constant zijn de kruinbreedte en de breedte van de tussenbermen. Deze zijn:

Kruinbreedte:

17,60 m (breedte tussen de buitenste vangrails) + 2 x 0,30 m (breedte vangrails) + 2 x 3,00 m (inspectie en onderhoudsberm) = 24,20 m.

Tussenberm:

De breedte van de tussenberm, gelegen op een hoogte die ongeveer gelijk is aan het ontwerppeil is arbitrair gekozen op 5,00 m. De berm heeft een reducerende functie op de kruinhoogte en dient verder voor onderhoudsbezigheden.

7.3.2 De variabelen zijn:

#### 7.3.2.1 Taludhellingen en kruinhoogten

Als taludhellingen zijn in beschouwing genomen 1:3; 1:4; 1:5 en 1:6.

De kruinhoogte varieert met de taludhellingen en is de som van waterstand, golfoploop, zeespiegelrijzing en buistoten.

De golfoploop is berekend met de formule:

$$Z(2\%) = 8 \cdot f \cdot H_s \cdot \tan \alpha \left( \cos \beta - \frac{B}{L} \right)$$

Hierin is:

$Z(2\%)$  = de golfoploop die door 2% van de golven wordt overschreden (m)

$f$  = reductiefactor afhankelijk van de ruwheid van het bekledingsmateriaal. Hier gerekend met 1.

$H_s$  = significante golfhoogte (1,80 m) (m)

$\alpha$  = taludhelling (variabel) (rad)

$\beta$  = invalshoek van de golven. Hier  $\cos \beta = 1$  (rad)

$B$  = bermbreedte (5 m) (m)

$L$  = golflengte (34 m) (m)



De resultaten zijn als volgt:

	1:3	1:4	1:5	1:6
waterstand	4,60	4,60	4,60	4,60
golfoploop	4,10	3,10	2,45	2,10
zeespiegelrijzing	0,20	0,20	0,20	0,20
buistoten	0,10	0,10	0,10	0,10
kruinhoogte	9,00	8,00	7,35	7,00

Tabel 7.1. Kruinhoogten damvak als functie van taludhellingen

Bovenkant glooiing en bermhoogte.

De bovenkant van de glooiing is gedimensioneerd op een overschrijdingsfrequentie van 10/jaar en wordt dan:

	1 : 3		1 : 4		1 : 5		1 : 6	
	W	O	W	O	W	O	W	O
waterstand	3,10	2,22*	3,10	2,22*	3,10	2,22*	3,10	2,22*
golfoploop	2,40	2,10	1,80	1,60	1,45	1,30	1,20	1,05
bvk glooiing/bermhoogte	5,50	4,30	4,90	3,80	4,55	3,50	4,30	3,30

Tabel 7.2: Hoogte van bovenkant glooiing en bermhoogten als functie van taludhellingen.

\* : Aanvankelijk aangenomen waterstand bij oostenwind met een frequentie van 10/jaar. Deze waterstand blijkt te zijn NAP + 2.00 m (zie hoofdstuk 3).

7.3.2.2 Taludverdedigingen

De volgende taludverdedigingen zijn in beschouwing genomen:

- in 't getijdegebied:       beton;
- gepenetreerde stortsteen;
- breuksteen;
- boven 't getijdegebied:   klei.



A. Betonglooiing:

De dikte van de betonglooiing is berekend met behulp van de "leidraad cementbetonnen dijkbekledingen" (litt. 7.1).

De gebezigde formule's zijn:

$$\frac{\gamma H}{\Delta \cdot d} = \frac{\chi}{\xi} \quad \xi = \frac{\text{tg } \alpha}{\sqrt{\frac{H}{L_0}}} \ll 2,5$$

Hierin is:

H = significante golfhoogte (m)

$$\Delta = \frac{\rho_b - \rho_w}{\rho_w}$$

$\rho_b$  = dichtheid beton (kg/m<sup>3</sup>)

$\rho_w$  = dichtheid water (kg/m<sup>3</sup>)

d = dikte glooiing (m)

$\chi$  = coëfficiënt afhankelijk van o.a. doorlatendheid ondergrond (beton 4,3; basalt 5,3)

$\alpha$  = taludhelling (rad)

H = significante golfhoogte (m)

L<sub>0</sub> = golflengte op diep water (m)

Voor het ontwerp wordt een veiligheidscoëfficiënt op de belasting van  $\gamma = 1,2$  gerekend.

Dit geeft de volgende resultaten:

	westzijde				oostzijde			
	1:3	1:4	1:5	1:6	1:3	1:4	1:5	1:6
H <sub>s</sub>	1.80	1.80	1.80	1.80	1.20	1.20	1.20	1.20
tg $\alpha$	1/3	1/4	1/5	1/6	1/3	1/4	1/5	1/6
L <sub>0</sub>	34	34	34	34	22	22	22	22
$\xi$	1,45	1,09	0,87	0,72	1,45	1,09	0,87	0,72
$\Delta$ $\rho_b=2300$ kg/m <sup>3</sup>	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16
$\Delta$ $\rho_b=2600$ kg/m <sup>3</sup>	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54
$\gamma$	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
glooiingstype:								
blokken: $\rho_b = 2300$ kg/m <sup>3</sup> ; $\chi = 4,3$								
	0,62	0,47	0,38	0,31	0,42	0,31	0,25	0,22
$\rho_b = 2600$ kg/m <sup>3</sup> ; $\chi = 4,3$								
	0,47	0,36	0,29	0,24	0,31	0,24	0,19	0,16
basalton: $\rho_b = 2300$ kg/m <sup>3</sup> ; $\chi = 5,3$								
	0,50	0,38	0,31	0,25	0,34	0,25	0,20	0,18
$\rho_b = 2600$ kg/m <sup>3</sup> ; $\chi = 5,3$								
	0,38	0,29	0,23	0,19	0,25	0,19	0,16	0,13

Tabel 7.3: Dikte betonglooiing bij verschillende taludhellingen.

De dwarsdoorsneden gebaseerd op het vorenstaande zijn weer-gegeven in de bijlage 7.1.



B. Asfaltglooiing

Uitgegaan wordt van met asfaltmastiek gepenetreerde breuksteen.

De glooiing moet bestand zijn tegen wateroverdrukken en golfaanval (litt. 7.2). Wateroverdrukken kunnen afschuiven of opdrukken van de glooiing veroorzaken.

Afschuifcriterium is: 
$$h \geq \frac{f \cdot \sigma_{wo}}{\rho_a \cdot g (f \cdot \cos \alpha - \sin \alpha)}$$

Opdrijfocriterium is: 
$$h \geq \frac{\sigma_{wo}}{\rho_a \cdot g \cdot \cos \alpha}$$

$$\sigma_{wo} = \rho_w \cdot g (p + h \cos \alpha)$$

Hierin is:

$h$  = bekledingsdikte (m)

$\sigma_{wo}$  = maximale wateroverspanning (N/m<sup>2</sup>)

Bij het afschuifcriterium wordt  $\sigma_{wo}$  bepaald uit zeer frequent voorkomende omstandigheden; bij het opdrijfocriterium uit weinig frequent optredende omstandigheden

$\alpha$  = hellingshoek van het talud, gebonden aan een maximum

$\rho_a$  = dichtheid van het asfalt (kg/m<sup>3</sup>) = 2310 kg/m<sup>3</sup>

$\rho_w$  = dichtheid van het water (kg/m<sup>3</sup>) = 1025 kg/m<sup>3</sup>

$g$  = versnelling van de zwaartekracht (m/s<sup>2</sup>)

$f$  = wrijvingscoëfficiënt;  $f = \tan \phi$  indien  $\phi < \theta$  anders  $\tan \theta$

$\phi$  = hoek van inwendige wrijving van de ondergrond = 30°

$\theta$  = wrijvingshoek tussen bekleding en ondergrond

$p$  = potentiaalverschil (m)

Opdrijfocriterium

De maximale overdruk  $P$  treedt op ter plaatse van de waterlijn

als  $\frac{v}{a - v} < 0,8 \text{ à } 0,85$ .

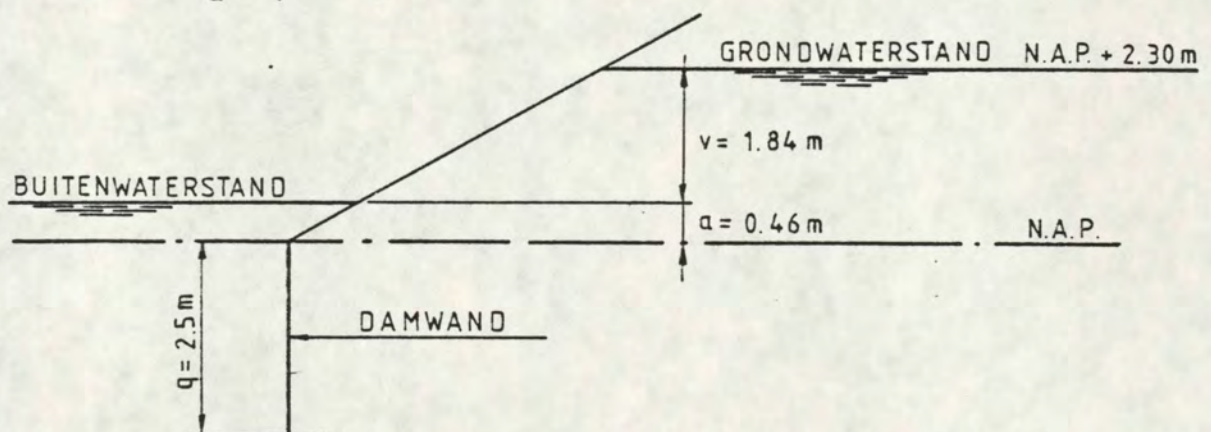


fig. / .1: Waterstanden binnen en buiten het damvak bij maximale overdrukken.



De hoogte van de grondwaterstand kan worden afgeschat op een hoogte die gelijk is aan 50% van het verschil in hoogte tussen de hoogste buitenwaterstand (NAP + 4.60 m) en de gemiddelde buitenwaterstand (NAP).

De hoogte van de grondwaterstand is dan  $1/2 \times 4,60 = \text{NAP} + 2.30 \text{ m}$  (zie fig. 7.1).

Bij maximale overdruk  $p$  is de afstand  $a = 0,46 \text{ m}$  en de afstand  $v = 1,84 \text{ m}$  afgeleid van de betrekking  $\frac{v}{a+v} = 0,8$ .

De maximale overdruk  $p = c.v.$

Bij stationaire stroming is  $c$

$$c = \sqrt{1 - \left(\frac{v}{a+g+v}\right)^2} = 0,9$$

$$p = c.v. = 0,9 \times 1,84 = 1,66 \text{ m}$$

Bij niet stationaire stroming is  $c$

$$c = \frac{1}{\pi} \arccos \left[ 2 \left(\frac{v}{a+g+v}\right)^{\frac{\pi}{2}} - 1 \right] = 0,71$$

$$p = c.v. = 0,71 \times 1,84 = 1,31 \text{ m}$$

Dit laatst vermelde getal voor  $p$  is hier van toepassing. Gezien de inschatting van de grondwaterstand in het damlichaam aan de hoge kant lijkt te zijn wordt met een v.c. van  $\gamma = 1$  gerekend.

De berekening is nu als volgt:

- helling 1:3             $\cos \alpha = 0,95$
- helling 1:4             $\cos \alpha = 0,97$
- helling 1:5             $\cos \alpha = 0,98$
- helling 1:6             $\cos \alpha = 0,99$

De dichtheid van de glooiing is:

$$\begin{array}{rcl} \text{steen } 0,6 \times 2650 & = & 1590 \text{ kg/m}^3 \\ \text{asfalt } 0,36 \times 2000 & = & 720 \text{ " } \\ \text{lucht } 0,04 \times - & = & - \text{ " } + \\ & & \hline & & 2310 \text{ kg/m}^3 \end{array}$$

$$\sigma_{wo} = 1025.9,81 (1,31 + h \cos \alpha)$$

$$h \geq \frac{1025.9,81 (1,31 + h \cos \alpha)}{2310.9,81 \cdot \cos \alpha}$$

Wanneer de berekening verder wordt uitgewerkt blijkt dat de benodigde dikte van de glooiing ter plaatse waar de maximum overdruk optreedt minimaal moet zijn als volgt:

Belasting	Taludhelling			
	1:3	1:4	1:5	1:6
Opdrijven	1,09 m	1,07 m	1,06 m	1,05 m



Afschuifcriterium

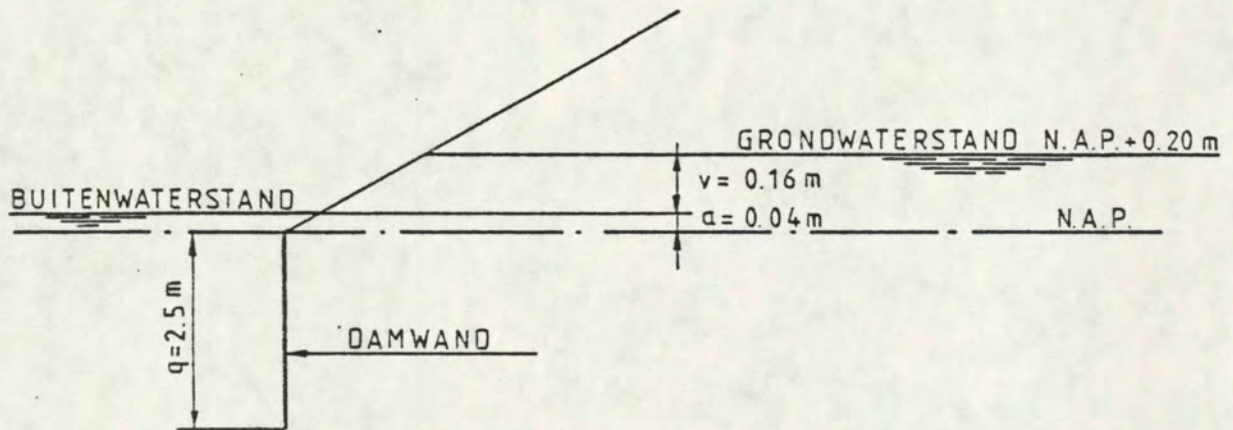
Bij weinig voorkomende frequenties is het niet economisch mogelijk zoveel dikte aan de glooiing te geven dat het product van normaalkracht en wrijvingscoëfficiënt op het talud voldoende groot wordt om evenwicht te maken met de afschuivende kracht.

Dit is wel een vereiste bij veel voorkomende frequenties. Een veel voorkomende frequentie is een grondwaterstand in het damlichaam van N.A.P. Dan treedt er onder de glooiing geen overdruk op. Een overige veel voorkomende frequentie is de frequentie bij springtij.

Dan geldt: H.W.S.: N.A.P. +2,62 m;

L.W.S.: N.A.P. -2,22 m;

Middenstand = N.A.P. +0,20 m. (zie fig. 7.2)



figuur 7.2 Waterstanden binnen en buiten het damvak als afschuivingscriterium.

$$c = \frac{1}{\pi} \arccos \left[ 2 \left( \frac{v}{a + q + v} \right)^{\frac{\pi}{2}} - 1 \right]$$

$$c = 1$$

$$p = c \cdot v = 0,16 \text{ m.}$$

$$g_{wo} = 1025 \cdot 9,81 (0,16 + h \cos \alpha); f = \text{tg } 30^\circ = 0,58$$

$$h \geq \frac{0,58 \cdot 1025 \cdot 9,81 \cdot 0,16 + 0,58 \cdot 1025 \cdot 9,81 \cdot h \cdot \cos \alpha}{2310 \cdot 9,81 (0,58 \cdot \cos \alpha - \sin \alpha)}$$

$$h \geq 0,15 \text{ m (voor helling 1:4)}$$

Voor overige taludhellingen heeft h ongeveer gelijke waarden.



Golfcriterium

Wanneer gekeken wordt naar de grafieken in fig. 20.9 van de "leidraad voor de toepassing van asfalt in de waterbouw" (litt.7.2) moet bij een golfhoogte van  $H_g = 1,80$  m en een veiligheidscoëfficiënt  $\gamma = 1,2$  de bekledingsdikte als volgt zijn:

Belasting	Taludhelling			
	1:3	1:4	1:5	1:6
Golfcriterium	0,12 m	0,11 m	0,11 m	0,10 m

Laagdikte criterium

Bij een steensortering van 5-40 kg is  $G_{50} = 20$  kg en

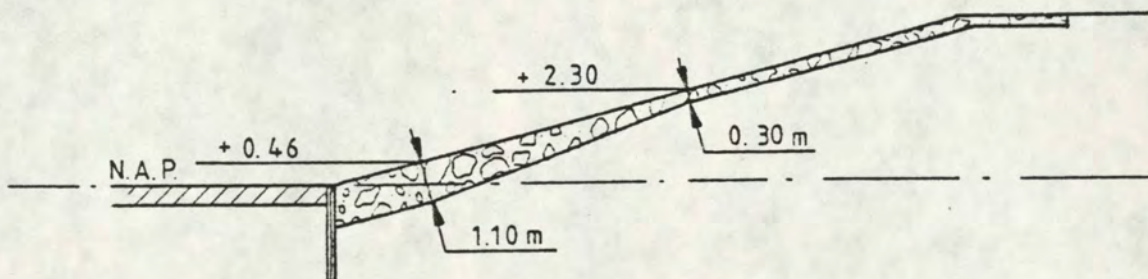
$$D_n = \sqrt[3]{\frac{20}{2650}} = 0,20 \text{ m.}$$

Bij een minimum laagdikte van 1,5 D is de laagdikte 0,30 m.

Samenvatting

Belasting	Taludhelling			
	1:3	1:4	1:5	1:6
Opdrijven	1,09 m	1,07 m	1,06 m	1,05 m
Afschuiven	0,15 m	0,15 m	0,15 m	0,15 m
Golven	0,12 m	0,11 m	0,11 m	0,10 m
min.laagdikte	0,30 m	0,30 m	0,30 m	0,30 m

Tabel 7.4 Minimale dikte van de asfaltglooiing bij verschillende belastinggevallen en taludhellingen.



Figuur 7.3 Doorsnede glooiing van met asfaltmestiek gepene-treerde stortsteen.



C. Glooiing van los gestorte steen

Er zijn 2 maatgevende ontwerpsluitpunten, nl.:

	West	Oost
H <sub>s</sub>	1,80 m	1,20 m

De formule van Hudson voor berekening van het benodigd stukgewicht van de steen luidt:

$$W = \frac{\rho_s \cdot g \cdot (H \cdot \gamma)^3}{K_d \cdot \Delta^3 \cdot \cotg \alpha}$$

hierin is:

W = gewicht van een element (N)

$\rho_s$  = dichtheid van een element (kg/m<sup>3</sup>)

H = golfhoogte (m)

$\Delta$  = relatieve dichtheid van een element

$$\Delta = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$$

$\rho_w$  = dichtheid van water (kg/m<sup>3</sup>)

$\alpha$  = taludhellingshoek

K<sub>d</sub> = schadecoëfficiënt, waarin onder meer zijn ondergebracht de vorm, graad van in elkaar grijpen, de ruwheid en de plaats op het talud van de bekledingselementen.

$\gamma$  = veiligheidscoëfficiënt

Westzijde

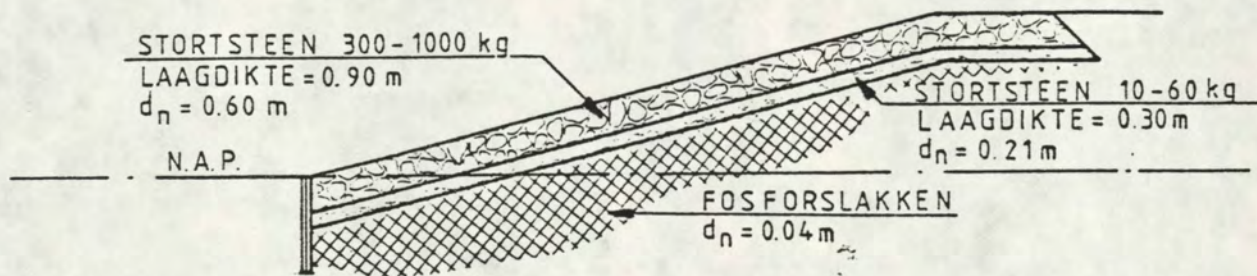
$$W = \frac{2650 \times 9,81 \times (1,80 \times 1,20)^3}{3,5 \times 1,59^3 \times \cotg \alpha}$$

Hieruit volgt:

Taludhelling	Benodigd		
	steengewicht	sortering	diameter
1:3	620 kg	300/1000 kg	0,60 m
1:4	466 kg	"	0,60 m
1:5	372 kg	"	0,60 m
1:6	310 kg	"	0,60 m

Tabel 7.5 Benodigd steengewicht (westzijde damvak) als functie van de taludhellingen.





Figuur 7.4 Doorsnede glooiing van los gestorte steen (westzijde damvak)

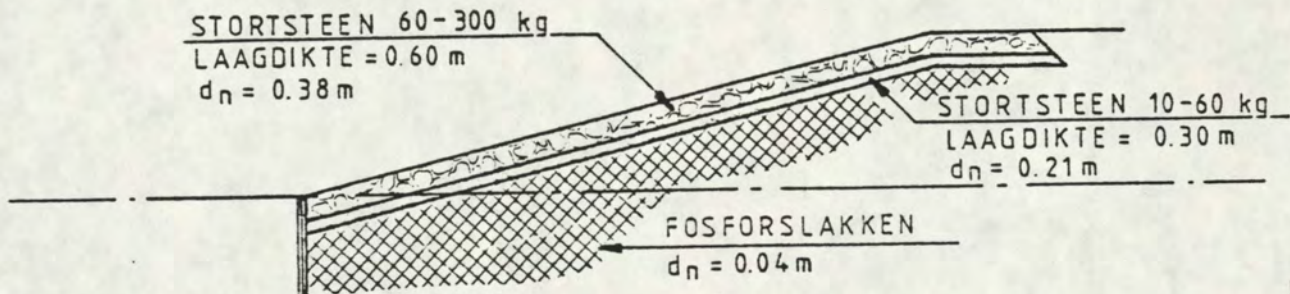
Oostzijde

$$W = \frac{2650 \times 9,81 \times (1,20 \times 1,20)^3}{3,5 \times 1,59^3 \times \cotg \alpha}$$

Hieruit volgt:

Taludhelling	Benodigd		
	steengewicht	sortering	diameter
1:3	184 kg	60-300 kg	0,38 m
1:4	138 kg	60-300 kg	0,38 m
1:5	110 kg	60-300 kg	0,38 m
1:6	92 kg	60-300 kg	0,38 m

Tabel 7.6 Benodigd steengewicht (oostzijde damvak) als functie van de taludhellingen.



Figuur 7.5 Doorsnede glooiing van los gestorte steen (oostzijde damvak)



7.3.2.3 Teenvoorziening

Als teenvoorziening wordt gedacht om buiten de damwand een verdediging aan te brengen van stortsteen op kunststof. Om het afrollen van de stortsteen te voorkomen wordt de kunststof van wiepen voorzien. De stabiliteit van de stortsteen kan worden berekend met:

$$\frac{\gamma \cdot H_s}{\Delta \cdot D_n} = 3 \xi_z^{-0,6}$$

Hierin is:

- $H_s$  = significante golfhoogte (m)
- $\Delta$  = relatieve dichtheid =  $\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$
- $\rho_s$  = dichtheid steen (kg/m<sup>3</sup>)
- $\rho_w$  = dichtheid water (kg/m<sup>3</sup>)
- $D_n$  = nominale diameter steen (m)
- $\xi_z = (\cotang \alpha \sqrt{\frac{L_0}{T}})^{-1}$
- $\alpha$  = hellingshoek talud (rad)
- $L_0$  = golflengte = 1,56 T<sup>2</sup> (m)
- T = golfperiode (sec)

Het getal van 3 gaat uit van acceptabele schade na 3000 golven; voor geen schade wordt dit getal 2,25.

$\gamma$  = veiligheidscoëfficiënt

We gaan uit van een maximaal mogelijke golfhoogte bij een waterstand van N.A.P. + 0,5 m,  $H_s = 1,00$  m, dan is

$$T = 3,5 \sqrt{H_s} = 3,5 \text{ sec.}$$

$$L_0 = 1,5 \cdot 3,5^2 = 18,38 \text{ m}$$

<p>helling <u>1:30</u> <math>\xi_z = (30 \sqrt{\frac{1}{18,38}})^{-1}</math> = 0,14</p> $\frac{\gamma \cdot H_s}{\Delta \cdot D_n} = 3 \xi_z^{-0,6}$ $\frac{1,00 \cdot 1,2}{1,59 D_n} = 3 \cdot 0,14^{-0,6}$ $D_n = \frac{1,00 \cdot 1,2}{1,59 \cdot 9,76} = 0,077 \text{ m}$	<p>helling <u>1:10</u> <math>\xi_z = (10 \sqrt{\frac{1}{18,38}})^{-1}</math> = 0,43</p> $= 3 \xi_z^{-0,6}$ $= 3 \cdot 0,43^{-0,6}$ $D_n = \frac{1,00 \cdot 1,2}{1,59 \cdot 4,99} = 0,16 \text{ m}$
---	--

We passen breuksteen 10-60 kg toe,  $D_n = 0,21$  m, laagdikte 0,40 m = 650 kg/m<sup>2</sup>.



7.4

Keuze van alternatieven

Om een keus te maken uit de onder 7.3 genoemde alternatieven moeten deze op diverse aspecten beoordeeld worden.

Deze aspecten zijn: hydraulica;  
grondmechanica;  
morfologie;  
uitvoering;  
kosten;  
tijd.

Van deze aspecten is het kostenaspect het meest relevant; en in mindere mate uitvoeringsaspecten. De overige aspecten zijn voor het maken van een keuze niet relevant.

De verdere afweging van de keuze tussen de alternatieven geschiedt door eerst de kosten te vergelijken van één meter damlengte bekleed met betonblokken.

De voordeligste van deze 4 alternatieven (taluds 1:3; 1:4; 1:5 en 1:6) wordt daarna vergeleken met de kosten van één meter damlengte bekleed met respectievelijk met asfaltmastiek, gepenetreerde stortsteen en een filterconstructie van steen. Bij de beide laatstgenoemde alternatieven wordt uitgegaan van dezelfde taludhellingen als bij de favoriete doorsnede met betonbekleding.

Voor het vergelijken van kosten wordt in rekening gebracht:

- het damgedeelte boven N.A.P.;
- de teenconstructie, inclusief kraagstukken;
- de zandhoeveelheid beneden N.A.P., tussen de insteken van de taludhellingen 1:30 tot een diepte van N.A.P. - 4 m.

De vergelijkende kosten zijn als volgt (zie de bijlage 7.1):

Glooiing met basalt verdedigd:

taludhelling	vergelijkende kosten in gld.
1:3	fl. 10.400,--
1:4	fl. 10.800,--
1:5	fl. 10.900,--
1:6	fl. 11.300,--

Tabel 7.7: Vergelijkende kosten van één m' damvak bekleed met betonblokken en diverse taludhellingen.



Het kostenverschil is gering. Omdat taludhellingen van 1:3 zich minder makkelijk lenen voor verdichtingswerkzaamheden, het aanbrengen van asfaltmastiek enz. worden de kosten van één meter damvak met betonglooiing en taludhellingen van 1:4 nu vergeleken met de kosten van eenzelfde lengte damvak met eveneens taludhellingen van 1:4 en met respectievelijk glooiingen van gepenetreerde stortsteen en filterlagen van stortsteen. Deze vergelijkende kosten zijn als volgt:

taludverdediging	vergelijkende kosten in gld.
basalton	fl. 10.800,--
gepenetreerde stortsteen	fl. 11.400,--
filterconstructie	fl. 12.600,--

Tabel 7.8: Vergelijkende kosten van een m' damvak bekleed met diverse taludverdedigingen en een taludhelling 1:4

Uitgegaan wordt van een glooiing van basalton.

#### 7.5. Kop van het damvak

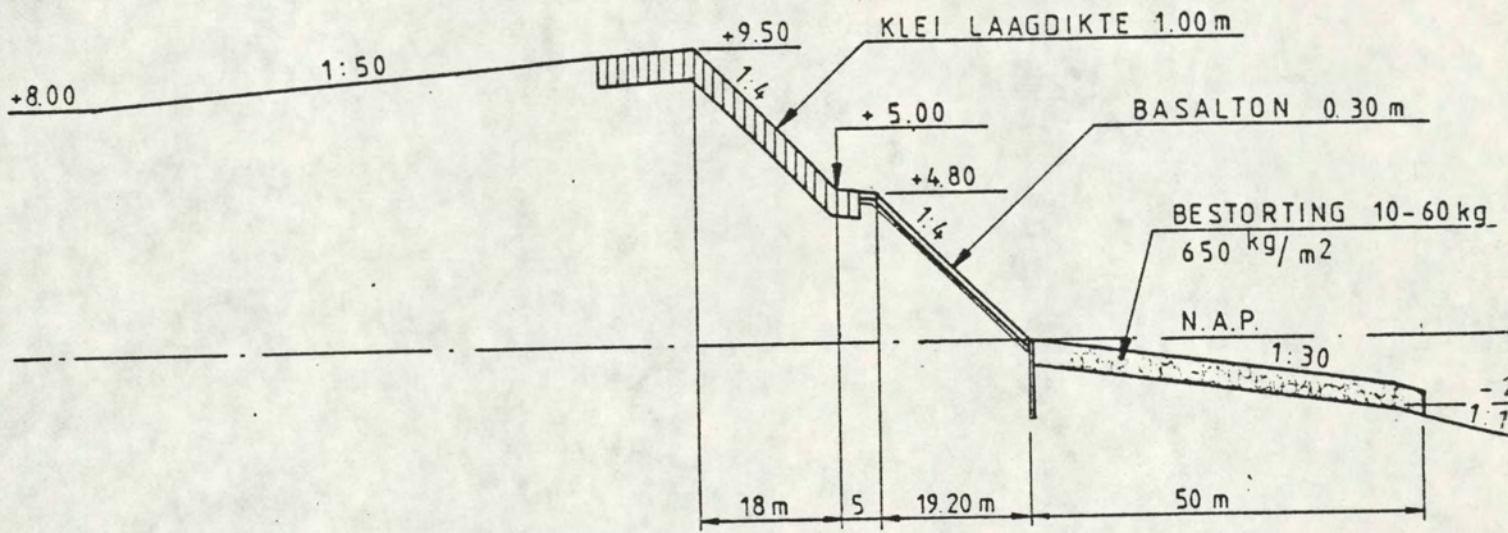
De kop van het damvak kan worden ontworpen met dezelfde randvoorwaarden als de westzijde van het damvak.

Als teenvoorziening wordt een bezinking met bestorting aangebracht. De lengte van de bezinking wordt geschat op 4x de waterdiepte. De waterdiepte is het verschil tussen een waterstand met een frequentie van 10x per jaar (N.A.P. +3,10 m) en de bodemdiepte (N.A.P. -8,00 m).

De lengte van de verdediging is derhalve  $4 \times (8 + 3,10) =$  afgerond 50 m.

Met deze lengte van bezinking wordt naar verwachting de bodem voldoende verdedigd tegen invloeden van stroomconcentratie en stroomwervels t.g.v. de damaanleg. Het is wel noodzakelijk de verdediging na het aanbrengen te bewaken vooral omdat t.g.v. meerdere vernauwingen van het doorstroomprofiel (werkeiland, brugpylonen e.d.) de stroomsnelheid meer kan toenemen dan op grond van alleen de damaanleg zou worden verwacht.



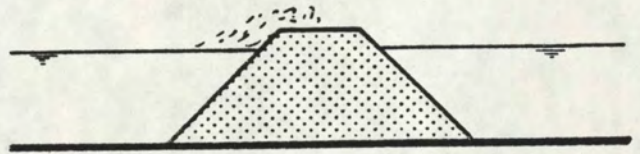


Figuur 7.6: Doorsnede over de kop van het damvak

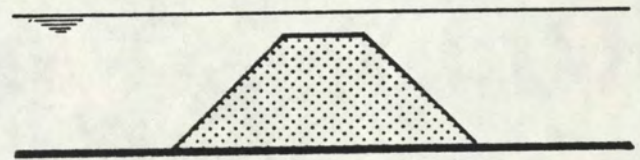


7.6. Grenstoestanen:  
(geldt voor beide zijden en bij kop dijklichaam).

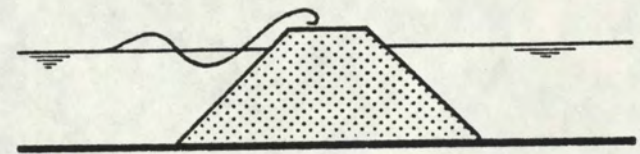
1. SPATTEND WATER



2. OVERLOOP



3. GOLFOVERSLAG



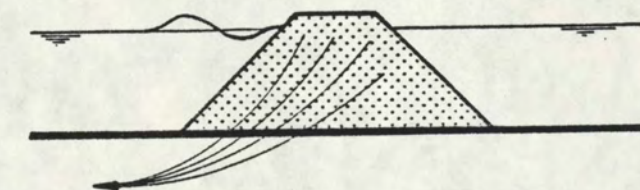
4. GLIJCIRKEL



5. ZETTING

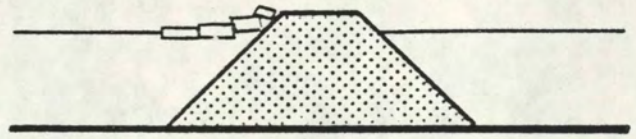


6. VERWEKING / ZETTINGS-  
VLOEIING

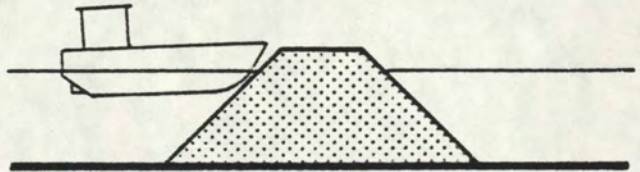




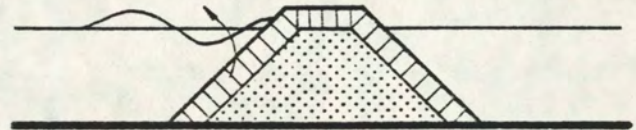
7. KRUIEND IJS



8. AANVARING



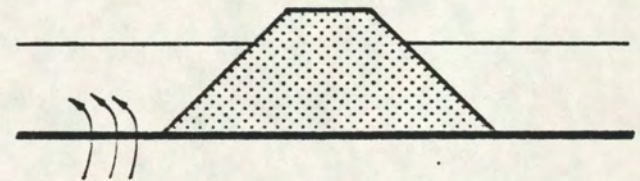
9. EROSIE TALUDBEKLEDING



10. FILTERSTABILITEIT



11. EROSIE VOORLAND



12. STROOMSNELHEDEN/  
MORFOLOGIE





ad 1,2 en 3 Spattend water, overloop en golfoverslag

De kruinhoogte is ontworpen op een frequentie van voorkomen van golven en waterstanden van 1/100.

Golfoverslag kan alleen optreden bij golven en waterstanden met een kleinere frequentie dan 1/100. Voor het overlopen van het damvak geldt dit zeker.

Spattend water kan ook voorkomen bij grotere frequenties dan 1/100. Het verkeer over het damvak kan hier hinder van ondervinden. Bij veel hinder moet het damvak tijdelijk worden afgesloten voor het verkeer.

ad 4 Glijcirkel

Stabil-berekeningen volgens gemodificeerde Bishop methode tonen een beschikbare veiligheid van 1,33 aan hetgeen voldoende is.

ad 5 Zetting

De te verwachten zetting is afgeschat aan de hand van een beschouwing van de beschikbare bodemgegevens. Een uiteindelijke zetting van 0,10 m wordt verwacht. Deze waarde wordt als overhoogte in de hoeveelheden meegenomen.

ad 6 Verweking/zettingsvloeiing

In de  $T_0$  situatie is er geen gevaar voor zettingsvloeiing. De bodembescherming lang 2x de waterdiepte aan de oost- en westzijde van het damvak en 4x de waterdiepte aan de kop van het damvak is bedoeld om lokale erosie langs het damvak te voorkomen. In de eindsituatie moet de vooroever worden bewaakt en eventueel moet de bodemverdediging worden uitgebreid.

ad 7 en 8 Kruiend ijs en aanvaring

Voor het damvak geen maatgevende situaties.

ad 9 Erosie taludbekleding

Voor de bepaling van de stabiliteit is de golfaanval maatgevend ( $10^{-2}$ /jaar).

De maatgevende steendiameter is bepaald met de stabiliteitsformule (lit.7.1).

De overgang van de bekleding naar de kleikap vindt plaats op het niveau met een overschrijdingsfrequentie van 10/jaar.

ad 10 Filterstabiliteit

De kern van het damvak bestaat uit zand dat tussen kaden van fosforslakken wordt gereden.

Onder de betonblokken wordt een grindlaag dik 0,05 m op een laag fosforslakken dik minimaal 0,50 m aangebracht.



ad 11 Erosie voorland

Tegen lokale erosie t.g.v. de invloed van het damvak op het stromingsregiem, is het voorland voldoende beschermd door de kraagstukken lang 10 m aan de west- en oostzijde en lang 50 m op de kop van het damvak.

Verdergaande erosie t.g.v. een andere debietverdeling bijvoorbeeld, moet door bewaking worden onderkend, waarna indien nodig de verdediging moet worden uitgebreid.

ad 12 Stroomsnelheden/morfologie

Niet relevant vanwege de minimale vernauwing van het doorstroomprofiel.

7.7

Voorontwerp

Op basis van de bovenstaande beschouwingen is het voorontwerp van het damvak vastgesteld. Het resultaat is weergegeven op bijlage 7.2.



8. Eiland Middelpmaat

8.1. Functie

Het eiland heeft de volgende functies:

- bescherming van de noordelijke gigapyloon;
- mogelijkheid bieden om de bouwput van het ankerblok aan te brengen;
- in de eindfase eventueel steun geven aan het ankerblok;
- het bieden van haven- en opslag faciliteiten;
- stroomgeleiding;
- vastleggen van geulen.

8.2 Ontwerpcriteria

8.2.0 De ontwerpcriteria voor de meeste belastingsgevallen zijn, evenals voor het damvak, gebaseerd op een frequentie van voorkomen van 1/100 jaar.

Evenals bij het damvak is ook hier de hoogte van de overgang tussen een harde taludverdediging en een taludverdediging van een met gras begroeide kleilaag gebaseerd op een frequentie van voorkomen van 10/jaar.

8.2.1 Hydraulisch

Het werkeiland is ingedeeld in verschillende sectoren, zie figuur 3.5.

Deze sectoren van I tot en met IV hebben de volgende waterstanden en golven.

Waterstanden

frequentie	sector I	sector II	sector III	sector IV
1/100 jaar	NAP +4,60 m	NAP +4,60 m	NAP +4,60 m	NAP +4,60 m
10/jaar	NAP +3,10 m	NAP +3,10 m	NAP +3,10 m	NAP +3,10 m

Golven (significante golfhoogte)

frequentie	sector I	sector II	sector III	sector IV
1/100 jaar	1,70 m	2,00 m	1,45 m	1,10 m
10/jaar	0,40 m	0,95 m	0,45 m	0,25 m

Stroomsnelheid

zie hoofdstuk 3



### 8.2.2. Grondmechanisch

#### Zandwingebied

Een belangrijk gedeelte van het benodigde zand kan worden gewonnen in de werkhaven in de Middelpmaat.

Voor het overige zand moeten (in de Middelpmaat) zandwingebieden worden aangewezen. Afhankelijk van het aan te wijzen zandwingebied varieert de korrelgrootte tussen 100 en 150  $\mu\text{m}$  en tussen 150 en 200  $\mu\text{m}$ .

#### Zettingsvloeiingsgevoeligheid

Het gebied is nu niet zettingsvloeiingsgevoelig, maar door stroomconcentratie kunnen steilere dwarshellingen ontstaan dan nu voorkomen.

Bovendien kunnen t.g.v. de uitvoering, trillingen van de ondergrond ontstaan, waardoor instabiliteit van de ondergrond kan optreden.

### 8.2.3. Morfologisch

Zie hoofdstuk 6.

### 8.2.4. Afmetingen werkeiland

De breedte van het werkeiland wordt bepaald door de breedte van de bouwput voor het ankerblok.

Deze bouwput heeft een bovenbreedte (op NAP +3 m) van 103 m. Met een werkruimte van 16 m aan weerszijden van de bouwput is de breedte van het werkeiland 135 m.

Bij deze breedte is voldoende werkruimte en ruimte voor wegen beschikbaar.

De lengte van het werkeiland wordt bepaald door het volgende:

- de fundering van de noordelijke pyloon van de hangbrug moet in het werkeiland worden opgenomen;
- de bouwput voor het ankerblok moet in het werkeiland worden opgenomen;
- de fundering van de pijlers dieten zuiden van de tuibrug op afstanden van 51,5 m h.o.h. staan moet in het werkeiland worden opgenomen.

De lengte van het werkeiland (op NAP +3 m) wordt dan ca. 890 m.



Grenzend aan het werkeiland met bovengenoemde afmetingen is er behoefte aan een werk- of haventerrein en een werkhaven die in elk geval ruimte moeten bieden aan, respectievelijk ingericht moeten worden voor de volgende activiteiten:

- \* Voor de betonfabriek is een ruimte nodig van 2 ha., inclusief wegen en opslag. Voor het lossen van materialen is een loswal benodigd met een lengte van 100 m. De hoogte van deze loswal is NAP 2,00 m.
- \* Voor het lossen van materieel en het lossen van brugsecties voor de hangbrug is een verlaagde loswal nodig (veerstoep) met een lengte van 30 m.
- \* Voor huisvesting en het plaatsen van o.a. een energie-unit is een ruimte nodig van 1,5 ha. bruto.
- \* Voor de natte werken is, behalve wat opslagruimte voor hulpmaterieel op het eiland, hoofdzakelijk ruimte in de haven benodigd, omdat op het water zal worden overgeslagen en in natte depots gelost. De aanlegdiepte van deze depotruimte is NAP -7 m, met een breedte van 40 m.
- \* De havendiepte bedraagt in verband met eventueel gebruik van zelfvarende steenstorters met V.S.P.-voortstuwning NAP -9 m. De haven moet voldoende manoeuvreerruimte bezitten voor aanvoerpontons met brugsecties die een lengte hebben van 90 à 100 m en die kopvoor tegen de veerstoep afgemeerd moeten kunnen worden.

#### 8.2.5. Overig

De overige uitgangspunten zijn gehanteerd:

- veiligheidscoëfficiënt van 1,2 hydraulisch en 1,3 grondmechanisch. Voor de bepaling van de kruinhoogte en van het duinprofiel is uitgegaan van een veiligheidscoëfficiënt van 1 (geringe gevolgschade);
- als natuurlijk talud van opgespoten zand wordt uitgegaan van:
  - \* beneden gem L.W (ca. NAP -2,00 m) 1:15
  - \* tussen gem.H.W. (ca. NAP +2,00 m) en gem. L.W. (ca. NAP -2,00 m) 1:30.
- het talud voor de zuidelijke kop van het eiland t.p.v. de noordelijke pyloon van de hangbrug moet steil worden opgezet om het doorstroomprofiel zo weinig mogelijk te vernauwen;
- voor de noordelijke kop van het eiland moet een verdieping worden aangebracht tot NAP -5 m om het mogelijk te maken dat de brugdelen daar met behulp van een drijvende bok worden aangebracht.



### 8.3 Alternatieve oplossingen

8.3.0. Gezien de functies van het werkeiland moet het mogelijk zijn om naast een "harde" taludverdediging zoals beschreven in hoofdstuk 7 voor het damvak Plaat van Baarland ook een "zachte" verdediging aan te brengen (bijvoorbeeld in de vorm van een duindam).

Voor wat betreft de harde verdediging volgt uit hoofdstuk 7 dat bij een keuze uit 3 typen glooiing (betonblokken, met asfaltmastiek gepenetreerde stortsteen en filterlagen van stortsteen) de glooiing van betonblokken met een taludhelling 1:4 het meest in aanmerking komt.

Deze vergelijking wordt niet opnieuw gemaakt, daar waar een "harde" verdediging gewenst of noodzakelijk is, wordt uitgegaan van de betonblokken onder een helling 1:4. Dit met uitzondering van de zuidelijke beëindiging waar vanaf de bodem een steil talud moet worden opgebouwd dat over de gehele hoogte wordt verdedigd.

We krijgen dan de volgende typen verdediging:

Gebied 1: betonblokken, een duindam is niet mogelijk omdat dit het (noord- doorstroomprofiel te veel beperkt; zijde eiland)

Gebied 2: keuzen uit duindam of betonblokken. (westzijde eiland)

Gebied 3: hier moeten we verschil maken tussen het eiland en de kop (zuid- van de havendam.

zijde Voor het eiland nemen we betonblokken en/of stortsteen eiland) omdat anders ook hier het doorstroomprofiel te veel beperkt wordt.

Voor de kop van de havendam wordt uitgegaan van een zanddam tot een diepte van NAP -2 m.

Boven de diepte van NAP -2 m komt een havendam van fosforslakken afgedekt met stortsteen.

Gebied 4: Ook hier moet verschil worden gemaakt tussen het eiland (oost- gedeelte en de havendam.

zijde Voor het eiland worden betonblokken gebezigd en voor de eiland) havendam een kern van fosforslakken afgedekt met stortsteen.

Glooiing van het eiland in de werkhaven:

Hier wordt een glooiing van betonblokken toegepast.



8.4. Uitwerking van en keuze uit alternatieven

8.4.1. Gebied 1 (noordzijde)

Kruinhoogte:

De golfoploop is als volgt:

regelmatige golven:

$$z(2\%) = 8 f H_s \frac{\text{tg } \alpha (\cos \beta - \frac{B}{L})^*}{L}$$

\* Berm ligt te laag om reductie te kunnen leveren (zie hieronder).  
(zie voor verklaring tekens hoofdstuk 7).

De hoek tussen damtracé en golfrichting is 45°.

$$z(2\%) = 8.1 \cdot 1,70 \cdot 1/4 \cdot 0,71 \\ = 2,40 \text{ m.}$$

onregelmatige golven:

$$z(2\%) = 0,62 T \sqrt{g \cdot H_s} \cdot \frac{\text{tg } \alpha (\cos \beta - \frac{B}{L})^*}{L} \\ = 0,62 \cdot 4,6 \sqrt{9,81 \cdot 1,70} \cdot 1/4 \cdot 0,71 \\ = 2,07 \text{ m.}$$

De kruinhoogte wordt:

waterstand	NAP +4,60 m
golfoploop	2,40 m
zeespiegelrijzing	0,20 m
buistoten	<u>0,10 m</u> +
	7,30 m
afgerond	NAP +7,50 m

Bovenkant glooiing en bermhoogte

De bovenkant van de glooiing is gedimensioneerd op een overschrijdingsfrequentie van 10/jaar en wordt dan:

waterstand	NAP +3,10 m
golfoploop ( $H_s = 0,40 \text{ m}$ )	<u>0,57 m</u>
bovenkant glooiing/ bermhoogte	NAP +3,67 m



Betonglooiing

De dikte van de betonglooiing wordt berekend uit:

$$\frac{H \cdot \gamma}{\Delta \cdot d} = \frac{x}{\xi} \quad \xi = \frac{\text{tg} \alpha}{\sqrt{\frac{H}{L_0}}} \leq 2,5$$

$x = 4,3$  (beton) of  $5,3$  (basalton)

- beton

$$\xi = \frac{1/4}{\sqrt{\frac{1,70}{33}}} = 1,09$$

$$d = \frac{H \cdot \xi \cdot \gamma}{4,3 \cdot \Delta} \quad \Delta = \frac{2200 - 1025}{1025} = 1,16$$

$$d = \frac{1,70 \cdot 1,09 \cdot 1,2}{4,3 \cdot 1,16} = 0,45$$

- basalton

$$\xi = 1,09$$

$$\Delta = \frac{2600 - 1025}{1025} = 1,54$$

$$d = \frac{H \cdot \xi \cdot \gamma}{5,3 \cdot \Delta} \quad \frac{1,70 \cdot 1,09 \cdot 1,2}{5,3 \cdot 1,54} = \underline{\underline{0,27}}$$

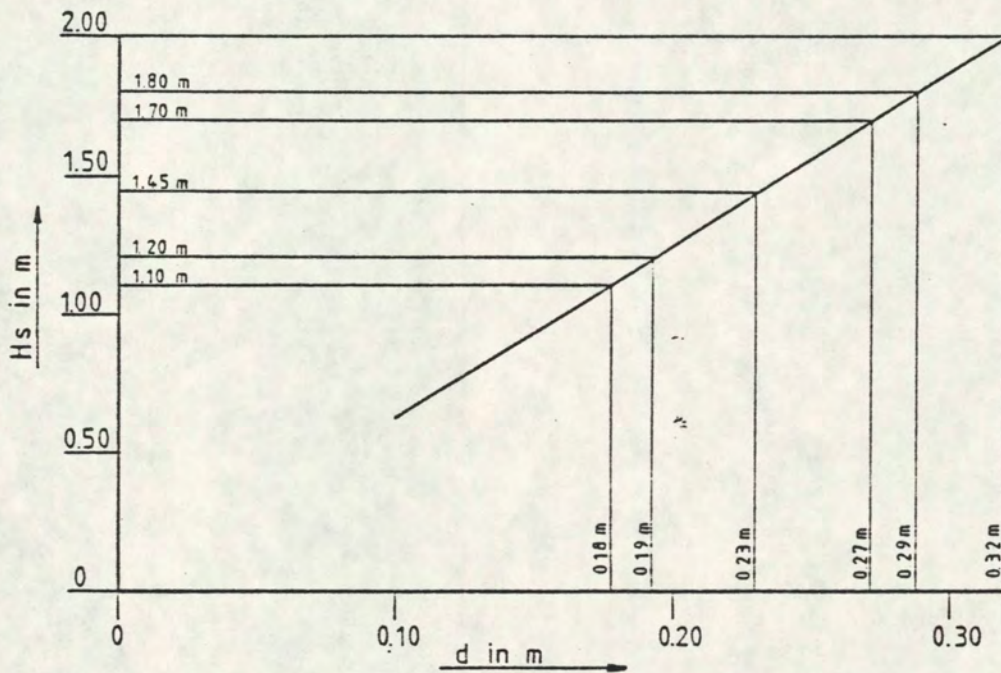


Fig. 8.1 Relatie golfhoogte - blokdikte voor basaltonblokken met een dichtheid van  $2600 \text{ kg/m}^3$ .



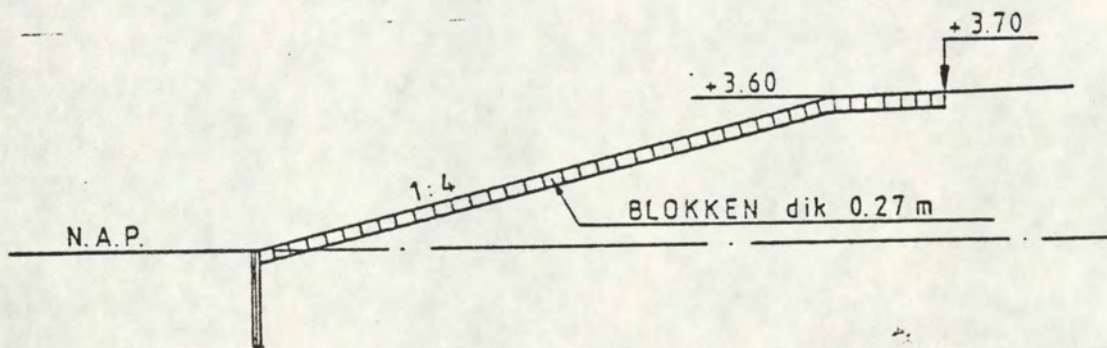


Fig.8.2. doorsnede basaltonglooiing noordzijde eiland.

Teenvoorziening

Voor de teen van de glooiing moet een verdieping tot NAP -5 m worden aangebracht.

Wanneer we veronderstellen dat de golfbelasting hier bij L.W. gelijk is aan de golfbelasting bij H.W. is  $H_s = 1,70$  m.

Met de formule "van der Meer" (litt.8.2) is:

$$\frac{\delta \cdot H_s}{\Delta \cdot D_n} = 5,7 \cdot p^{0,14} \times \left(\frac{5}{\sqrt{N}}\right)^{0,2} \times \left[\frac{\tan \alpha}{\sqrt{2\pi} \frac{H_s}{g \cdot T^2}}\right]^{-0,5}$$

(zie voor verklaring van de tekens bij de berekening van gebied 3 (zuidzijde eiland))

$$\frac{1,2 \cdot 1,70}{1,59 \cdot D_n} = 5,7 \cdot 0,4^{0,14} \times \left(\frac{5}{3130}\right)^{0,2} \times \left[\frac{1/4}{\sqrt{2\pi} \times \frac{1,70 \times 1,2^2}{9,81 \times 4,6^2}}\right]^{-0,5}$$

$$2,04 = 1,59 D_n \times 5,7 \times 0,88 \times 0,62 \times 1$$

$$D_n = 0,41 \text{ m.}$$

steen 60-300 kg;  $D_n = 0,40$  m.

Behalve aan golfbelasting staat de bestorting ook bloot aan stroombelasting. De stroomsnelheid waarbij de steen 60-300 kg op de helling 1:4 juist in beweging komt is:

$$v_{ea} = t_f \cdot \sqrt{4 \frac{1 - \sin^2 \alpha}{\sin^2 \varphi}} \cdot \sqrt{\Psi \Delta} \cdot 18 \log \frac{6h}{D_{50}} \sqrt{D_{50}}$$

(zie voor verklaring van de tekens bij de berekening van gebied 3 (zuidzijde eiland)).

$$v_{ea} = 0,9 \cdot 0,97 \cdot 0,23 \cdot 30,62 \cdot 0,63 = 3,87 \text{ m/sec.}$$











Uit kostenvergelijking (zie bijlage 8.1) volgt dat de kosten van het zeewaartse gedeelte van de binnenkruinlijn (zeewaarts van een denkbeeldig loodrecht vlak door de binnenkruinlijn) als volgt zijn:

basaltonglooiing	fl. 3428,-- per m'
duindam	fl. 1200,-- per m'.

In het ontwerp wordt daarom uitgegaan van een duindam, waarbij verondersteld wordt dat ook in het gedeelte met een relatief hoge bodemligging (NAP +1,00 m) de kosten van een duindam lager zijn dan van een beklede dam. In fig.8.5 is de doorsnede van de duindam gegeven voor het diepe gedeelte en in fig. 8.6. voor het ondiepe gedeelte.

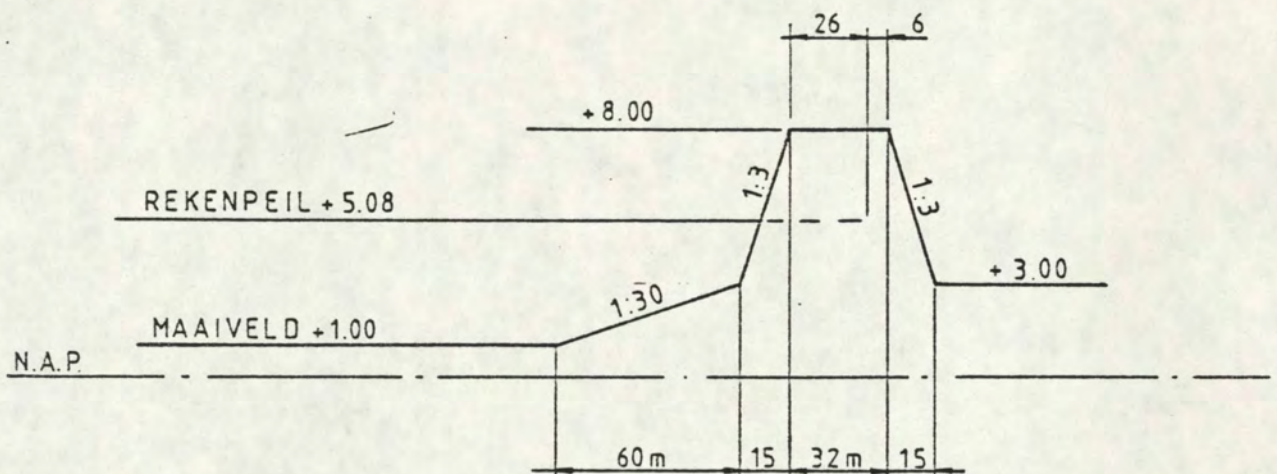


Fig.8.6 doorsnede duindam westzijde damvak in het ondiepe gedeelte  
kruinbreedte bepaald met het programma „Duinaf“



Gebied 3 (zuidzijde eiland)

met betonblokken

kruinhoogte:

$$z(2\%) = 8 \cdot f \cdot H_s \cdot \frac{\text{tg } \alpha (\cos \beta - \frac{B}{L})^*}{L}$$

$$= 8 \cdot 1 \cdot 0,90 \cdot 1/4 \cdot \cos 29^\circ$$

golfhoogte = 1,57 m.

\* Berm ligt te laag om reductie te kunnen leveren.

Kruinhoogte wordt:

waterstand	NAP +4,60 m
golfoploop	1,57 m
zeespiegelrijzing	0,20 m
buistoten	0,10 m +
	6,47 m
Afgerond	NAP +7,00 m.

Bovenkant glooiing en bermhoogte

waterstand	NAP +3,10 m
golfoploop ( $h_s = 0,35$ m)	0,61 m
	3,71 m

Betonglooiing

Volgens fig.8.1 is de dikte van de betonglooiing 0,23 m. Dit is gebeurd op een golfhoogte van 1,45 m (richting zuid-west). Deze golf is gezien de grote hoek (75°) tussen de golfrichting en de dijkrichting niet maatgevend voor de berekening van de kruinhoogte. Daarbij is gerekend met een golfhoogte van 0,90 m (richting zuid) onder een hoek van 29°.

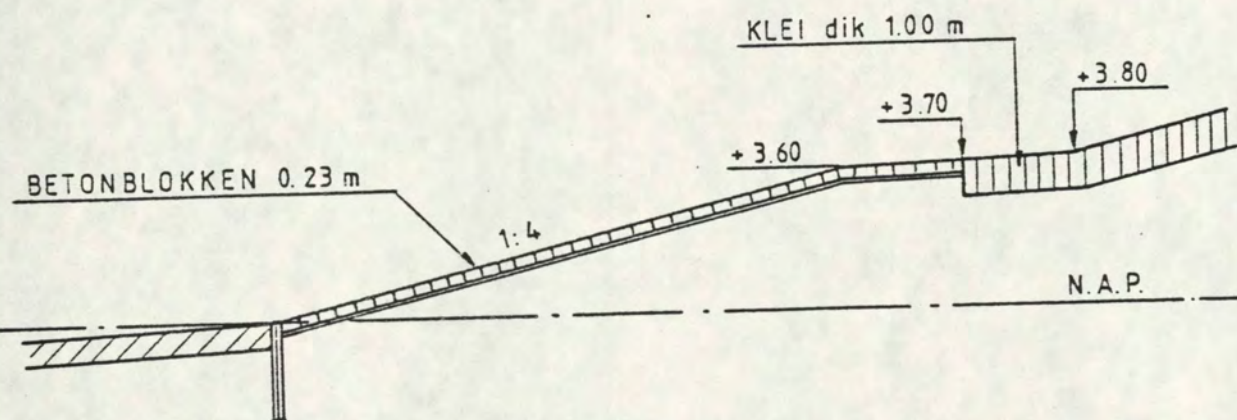


Fig.8.7 doorsnede basaltonglooiing zuidzijde eiland.



Talud met stortsteen t.p.v. de brugpyloon

Kruinhoogte

$$z(2\%) = 8 \cdot f \cdot H_s \cdot \frac{\tan \alpha}{L} (\cos \beta - \frac{B}{L})$$

$$= 8 \cdot 0,65 \cdot 0,90 \cdot 1/2 \cdot \cos 29^\circ$$

Golfhoogte = 2,05 m.

Kruinhoogte wordt:

waterstand	NAP +4,60 m
golfoploop	2,05 m
zeespiegelrijzing	0,20 m
buistoten	0,10 m +
	NAP +6,95 m
Afgerond	NAP +7,00 m

Stabiliteit stortsteen:

Met de formule "van der Meer" (lit.8.2)

$$\frac{\Delta \cdot H_s}{D_n} = 5,7 \times p^{0,14} \times \left( \frac{s}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \times \left[ \frac{\tan \alpha}{\sqrt{2\pi \cdot \frac{H_s \cdot C}{g \cdot T_2^2}}} \right]^{0,5}$$

Hierin is:

$\gamma$  = veiligheidscoëfficiënt = 1,2

$H_s$  = significante golfhoogte = 1,45 m.

$$\Delta = \frac{L_s - L_w}{L_w} = \frac{2650 - 1025}{1025} = 1,59 \text{ m.}$$

$D_n$  = nominale steendiameter.

$p$  = porositeitsparameter = 0,4

$N$  = aantal golven (in 4 uur met  $t = 4,2$  s is  $N = 3400$ ).

$s$  = schadeniveau = 5

$\tan \alpha$  = taludhelling = 1/2.

$g$  = versnelling zwaartekracht is 9,81 m/sec<sup>2</sup>

$T_2$  = golfperiode = 4,2 s.

$D_n = 0,52$  m; steen 300-1000 kg;  $D_n = 0,62$  m.

Bij een taludhelling van  $\tan \alpha = 1/3$  is  $D_n = 0,34$  m; steen 60-300 kg;

$D_n = 0,40$  m.



Behalve aan golfbelasting staat de bestorting ook bloot aan stroombelasting.

De stabiliteit van de bestorting onderhevig aan stroombelasting controleren we met de formule

$$v_{ea} = t_f \cdot t \cdot a \cdot C \sqrt{D_{50}}$$

Hierin is:

$v_{ea}$  = gemiddelde stroomsnelheid in m/s waarbij materiaal op een helling juist in beweging komt

$t$  = taludfactor

$$t = \sqrt[4]{\frac{1 - \sin^2 \alpha}{\sin^2 \psi}}$$

$\alpha$  = hellingshoek talud

$\psi$  = hoek van inwendige wrijving van het korrelmateriaal voor taludhelling 1:2:

$$t = \sqrt[4]{\frac{1 - 0,45^2}{0,71^2}} = 0,88.$$

voor taludhelling 1:3

$$t = \sqrt[4]{\frac{1 - 0,32^2}{0,71^2}} = 0,95.$$

$t_f$  = turbulentie factor,  $t_f = 0,5$

voor een sterk turbulente stroming. Hier gerekend met

$$a = \sqrt[0,9]{\psi \Delta}$$

$\psi$  = shields coëfficiënt = 0,032

$\Delta$  = specifieke dichtheid materiaal

$$= \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} = \frac{2650 - 1025}{1025} = 1,59$$

$$a = \sqrt[0,9]{0,032 \cdot 1,59} = 0,23$$

Dan is:

a. voor steen 60-300 kg,  $\tan \alpha = 1:3$

$$v_{ea} = 0,9 \cdot 0,95 \cdot 0,23 \cdot 39,17 \cdot \sqrt{0,40} \\ = 4,87 \text{ m/sec.}$$

b. voor steen 300-1000 kg:  $\tan \alpha = 1:2$ .

$$v_{ea} = 0,9 \cdot 0,88 \cdot 0,23 \cdot 35,74 \cdot \sqrt{0,62} \\ = 5,13 \text{ m/sec.}$$

Deze waarden zijn hoger dan de optredende stroomsnelheden  $v$ , verhoogd met een veiligheidscoëfficiënt van 1,2.



Conclusie

De steensortering die vereist is voor golfbelasting is ook stabiel bij de optredende stroombelasting.

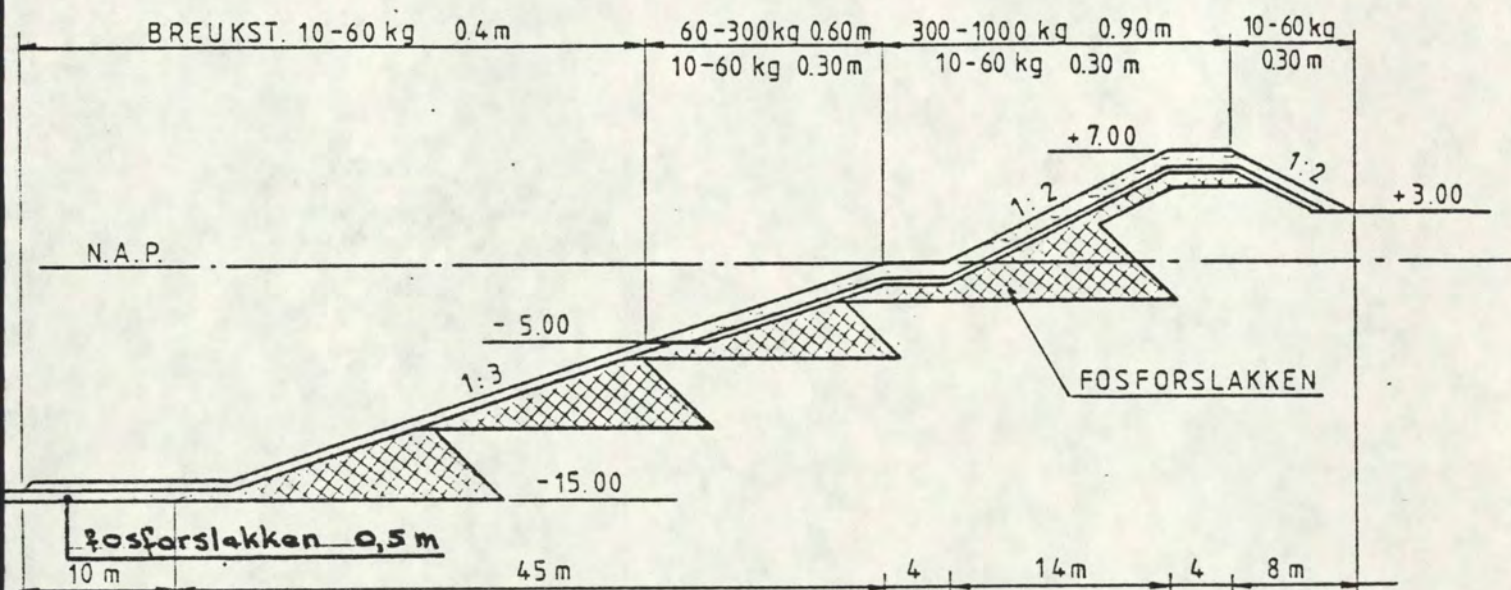


Fig.8.8 doorsnede glooiing van breuksteen zuidzijde eiland

Beneden NAP -5 m (gem.L.W. - 1,5 H<sub>s</sub> - 1 m) is geen invloed van golven meer merkbaar.

Bij een toepassing van steen 10-60 kg in het gebied van NAP -5 m tot de bodem is voor deze steen :

$$v_{ea} = 0,9 \cdot 0,95 \cdot 0,23 \cdot 43,84 \cdot \sqrt{0,22} \\ = 4,04 \text{ m/sec.}$$

Dit is aanzienlijk meer dan de optredende stroom verhoogd met een veiligheidscoëfficiënt van 1,2.

In de teen van het talud wordt de bodem over een lengte van ca. 200 m afgestort met fosforslakken.

De toelaatbare stroomsnelheid voordat begin van beweging optreedt is:

$$v_{ea} = t_f \cdot t \cdot \sqrt{\psi \Delta} \cdot 18 \log \frac{6h}{D_{50}} \sqrt{D_{50}} \\ = 1 \cdot 1 \cdot \sqrt{0,032 \cdot 1,59} \cdot 18 \log \frac{6 \cdot 15}{0,04} \sqrt{0,04} \\ = 1 * 1 * 0,23 * 60,34 * 0,2 \\ = 2,78 \text{ m/s.}$$



Dit is meer dan de optredende stroomsnelheid verhoogd met een veiligheidscoëfficiënt van 1,2.

Gebied 4 (oostzijde eiland)

Uitgegaan van:

waterstand	=	NAP +4,60 m (1 x 100 jaar)
$H_s$	=	1,20 m (1 x 100 jaar)
$\beta$	=	10

Kruinhoogte

$$z(2\%) = 8.f.H_s.tg\alpha \left( \cos \beta - \frac{B}{L} \right)$$

$$= 8.1.1,20.1/4 (\cos 10^\circ - \frac{5}{21,3})$$

golfoploop = 1,80 m

kruinhoogte wordt:

waterstand	NAP +4,60 m
golfoploop	1,80 m
zeespiegelrijzing	0,20 m
buistoten	<u>0,10 m +</u>
	NAP +6,70 m

Afgerond NAP +7,00 m

Bovenkant glooiing en bermhoogte:

waterstand	NAP +3,10 m
golfoploop ( $H_s = 0,45$ m)	<u>+0,89 m</u>
	+3,99 m

Betonglooiing

Volgens fig.8.1 hoort bij een golfhoogte  $H_s = 1,20$  m een betonblok (basalton) met een dikte van 0,18 m.

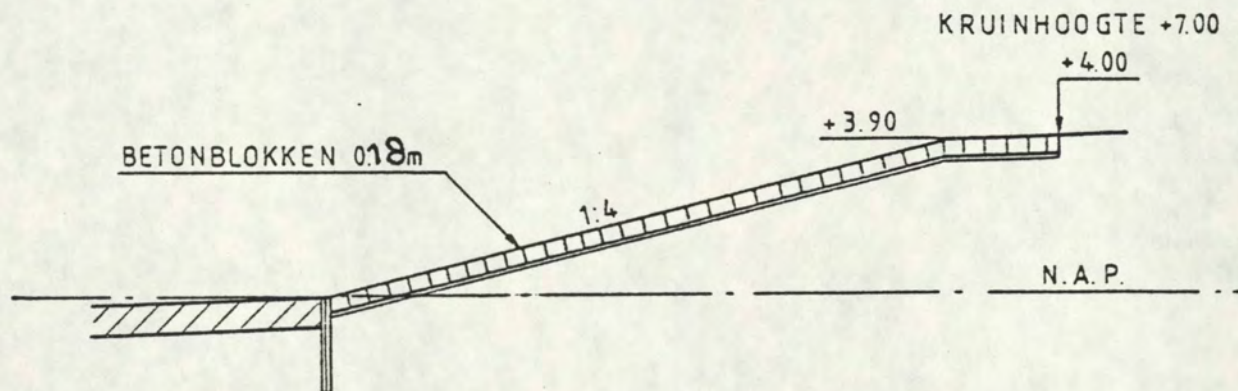


Fig.8.9 doorsnede basaltonglooiing noordoostzijde eiland



Havendam

uitgangspunten:

Kruinhoogte: frequentie van 1 x jaar.

Waterstand                      NAP +3,70 m

$H_s = 0,65$  m

Taluds 1:2.

Stabiliteit: frequentie van 1 x 50 jaar.

Waterstand                      NAP +4,40 m.

$H_s = 1,00$  m.  $T = 3,5$  s.

Kruinhoogte

a. Delftse formule

$$\begin{aligned} z_{(2\%)} &= 8 \cdot f \cdot H_s \cdot \frac{\tan \alpha (\cos \beta - \frac{B}{L})}{L} \\ &= 8 \cdot 0,65 \cdot 0,65 \cdot \frac{1}{2} (1 - 0) \\ &= 1,69 \text{ m} \end{aligned}$$

b. Alternatieve formule

Met gebruikmaking van de ophoopformule, gebaseerd op golfoploopmetingen uitgevoerd in het Hydraulics Research Station te Wallingford is de golfoploop  $\frac{z}{H_s} = \frac{0,27}{\sqrt{\frac{H_s}{L}}}$

$$z = \frac{0,65 \cdot 0,27}{\sqrt{\frac{0,65}{12,2}}} = 0,76 \text{ m.}$$

Met de laatst gevonden waarde wordt gerekend.

Dan is: waterstand	NAP +3,70 m
golfoploop	0,76 m
zeespiegelrijzing	0,20 m
buistoten	<u>0,10 m</u> +
	4,76 m
Afgerond	NAP +5,00 m



Stabiliteit stortsteen

$$\frac{\chi H_s}{\Delta \cdot D_n} = 5,7 \times p^{0,14} \times \left(\frac{s}{\sqrt{N}}\right)^{0,2} \times \left(\frac{\tan \alpha}{\sqrt{2\pi \cdot \frac{H_s \chi}{9T^2}}}\right)^{-0,5}$$

$$\frac{1,2 \cdot 1,0}{1,59 \cdot D_n} = 5,7 \times 0,4^{0,14} \times \left(\frac{5}{\sqrt{4114}}\right)^{0,2} \times \left(\frac{1/2}{\sqrt{2\pi \cdot \frac{1 \times 1,2}{9,81 \times 3,5^2}}}\right)^{-0,5}$$

$$1,20 = 1,59 \times 5,7 \times 0,88 \times 0,6 \times 0,71 D_n$$

$$D_n = 0,35 \text{ m.}$$

$$\text{steen } 60\text{-}300 \text{ kg } D_n = 0,40 \text{ m.}$$



Fig.8.10 doorsnede havendam diepe gedeelte

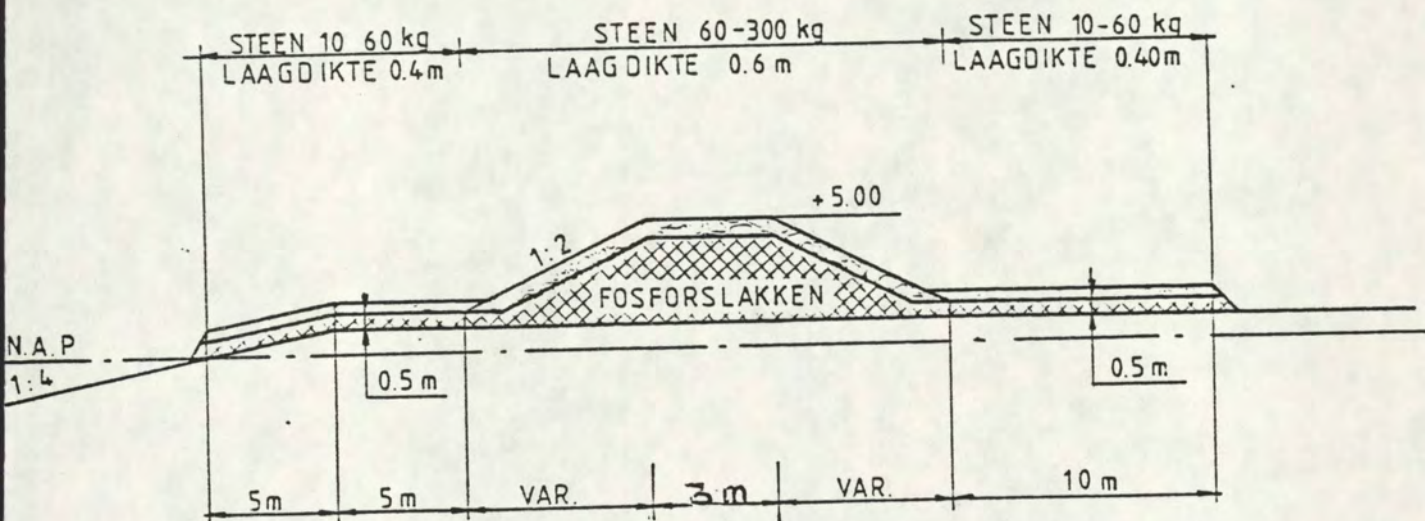


Fig.8.11 doorsnede havendam ondiepe gedeelte



Bekleding haven:

Taludhelling 1:3. Gebaseerd op praktijkervaring is gekozen voor een glooiing met betonblokken dik 0,15 m.

8.5 Bemaling bouwput ankerblok

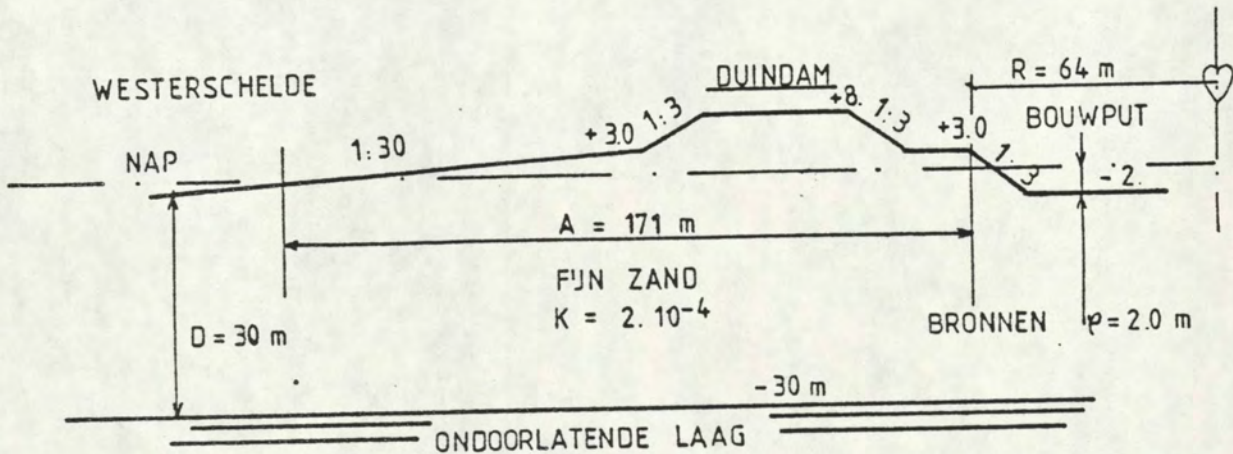


FIG 8.12

Figuur 8.12 Doorsnede bouwput ankerblok

Het waterbezwaar is globaal te berekenen met de Deputitformule. Deze luidt:

$$Q = 2 \cdot \pi \cdot R \cdot K \cdot (D - 1/2(\psi + 1)) \frac{\psi + 1}{a}$$

Zie voor verklaring van de tekens figuur 8.12

$$Q = 2 \cdot \pi \cdot 64 \cdot 2 \cdot 10^{-4} \cdot (30 - 1,5) \frac{3}{1,7}$$

$$= 0,0402 \text{ m}^3/\text{s} = 145 \text{ m}^3/\text{uur}.$$



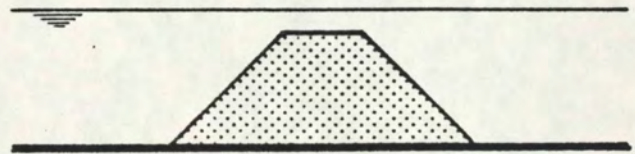
8.6. Grenstoestan-den:

(geldt voor beide zijden en bij kop dijklichaam).

1. SPATTEND WATER



2. OVERLOOP



3. GOLFOVERSLAG



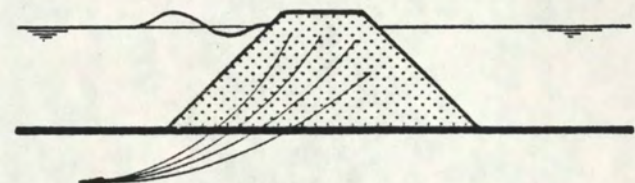
4. GLIJCIRKEL



5. ZETTING



6. VERWEKING / ZETTINGS-  
VLOEIING

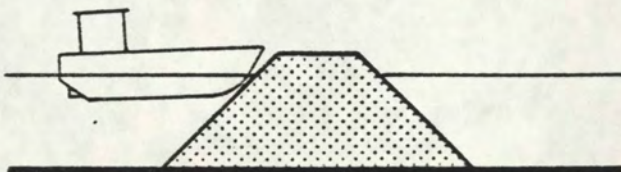




7. KRUIEND IJS



8. AANVARING



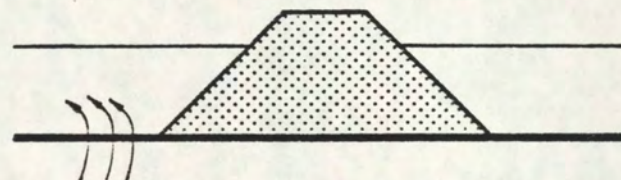
9. EROSIE TALUDBEKLEDING



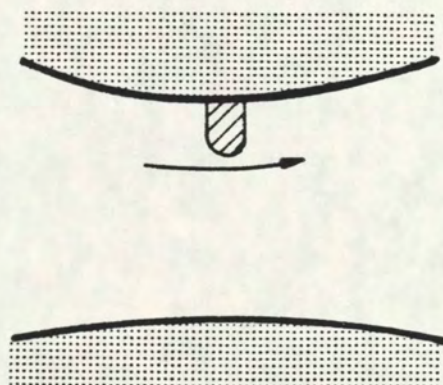
10. FILTERSTABILITEIT



11. EROSIE VOORLAND



12. STROOMSNELHEDEN/  
MORFOLOGIE





ad 1, 2 en 3 Spattend water, overloop en golfoverslag

De kruinhoogte is ontworpen op een frequentie van voorkomen van golven en waterstanden van 1/100.

Golfoverslag kan alleen optreden bij golven en waterstande met een kleinere frequentie dan 1/100. Voor het overlopen geldt dit zeker. Spattend water kan ook voorkomen bij grotere frequenties dan 1/100. Er is geen verkeer over het eiland zodat de hinder van spattend water te verwaarlozen is.

Voor de havendam geldt een frequentie van 1 x per jaar. Bij lagere frequenties mag de havendam overslaan - of overlopen.

ad 4 Glijcirkel

Stabil-berekeningen volgens de gemodificeerde Bishop methode tonen een beschikbare veiligheid van 1,33 aan, hetgeen voldoende is.

ad 5 Zetting

De te verwachten zetting is afgeschat aan de hand van een beschouwing van de beschikbare bodemgegevens. Een uiteindelijke zetting van 0,10 m wordt verwacht. Deze waarde wordt als overhoogte in de hoeveelheden meegenomen.

ad 6 Verweking/zettingsvloeiing

In de T<sub>0</sub>-situatie is er geen gevaar voor zettingsvloeiing. De bodembescherming is bedoeld om lokale erosie langs het eiland te voorkomen.

In de eindsituatie moet de vooroever worden bewaakt en eventueel moet de bodemverdediging worden uitgebreid.

ad 7 en 8 Kruiend ijs en aanvaring

Voor het eiland geen maatgevende situaties.

ad 9 Erosie taludbekleding

Voor de bepaling van de stabiliteit is de golfaanval maatgevend ( $10^{-2}$ /jaar).

De maatgevende steendiameter is bepaald met de stabiliteitsformule (litt.7.1 en 8.2).

De overgang van de bekleding naar de kleikap vindt plaats op het niveau met een overschrijdingsfrequentie van 10/jaar.

De duindam is ontworpen op waterstanden en golven die optreden met een frequentie van  $10^{-2}$ /jaar. Bij deze frequenties van voorkomen blijft een minimaal profiel in stand.

De havendam is ontworpen op een frequentie van  $2 \times 10^{-2}$ /jaar voor de stabiliteit van de taludbekleding.



ad 10 Filterstabiliteit

De kern van het eiland bestaat uit zand dat tussen kaden van fosforslakken wordt gereden.

Onder de betonblokken wordt een grindlaag dik 0,05 m op een laag fosforslakken dik minimaal 0,50 m aangebracht.

ad 11 Erosie voorland

Tegen lokale erosie t.g.v. de invloed van het eiland op het stromingsregiem, is het voorland voldoende beschermd door de kraagstukken en bestorting.

Verdergaande erosie t.g.v. een andere debietverdeling bijvoorbeeld, moet door bewaking worden onderkend waarna indien nodig de verdediging moet worden uitgebreid.

ad 12 Stroomsnelheden/morfologie

Niet relevant vanwege de minimale vernauwing van het doorstroomprofiel.

8.7. Voorontwerp

Op basis van de bovenstaande beschouwingen is het voorontwerp van het damvak vastgesteld. Het resultaat is weergegeven op bijlage 8.2



## 9. Bouwterp/verbindingsdam oever Zeeuw Vlaanderen

### 9.1 Functies

De voornaamste functie van de bouwterp is het beschermen tegen aanvaringen van de enorme pylonen van de brug over de Pas van Terneuzen. Daarnaast vormen de terp en de verbindingsdam in de bouw- en eindfase de toegangsweg en het werkterrein voor de bouw en het onderhoud van de pyloon.

Indien de terp in de Pas van Terneuzen wordt uitgebouwd dan wordt ook de functie van stroomgeleiding relevant.

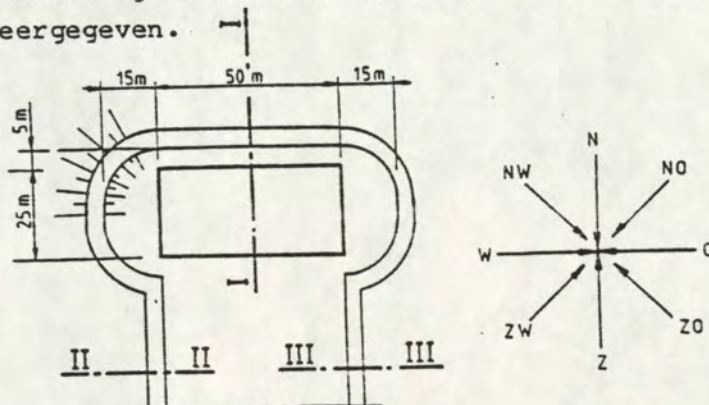
Tenslotte kan (een onderdeel van) de bouwterp de functie van het vastleggen van de geul ter plaatse vervullen.

### 9.2 Ontwerpkriteria

Naast de in hoofdstuk 5 genoemde criteria met betrekking tot ontwerpgolf ( $10^{-2}$ /jr.) en ontwerpwaterstand ( $10^{-2}$ /jr.) en de toe te passen veiligheidscoëfficiënten (grondmech.1.3, hydr.1.2) spelen de volgende uitgangspunten een rol:

- breedte werk-/onderhoudsweg 10 m
- verbindingsweg bereikbaar onder  $10^{-1}$ /jr. omstandigheden (kruinhoogte).
- werkbreedte naast fundering pyloon 5 m resp. 15 m
- kruinhoogte t.p.v. fundering pyloon N.A.P. +4,0 m
- afmetingen funderingsblok 50 x 25 m<sup>2</sup>
- overgang harde verdediging - kleikap t.p.v. verbindingsdam op hoogte met overschrijdingsfrequentie van 10/jr. (arbitraire waarde)
- ter plaatse van de overgang van zware naar minder zware steen in de toplaag van de taludbekleding wordt een berm met een breedte van 4 à 5 m toegepast (arbitraire aanname)
- taludhelling zand tot N.A.P. -2 1:30, daaronder 1:15.
- toe te passen veiligheidscoëfficiënt voor de bepaling van de kruinhoogte 1.0 (geringe gevolgschade).

In onderstaande figuur is schetmatig een bovenaanzicht van de situatie weergegeven.



De doorsnede nummering correspondeert met die van bijlage 9.1



### 9.3 Alternatieven

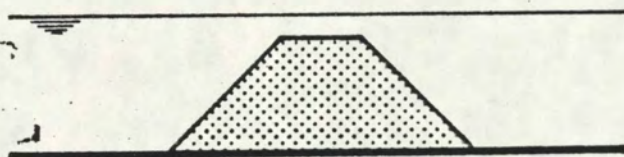
In figuur 9.1 zijn twee mogelijke doorsneden over de kop van de terp weergegeven, nl. één met een taludhelling van 1:4 en één met (nog) steilere hellingen. Het is duidelijk dat het alternatief met de steilste hellingen leidt tot een aanzienlijke materiaal besparing. Tevens is de profielvernaauwing van de Pas van Terneuzen in dat geval minimaal.

Zonder de consequenties voor de vereiste steenzwaarte in de beschouwing te betrekken (zie hiervoor 9.4 grenstoestand 8) wordt uitgegaan van het alternatief met de steilste hellingen.

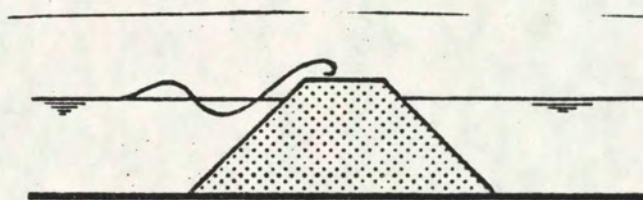
### 9.4 Grenstoestanden

De volgende grenstoestanden worden beschouwd:

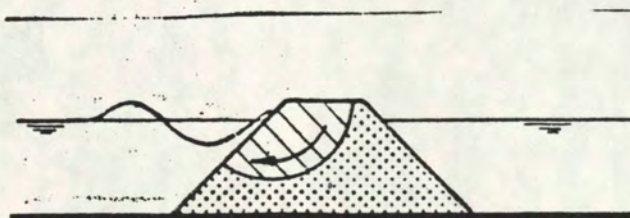
1. overloop



2. golfoverslag



3. glijcirkel talud

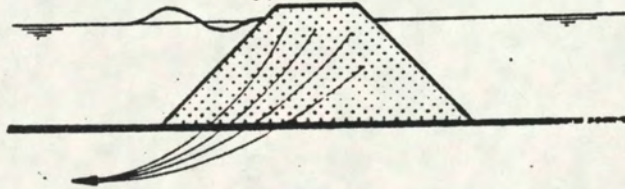




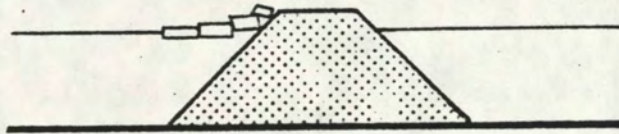
4. zetting



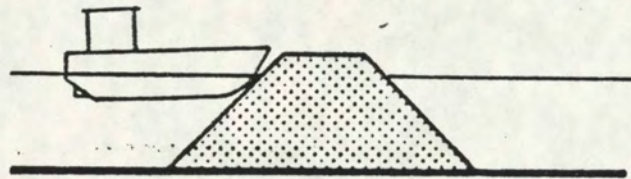
5. verweking/zettingsvloeiing



6. kruise ijs



7. aanvaring



8. erosie talusbekleding

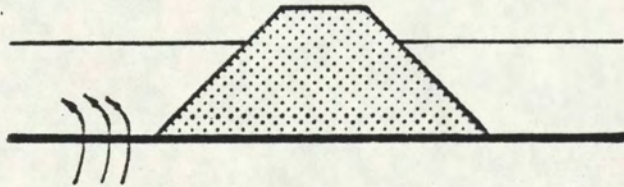




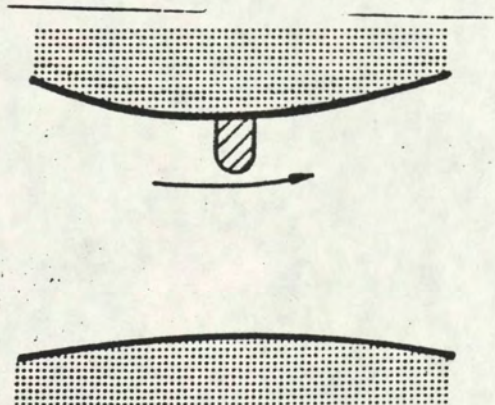
9. filterstabiliteit



10. erosie voorland



11. stroomsnelheden/morfologie





Ad 1, 2

Omdat geëist wordt dat de werk-/onderhoudsweg onder  $10^{-1}/\text{jr}$  omstandigheden bereikbaar moet zijn is voor de kop van de terp en de beide taluds van de verbindingsdam de kruinhoogte bepaald voor deze frequentie (met een veiligheidscoëfficiënt van 1.0).

Voor de kop van de terp (doorsnede I-I, bijlage 9.1) is uitgegaan van een talud 1:2 boven N.A.P. en 1:3 onder N.A.P. en voor de taluds van de verbindingsdam (doorsnede II-II en doorsnede III-III, bijlage 9.1) is uitgegaan van een talud 1:4 boven N.A.P. en 1:30 onder N.A.P.

De respectievelijke kruinhoogtes zijn weergegeven in onderstaande tabel, uitgaande van:

- invloed buitstoten 0,1 m;
- invloed zeespiegelrijzing 0,2 m;
- $z = 8 f H_s \text{tg} \left( \cos \beta - \frac{B}{L} \right)$  (zie hoofdstuk 7).

	DSN I-I	DSN II-II	DSN III-III
$H_s$ (m)	1,35	1,25	1,1
Bermbreedte(m)	4	5	5
Golflengte (m)	26	23,7	21,3
$\beta$ (°)	0	30	0
f (-)	0,65	1,0	1,0
waterstand (m)	+ 4,1	+ 4,1	+ 1,9
kruinhoogte(m)	+ 7,85	+ 6,10	+ 4,50

ad 3

Stabil-berekeningen volgens de gemodificeerde Bishop methode tonen een beschikbare veiligheid van 1,33 aan, hetgeen voldoende is. Tijdens de bouw van de pyloon dienen de waterspanningen in het grondmassief bewaakt te worden om het gevaar van onverwachte instabiliteit tijdig te signaleren.

ad 4

De te verwachten zetting is afgeschat aan de hand van een beschouwing van de beschikbare bodemgegevens. Ten gevolge van de aanwezigheid van enige kleilagen wordt een uiteindelijke zetting van 0,6 m verwacht. Deze waarde dient als overhoogte in het ontwerp (hoeveelheden) meegenomen te worden.



ad 5

Naar verwachting is de bodem zettingsvloeiingsgevoelig echter in de T<sub>0</sub> situatie is op geen enkele lokatie de taludhelling over een hoogte van 5 m steiler dan 1:4. Ten gevolge van erosie zou een versteiling kunnen optreden, zodat alsnog het gevaar van een zettingsvloeiing kan ontstaan. Om deze reden dient de vooroever met fosforslakken te worden bestort over een lengte van 200 m ter weerszijden van de as van de terp teneinde buiten de bestorting optredende zettingsvloeiingen weg te houden van de terp.

ad 6

Geen maatgevende situatie.

ad 7

Zonder een gedetailleerde risico-analyse wordt ervan uitgegaan dat de bijdrage van deze grenstoestand tot de faalkans van de terp te verwaarlozen is. Eventuele opgetreden schade is onmiddellijk bekend en kan derhalve direct worden gerepareerd.

ad 8

Voor de bepaling van de hydraulische stabiliteit van de toplaag is de golfaanval maatgevend ( $10^{-2}$ /jr).

De maatgevende steendiameter op de kop (dsn.I-I) is weer bepaald met de stabiliteitsformule van het WL (litt.8.2) en voor dsn II-II en dsn III-III volgens lit.7.1.

De resultaten zijn in onderstaande tabel weergegeven.

	DSN I-I	DSN II-II	DSN III-III
H <sub>s</sub> (m)	1,8	1,55	1,35
T (s)	4,7	4,4	4,1
S (-)	5	n.v.t.	n.v.t.
N (-)	3000	n.v.t.	n.v.t.
P (-)	0,4	n.v.t.	n.v.t.
ρ (kg/m <sup>3</sup> )	2650	2650	2650
x (-)	-	5,3	5,3
D (m) materiaal	0,67 stortsteen 300/1000 kg	0,25 betonblokken	0,22 betonblokken



Voor dsn I-I geldt dat onder het niveau N.A.P. + 2,0 m ( $h - 1,5 H_s$ ) kan overgegaan worden op lichtere stortsteen (60-300 kg en 10-60 kg).

Om praktische redenen wordt deze overgang gekozen op N.A.P. Voor dsn II-II en III-III geldt dat middels een teenconstructie vanaf N.A.P. wordt aangesloten op zand (zie grenstoestand 10). De overgang van de bekleding naar de kleikop vindt plaats op het niveau met een overschrijding van 10\*/jaar (golf plus waterstand).

	DSN I-I	DSN II-II	DSN III-III
$H_s$ (m)	0,40	0,45	0,50
Bermbreedte (m)	4	5	5
Golflengte (m)	7,6	8,25	9,75
$\beta$ (°)	0	30	0
f (-)	0,65	1,0	1,0
waterstand (m)	+ 3,1	+ 3,1	+ 2,2
hoogte grens klei (m)	niet rele- vant	+ 4,00	+ 3,20

ad 9

De kern van de terp bestaat uit zand dat ter plaatse van de kop (dsn. I-I) tussen kaden van fosforslakken wordt gereden. Ter plaatse van de verbindingsdam wordt niet gewerkt met kaden van fosforslakken maar wordt gerekend met het evenwichtstalud (1:30).

Onder de betonblokken (dsn. II-II en dsn. III-III) wordt een grindlaag van 0,05 m op een laag fosforslakken met een laagdikte van 0,5 m i.v.m. de vereiste filterwerking aangebracht.

Ter plaatse van de kop is onder de toplaag 300-1000 kg een laag 10-60 kg met een dikte van 0,3 m op een laag fosforslakken met een dikte van 0,5 m vereist.

ad 10

Ter plaatse van de kop wordt de vooroever afgestort met fosforslakken waarna de aansluiting op de toplaag plaats vindt via breuksteen 10-60 kg en 60-300 kg. Het erosie probleem is hiermee en passant opgelost (zie ook grenstoestand 5: verweking/zettingsvloeiing). Ter plaatse van de verbindingsdam (dsn. II-II en dsn. III-III) is over een breedte van 10 m een bestorting met 10-60 kg op een filterdoek noodzakelijk. De dimensionering van de bestorting is weer gebaseerd op de methode zoals beschreven in hoofdstuk 7.



ad 11

Niet relevant vanwege de minimale vernauwing van het doorstroomprofiel.

9.5. Voorontwerp

Op basis van de bovenstaande beschouwingen is het voorontwerp van de bouwterp en de verbindsdam vastgesteld.

Het resultaat is weergegeven op bijlage 9.1. en bijlage 9.2.



10. Bescherming pylonen brug Straatje van Willem

10.1. Functies

De voornaamste functie van de beschermingsconstructie rondom de pylonen is het beschermen van de pylonen tegen aanvaringen door schepen.

Een afgeleide functie is het vastleggen van de bodem rondom de pylonen.

10.2. Ontwerpcriteria

Naast de in hoofdstuk 5 genoemde criteria met betrekking tot de ontwerpgolf ( $10^{-2}$ /jr.) en ontwerpwaterstand ( $10^{-2}$ /jr.) en de toe te passen veiligheidscoëfficiënten (grondmech. 1,3, hydr. 1,2) spelen de volgende uitgangspunten een rol:

- onderkant sloof op pyloonpalen N.A.P. 3.5;
- vereiste werkbreedte rondom sloof 5 m resp. 15 m;
- vereiste doorvaartbreedte op N.A.P. - 12,5 200 m;
- kruin op N.A.P. + 3.5 in de bouwfase beschermen tot 10/jr. omstandigheden;
- constructie aanbrengen na heien pyloonpalen;
- toe te passen veiligheidscoëfficiënt voor het bepalen van de kruinhoogte bedraagt 1,0 (geringe gevolgschade)
- de constructie wordt voor beide pylonen identiek ontworpen (gebaseerd op maatgevende lokatie).

Er wordt slechts één alternatief beschouwd, te weten: een constructie bestaande uit stortsteen rondom de pylonen.

10.3 Grenstoestanden

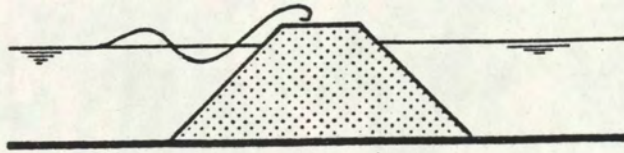
De volgende grenstoestanden worden beschouwd:

1. overloop





2. golfoverslag



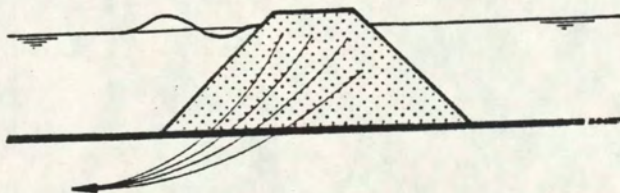
3. glijcirkel talud



4. zetting

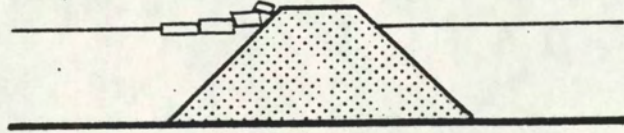


5. verweking/zettingsvloeiing

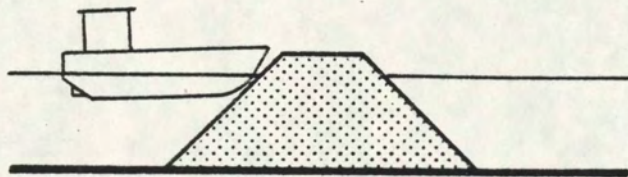




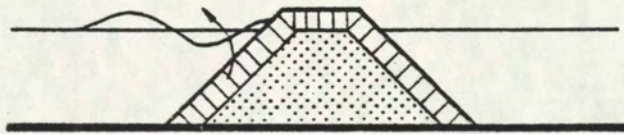
6. kruiend ijs



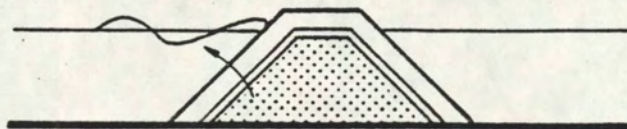
7. aanvaring



8. erosie talusbekleding

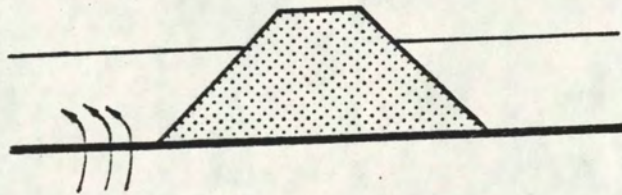


9. filterstabiliteit

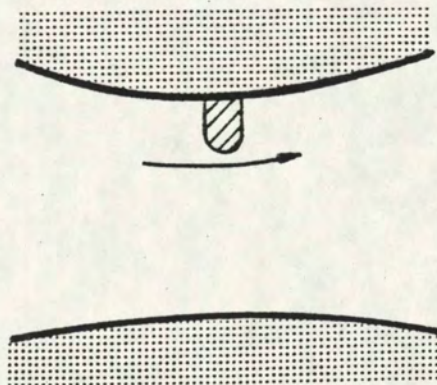




10. erosie voorland



11. stroomsnelheden/morfologie



ad 1, 2

Omdat uitgegaan wordt dat de werkvloer t.b.v. het bouwen van de betonnen sloof tot 10/jr. omstandigheden droog moet zijn, is de vereiste kruinhoogte in de bouwfase bepaald voor deze frequentie (met een veiligheidscoëfficiënt van 1,0).

Uitgaande van een talud van 1:4 op de kop en 1:2 evenwijdig aan de stroomrichting is weer de kruinhoogte vastgesteld, uitgaande van:

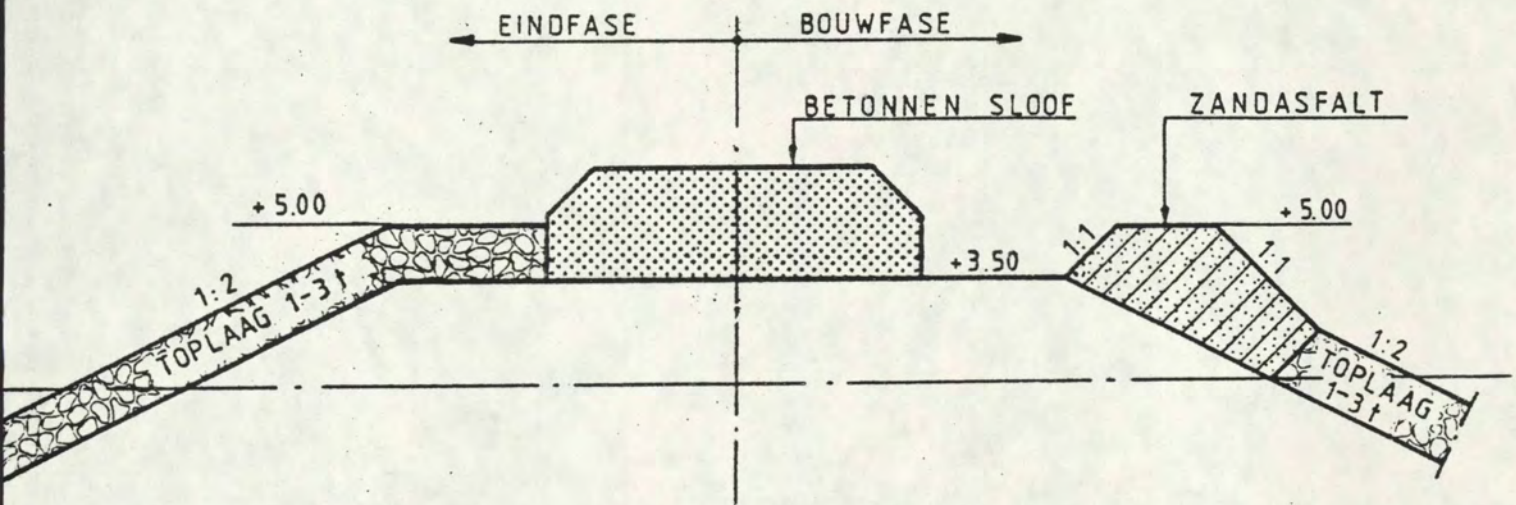
$$- z = 8 f H_s \operatorname{tg} \alpha \left( \cos \beta - \frac{B}{L} \right) \text{ (zie hoofdstuk 7);}$$

- maatgevende golfoploop is bepalend voor gehele kruinhoogte van de constructie.



		Kop	Langszijde
H <sub>s</sub>	(m)	0,80	0,60
Bermbreedte	(m)	-	-
Golflengte	(m)	15	11,4
β	(°)	0	45
f	(-)	0,65	0,65
waterstand	(m)	+ 3,1	+ 3,1
talud	(-)	1:4	1:2
kruinhoogte	(m)	+ 4,1	+ 4,6

Om materiaal te besparen wordt in de bouwfase vanaf N.A.P. een tijdelijke kade van zandasfalt onder een helling van 1:1 opgezet tot het vereiste niveau (afgerond N.A.P. + 5,0 m). Deze tijdelijke kade wordt na het voltooiën van de betonnen sloof verwijderd waarna het resterende gedeelte van de toplaag wordt aangebracht. Zie hiervoor onderstaande figuur





ad 3

Stabil-berekeningen volgens de gemodificeerde Bishop methode tonen een beschikbare veiligheid van 1,33 aan, hetgeen voldoende is.

ad 4

De te verwachten zetting is afgeschat aan de hand van een beschouwing van de beschikbare bodemgegevens en is gesteld op 0,1 m. Deze waarde dient als overhoogte in het ontwerp meegenomen te worden.

ad 5

Naar verwachting is de bodem zettingsvloeiingsgevoelig. Door de toename van de stroomsnelheden tussen de pylonen zullen er ontgrondingen optreden, naar verwachting zullen deze beperkt van grootte zijn, terwijl daarnaast de bodem direct rondom de terpen bestort worden (zie grenstoestand 10). Het gevaar van dusdanige zettingsvloeiingen dat de stabiliteit van de constructie gevaar loopt, wordt derhalve klein geacht.

ad 6

Geen maatgevende situatie.

ad 7

Ten gevolge van de gehanteerde uitgangspunten met betrekking tot de afmetingen van de constructie wordt naar verwachting ruimschoots voldaan aan de eis, dat een eventuele aanvaring alleen schade aan de beschermingsconstructie tot gevolg heeft en niet aan de pylonen.

ad 8

Voor de bepaling van de hydraulische stabiliteit van de toplaag is de golfaanval maatgevend ( $10^{-2}$ /jr).

Er dienen twee situaties beschouwd te worden, te weten: de kop en de langszijden. De maatgevende steendiameter is weer bepaald m.b.v. de stabiliteitsformule van het WL (lit.8.2).



		Kop	Langszijde
H <sub>s</sub>	(m)	2,05	1,25
T	(s)	5,0	3,9
S	(-)	5	5
N	(-)	3000	3000
p	(-)	0,4	0,4
tgα	(-)	1:4	1:2
ρ	(kg/m <sup>3</sup> )	2650	2650
D	(m)	0,8	0,7
materiaal		storsteen 1-3 ton	stortsteen 300-1000 kg

Gekozen is voor (uniformiteit) voor stortsteen 1-3 ton.  
Onder het niveau van N.A.P. wordt weer overgegaan op lichtere steen (300-1000 kg).

ad 9

De kern van de terpen bestaat uit zand dat gestort wordt tussen stortkaden van fosforslakken. Tussen de fosforslakken en de toplaag 1-3 ton dient een filterlaag van stortsteen 10-60 kg aangebracht te worden met een dikte van 0,3 m.

ad 10

Tengevolge van de toename van de stroomsnelheden tussen de pijlers zal er erosie in het onbeschermd gedeelte van de bodem tussen de terpen optreden. Teneinde de gevolgen van erosie te beperken wordt een bestorting rondom de terpen aangelegd.

De toplaag van deze bestorting wordt bepaald aan de hand van de volgende uitgangspunten:

- k = 1,5
- $\bar{u}_{kr} = k \times \sqrt{1,3 \Delta g D} \times \log \frac{6 h}{D}$
- Q - nieuwe situatie = 0,9 x Q - oude situatie (zie hoofdstuk 3)
- $\bar{u}$  - oude situatie, gemiddeld springtij = 1,3 m/s  
( $\bar{u}$  = aanstroomsnelheid).
- $\bar{u}$  - ontwerp = 1,5 x  $\bar{u}$  - nieuwe situatie, gemiddeld springtij, factor 1,5 is geschatte vergrotingsfactor t.b.v. de bepaling van de ontwerpsnelheid.

Deze beschouwing leidt tot de volgende waarde van de ontwerpsnelheid.

$$\bar{u} - \text{ontwerp} = 1,5 \times 0,9 \times 1,3 = 1,8 \text{ m/s.}$$

De voor de dimensionering van het bestortingsmateriaal te hanteren kritieke snelheid bedraagt nu

$$\bar{u}_{kr} = 1,2 \times 1,8 \times 1,5 = 3,2 \text{ m/s.}$$



Hierbij behoort een benodigde steenzwaarte van 40/250 mm ( $\rho = 2650 \text{ kg/m}^3$ ) met een laagdikte van 0,4 m (ontwerpeis  $2 D_n$ , om uitvoeringstechnische reden wat grotere laagdikte toegepast). Als filter wordt een laag fosforslakken van 0,5 m aangebracht.

De breedte van de bestorting rondom de terp bedraagt 10 m. Daarbuiten is de invloed van de stroomblokkering minimaal.

ad 11

Hoewel de stroomsnelheid tussen de pijlers toeneemt (van 1,3 naar 1,4 m/s bij gemiddeld springtij) wordt het niet noodzakelijk geacht de ruimte tussen de terpen te bestorten maar middels bewaken het verdiepingsproces te volgen.

10.4 Voorontwerp

Op basis van de bovenstaande beschouwing is het voorontwerp van de terpen vastgesteld. Het resultaat is weergegeven op bijlage 10.1.



11. Bescherming pijlers noordelijke aanbruggen.

11.1 Functies

De beschermingsconstructie van de pijlers heeft als functie het vasthouden van de bodem rondom de pijlers. Anders dan in het geval van de beschermingsconstructie rondom de pylonen in het Straatje van Willem hoeven de pijlers van de noordelijke aanbruggen niet apart beschouwd te worden tegen aanvaringen omdat de pijlers geacht worden sterk genoeg te zijn.

11.2 Ontwerpcriteria

De bescherming wordt gerealiseerd middels een bestorting rondom iedere pijler. Principieel andere oplossingen worden niet beschouwd, zodat er geen alternatieven worden bestudeerd. Vanwege het ontbreken van betrouwbare randvoorwaarden voor de situatie na realisatie van de vaste oeververbinding wordt de ontwerpsnelheid als volgt afgeschat.

- $Q$ - nieuwe situatie =  $0,9 * Q$ -oude situatie (zie hfst. 3)
- $\bar{u}$ - oude situatie, gemiddeld springtij =  $1,6 \text{ m/s}$  (=aanstroomsnelheid)
- $\bar{u}$ - ontwerp =  $1,5 * \bar{u}$ -nieuwe situatie, gemiddeld springtij  
factor 1,5 is geschatte vergrotingsfactor t.b.v. de bepaling van de ontwerpsnelheid.

Deze beschouwing leidt tot de volgende waarde van de ontwerpsnelheid:  $\bar{u}$ - ontwerp =  $1,5 * 0,9 * 1,6 = 2.2 \text{ m/s}$ .

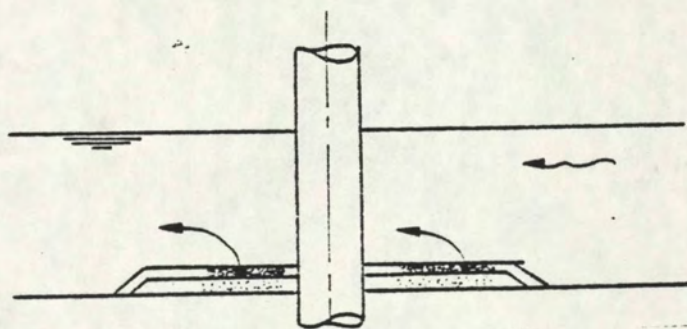
De veiligheidscoëfficiënt bedraagt 1,2 voor de hydraulische grenstoestanden (grondmechanische grenstoestanden niet relevant).



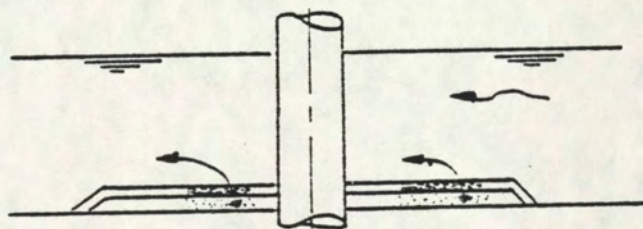
11.3 Grenstoestanden

De volgende grenstoestanden worden beschouwd:

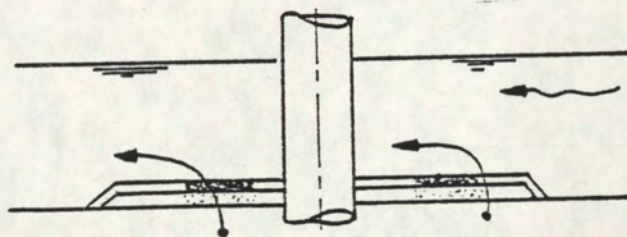
1. Erosie toplaagmateriaal



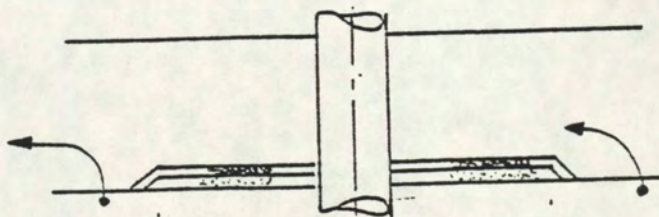
2. Erosie filtermateriaal



3. Erosie basismateriaal door filter

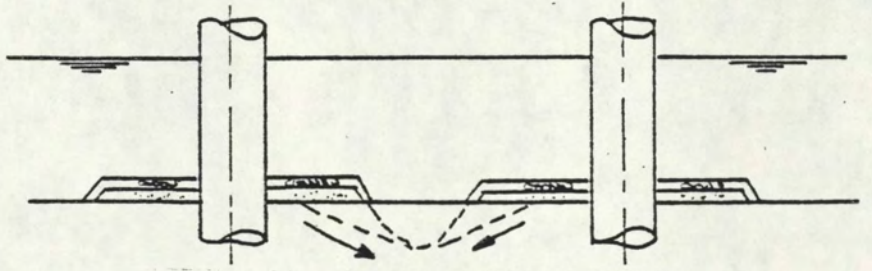


4. Erosie basismateriaal buiten filterconstructie

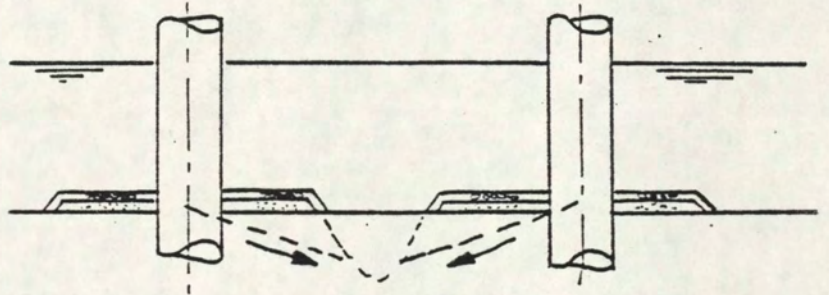




5. Afschuiving  
(ingeleid door 4)



6. Zettingsvloeiing  
(ingeleid door 4,5)





ad.1. Er wordt uitgegaan van een pijlerconstructie bestaande uit ronde pijlers met een diameter van 2 m. zodat de reductiefactor voor de kritieke stroomsnelheid op 2 wordt gesteld. De voor de dimensionering van het bestortingsmateriaal te hanteren kritieke snelheid bedraagt nu:  $\bar{u}_{kr} = 1,2 \times 2,2 \times 2 = 5,3 \text{ m/s}$

Met behulp van de relatie 
$$\bar{u}_{kr} = \sqrt{1,3 \cdot \Delta \rho D \cdot \log \frac{6h}{D_n}}$$

(Litt.11.1)

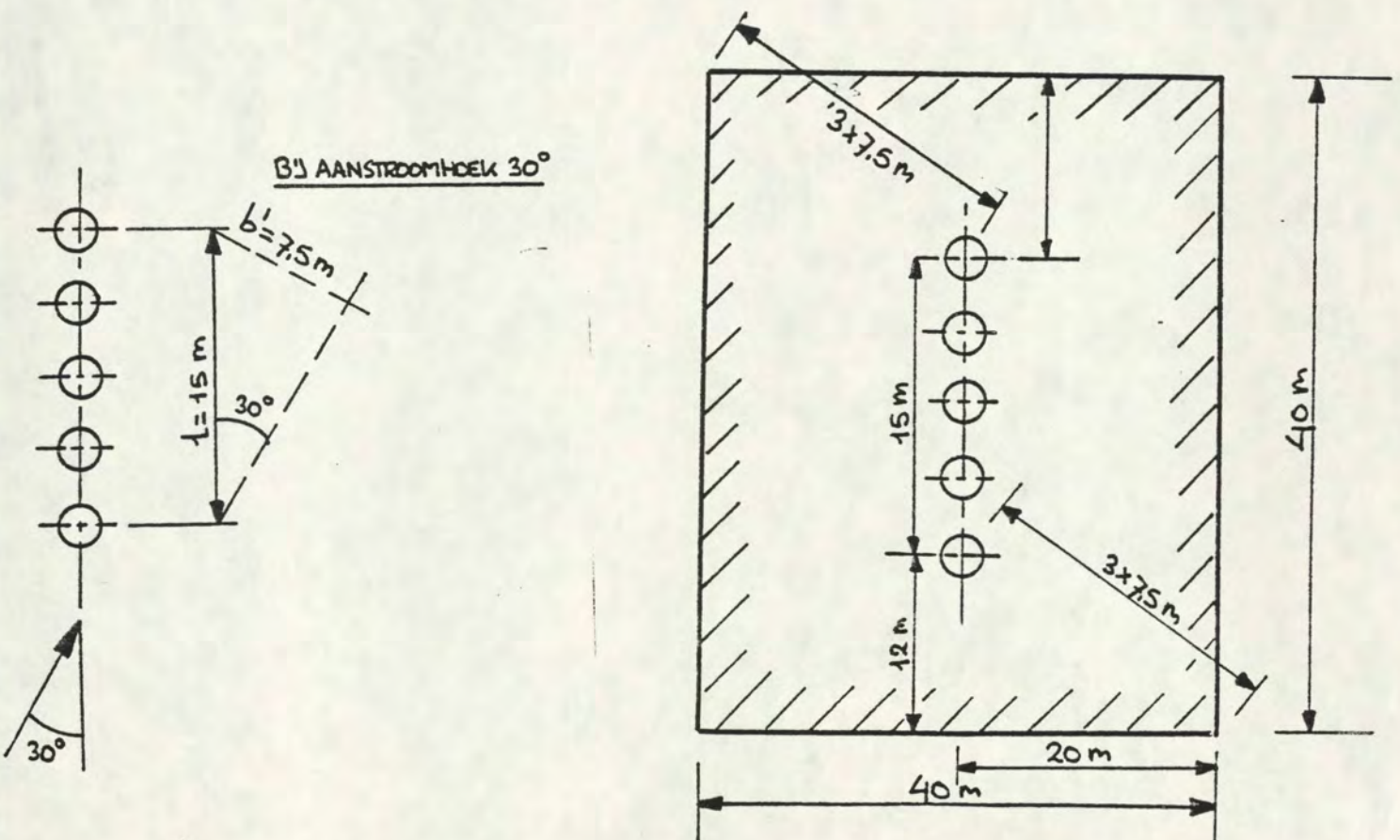
volgt nu een benodigde steenzwaarte 10-60 kg ( =2650 kg/m<sup>3</sup>)  
De dikte van de laag 10-60 bedraagt  $2 D_n = 0,45 \text{ m}$ .

ad.2 + Stortsteen 10-60 kg is onder de ontwerpomstandigheden volstrekt niet zanddicht zodat een filterlaag bestaande uit fosforslakken mm met een laagdikte van 0,5 m vereist is.

ad.4,5 Door de afmetingen van het stortvak voldoende groot te maken (ca. 3 \* effectieve diameter pijler aan weerszijden van de pijler) zijn de snelheden ter plaatse van de randen van de bestortingen niet hoger dan in de ongestoorde situatie.

Omdat gerekend moet worden op scheve aanstroming (30%) dient de effectieve diameter van de pijlers aangepast te worden en daarmee de bestortingsomvang.

Dit is op de volgende wijze gedaan (zie onderstaand figuur).





11.4 Voorontwerp

Uitgaande van een effectieve diameter van 8 m wordt de bestortingsomvang per pijler op  $40 * 40 \text{ m}^2$  gesteld. De opbouw is weergegeven in bijlage 11.1.



## 12. Uitvoeringsplan Natte Werken

Voor planning zie bijlage 12.2.

Deze werken bestaan uit de uitvoering van: (zie bijlage 12.1)

- 12.1 Het damvak aansluitend op de Zuid-Bevelandse oever.
- 12.2 Het werkeiland op de Middelplaat.
- 12.3 Bouwterp voor de Zuidelijke " Giga Pyloon".
- 12.4 Beschermingsconstructie voor de Tuibrug pylonen.
- 12.5 Bodem en oeverbestortingen.

### 12.1 Het damvak aansluitend op de Zuid-Bevelandse oever.

Het damvak bestaat uit een breede onderbouw van zand opgewerkt tot NAP. Daarop de eigenlijke dam met een kern van zand waarvan de belopen worden bekleed met verschillende materialen.

De voornaamste materialen die een bepaalde wijze van uitvoering vragen zijn:

- zand voor onderbouw en kern;
- fosforslakken voor taludbekleding en hulpwegen;
- teenconstructie en kraagstukken van geotextiel met bestorting van breuksteen;
- zinkstukken voor bescherming van het onderwatertalud rondom de kop van de dam;
- betonblokken voor de glooiing;
- klei voor talud- en bermbekleding;
- asfalt voor de wegverharding.

Achtereenvolgens worden de uitvoeringsaspecten van de genoemde werkonderdelen behandeld.



### 12.1.1 Zandbedrijf.

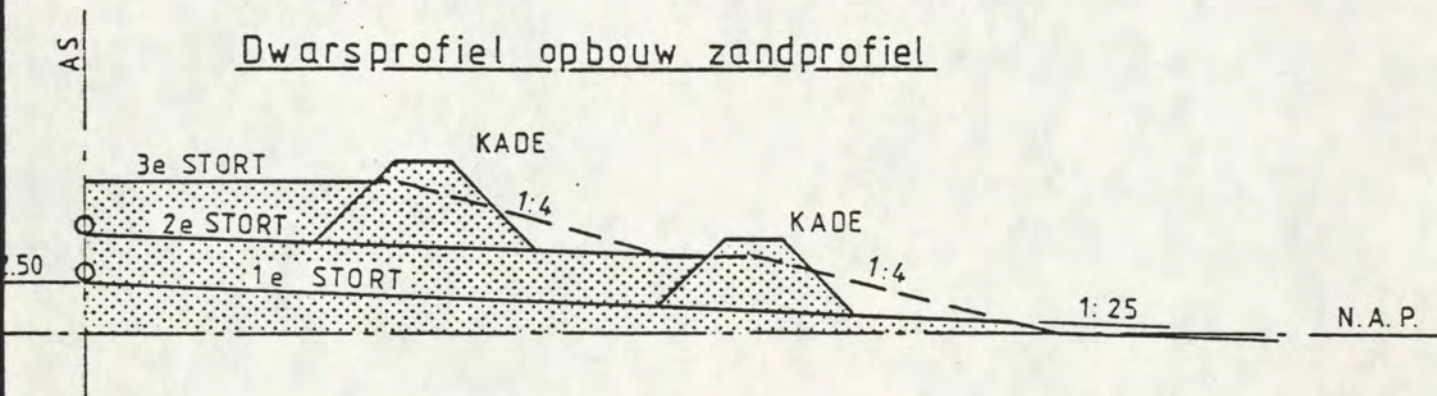
Voor de bouw van het damvak is een hoeveelheid van ca. 750.000m<sup>3</sup> zand nodig.

Het damvak is gelegen in een deel van de Westerschelde wat als erosiegebied gekenmerkt is, waardoor het niet mogelijk is zand te winnen in de onmiddellijke nabijheid van het te maken werk. Het benodigde zand zal dan op grotere afstand in het Oostelijk deel van de Westerschelde gewonnen moeten worden.

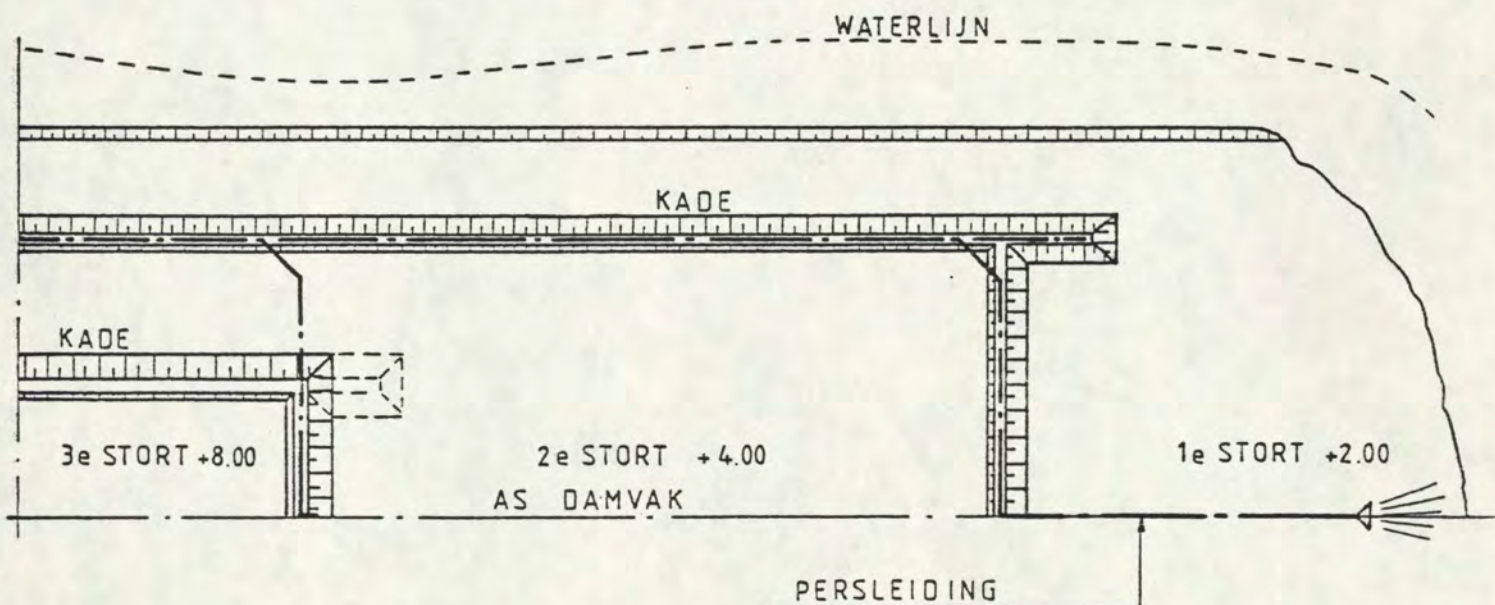
Met een winzuiger wordt het zand in elevatorbakken geladen, die het zand transporteren naar de perszuiger die tegen de wal van Zuid-Beveland verankerd ligt. De perszuiger is middels een drijvende leiding aangesloten op de vaste leiding op de wal waardoor het zand in het werk wordt geperst.

Op het niveau van NAP +2.50 m (hoogwater) wordt de eerste slag zand aangebracht, de onderbouw. Door middel van zandkades wordt het damprofiel verder opgebouwd. Dit geschiedt door met gesloten zandstorten op twee niveau's, NAP + 5 m en NAP + 8 m' trapsgewijs omhoog gegaan.

#### Dwarsprofiel opbouw zandprofiel



#### Bovenaanzicht opbouw zandstorten





### 12.1.2 Teenconstructie, kraagstukken en zinkstukken.

Nadat de tweede slag zand op een hoogte van ca. NAP +5 m ver genoeg gevorderd is wordt begonnen met het aanbrengen van de teenconstructie van damwand.

Wanneer deze teenconstructie ver genoeg is gevorderd wordt begonnen met het aanbrengen van de kraagstukken van 10 m lengte. Deze kraagstukken bestaan uit geotextiel beschermd met een opgenaaide rietmat met op het einde een aantal langswiepen om het afschuiven van de bestorting te voorkomen. De kraagstukken worden in het werk samengesteld. De bestorting wordt in den droge aangebracht. De stortsteen wordt in Vlissingen aangevoerd en per as in het werk gebracht.

De bescherming van het onderwatertalud rondom de kop van de dam heeft een lengte van 40 m'. Deze bescherming kan niet meer rechtstreeks in het werk gemaakt worden, maar zal afgezonken moeten worden. Hiervoor worden dan zinkstukken zg. zoolstukken toegepast. Voor het maken van deze kraagstukken wordt een tijdelijke zathe gemaakt in de nabijheid van het werk.

### 12.1.3 Fosforslakken, kaden en bekledingen.

- Vanaf de teenconstructie wordt het zandtalud onder een helling van 1:4 geprofileerd waarna dit wordt afgedekt met een laag fosforslakken.

De fosforslakken worden met auto's in het werk gebracht. De aanvoer van de fosforslakken vanaf Vlissingen Oost naar het werk geschiedt deels met behulp van trailer deels met kipauto's 8 x 8, welke laatste de mogelijkheden hebben de materialen direct op de plaats van verwerking te brengen.

- Nadat de fosforslakkenbekleding onder profiel is ingebracht worden de basaltblokken op het beloop gezet. Dit geschiedt machinaal. De blokken worden vanaf de fabriek per as op het werk aangevoerd.

Boven de basaltonglooiing worden de belopen afgewerkt en bekleed met een laag klei, dik 1,0 m.

Deze klei wordt aangevoerd per schip. De schepen worden gelost tegen een tijdelijk plateau van fosforslakken nabij de kop van de dam.



#### 12.1.4 Verkeersweg.

- de wegverharding bestaat uit 3 lagen grindasfalt beton een slijtlaag van open asfaltbeton. Deze lagen worden aangebracht met behulp van een asfaltspreidmachine. De asfalt wordt per as aangevoerd.

#### 12.2. Werkeiland met werkhaven:

De aanleg van het werkeiland bestaat uit de volgende werkonderdelen:

- Aanbrengen van zand in ophoging
- Het bestorten van de vooroever
- Baggeren van de werkhaven
- Maken van havendammen
- Aanbrengen van oeververdedigingen en glooiingen
- Beplanten van het duinprofiel
- Het maken van bijbehorende werken zoals:
  - ° het maken van een bouwput voor het ankerblok
  - ° haveninrichting
  - ° weg- en terreinverhardingen.

#### 12.2.1 Zandbedrijf.

De zuidelijke kop van het eiland moet vanaf NAP -15 m onder een betrekkelijk steile helling worden opgebouwd. Begonnen wordt met de zandplaat waarop het eiland wordt gebouwd plaatselijk uit te breiden door het aanbrengen van zand middels splijtbakken. Dit zandpakket verloopt vanaf NAP -15 m tot NAP -2.50 m onder een helling van 1:15. Nadat dit zand is aangebracht wordt in de teen van het talud een kade van fosforslakken met een hoogte van 2 à 2.50 m met splijtbakken aangebracht. Achter deze kade wordt weer zand geklapt. Zo wordt de kop van het eiland laagsgewijs opgebouwd tot een niveau van NAP -2.50 m. Op ca. NAP -2.50 m wordt met behulp van een drijvende kraan een fosforkade rondom de kop opgezet tot NAP.



Achter deze kade wordt zand gespoten door een inmiddels aangevoerde cutterzuiger voor het baggeren van de werkhaven. Wanneer het zand een hoogte van NAP heeft bereikt worden zandkaden opgezet met behulp van bulldosers en wordt het eiland verder opgehoogd.

Ter plaatse van de oostelijke havendam is een depot van fosforslakken opgeworpen wat eerst dienst doet voor aanlandings-plaats van de drijvende leiding van de cutterzuiger en het aanvoer van droog materiaal, zoals kranen en bulldosers.

Vanuit deze positie wordt het zand verder uitgebouwd. Later worden deze fosforslakken gebruikt voor taludbekledingen en kaden. De benodigde fosforslakken worden vanuit Vlissingen aangevoerd.

#### 12.2.2 Het bestorten van de vooroever

Deze bestorting bestaat uit een laag fosforslakken dik 0.40 m en wordt aangebracht met een zelfpositionerende steenstorter. Voor deze methode is gekozen, enerzijds uit economische overwegingen, anderzijds omdat het werken met een afvierponton in een druk vaarwater met zeeschepen problemen met zich meebrengt. De steenstorter wordt in Vlissingen geladen.

#### 12.2.3 Het baggeren van de werkhaven

De werkhaven wordt met een cutterzuiger gebaggerd. Begonnen wordt met de haveningang en een deel van de haven op diepte te brengen om ruimte te maken voor een perszuiger met bakkenbedrijf.

De haven bevat nl. niet voldoende zand om het eiland in z'n geheel te kunnen maken.



#### 12.2.4 Maken van havendammen

De westelijke havendam wordt op het geklapte zand uitgebouwd met fosforslakken en zand.

De fosforslakken van de oostelijke havendam wordt met een drijvende kraan aangebracht en met een hydraulische kraan geprofileerd. Bij de kop van de dam wordt aan de havenzijde eveneens met een drijvende kraan een fosforkade gemaakt waarachter aan de oostzijde zand wordt geklapt. Op deze wijze wordt de kop van de dam laagsgewijs opgebouwd.

#### 12.2.5 Het aanbrengen van oeververdediging en glooiingen

De zuidelijke kop van het eiland wordt bekleed met breuksteen. Vanaf de teen tot op een diepte van NAP -3 m wordt de breuksteen aangebracht met een steenstorter en afvierpontoon. Boven de NAP -3 m wordt de breuksteen aangebracht met een draadkraan. Vanaf NAP -3 m tot NAP wordt de breuksteen aangebracht met een drijvende kraan. Vanaf NAP wordt gevuld met een draadkraan. De breuksteen wordt aangevoerd in de valhaven en overgeslagen op de steenstorter, zolderbakken en auto's.

Aansluitend op de kopconstructie en rondom de noordkop van het eiland verkrijgt de waterkering een bekleding van betonblokken met teenconstructie en kraagstukken. De betonblokken worden machinaal gezet. De kraagstukken worden in het werk samengesteld. De breuksteen op de havendam wordt door een drijvende kraan langs de dam in depot gezet en met een draadkraan op het profiel verwerkt.

De bouwmaterialen zoals grind, betonblokken en een deel van de breuksteen wordt in de werkhaven aangevoerd, op auto's overgeslagen en in het werk gebracht.



#### 12.2.6 Bepplanten van het duinprofiel

Het grootste deel van de westelijke waterkering wordt gevormd door een duinprofiel. Na het opspuiten wordt dit min of meer geprofileerd en beplant met helm om het verstuiven tegen te gaan, ook zullen plaatselijk stuifschermen worden aangebracht in de bouwfase.

#### 12.2.7 Bijkomende werken

Ter plaatse van het ankerblok wordt een bouwput gegraven. De taluds worden afgedekt met een laagje klei. Het uitkomende zand wordt in het duinprofiel verwerkt. De put kan met een open bemaling drooggehouden worden.

In de haven wordt een 100 m lange loswal gemaakt alsmede een veerstoep voor de aanvoer van brugdelen. Verder bestaat de haveninrichting uit havenlichten, een personensteiger en een aantal meerpalen. Op het eiland wordt op het terrein onder de brug een verharding aangebracht t.b.v. opslag brugdelen. Langs het hele tracé van de brug wordt een transportweg aangevoerd.



### 12.3 Bouwterp Zuidelijke Giga Pyloon

De aanleg van de bouwterp bestaat in hoofdzaak uit het uitvoeren van de volgende werkzaamheden:

- Het bestorten van de vooroever met fosforslakken
- Het aanbrengen van kaden en taludbekleding van fosforslakken
- Het opspuiten van het plateau
- Het maken van de teenconstructie en het aanbrengen van kraagstukken
- Het aanbrengen van taludverdediging van breuksteen en betonblokken
- Het aanbrengen van taludbekleding van klei en weg- en terreinverhardingen.

#### 12.3.1 Bestorten van de vooroever

Deze bestorting bestaat uit een laag fosforslakken, dik 0.40 m en wordt aangebracht met een zelfpositionerende steenstorter. Deze steenstorter wordt ingezet enerzijds uit economische overwegingen, anderzijds met het oog op de drukke zeescheepvaart waarvoor een verankerde afvierponton in het vaarwater een obstakel zal zijn. De steenstorter wordt in Vlissingen geladen. Deze uitvoeringswijze geldt alleen voor het gedeelte wat onder de NAP -5 m ligt. Vanaf NAP -5 m tot NAP -2.50 m wordt de bestorting, dik 0.6 m, met een splijtbak en afvierponton aangebracht. Voor het deel vanaf NAP -2.50 m en hoger wordt met een drijvende kraan op de LW-lijn een depot van fosforslakken opgeworpen. Vanuit dit depot wordt met behulp van een laadschop de bodemverdediging aangebracht.

#### 12.3.2 Het aanbrengen van kaden van fosforslakken

Zodra de oeverbestorting zover gereed is dat er voldoende werkruimte is wordt de onderste fosforkade tot NAP -2.50 m met splijtbakken opgeklopt. De splijtbakken worden met een afvierponton gepositioneerd. Dit is hetzelfde bedrijf wat de bestorting van NAP -5 m - NAP -2.50 m aanbrengt.



### 12.3.3 Het opspuiten van het plateau

Vanaf de wal wordt zand gespoten op een niveau NAP +2.50 m onder natuurlijk lopende hellingen. Zodra het zandpakket ter plaatse van de teenconstructie het niveau van NAP heeft bereikt wordt aan weerszijden van de verbindingsdam een zandkade opgezet. Zodra het zand achter de fosforkaden, rondom de kop, de hoogte van NAP -2.50 m heeft bereikt, wordt met een drijvende kraan een tweede kade van fosforslakken aangebracht tot NAP. Op de plaatsen die voor de drijvende kraan onbereikbaar zijn wordt met behulp van vrachtwagens een zandkade aangebracht welk aan de buitenzijde verdedigd wordt met fosforslakken. Zodra het zand achter deze kaden het niveau van NAP heeft bereikt kan een zandkade worden opgezet en kan het plateau tot NAP +4 m worden opgehoogd. Voorafgaande aan deze werkzaamheden wordt, voor het verkrijgen van een goede aansluiting op de waterkering de bekleding van deze kering verwijderd.

### 12.3.4 Het aanbrengen van de teenconstructie en kraagstukken

Zodra het zand t.p.v. de teenconstructie de hoogte van NAP heeft bereikt wordt begonnen met het aanbrengen van het damwandscherm. Tezelfder tijd wordt ook begonnen met het leggen van de kraagstukken. Deze worden in het werk gemaakt. De bestorting op de kraagstukken wordt in den droge aangebracht.

### 12.3.5 Het aanbrengen van taludverdediging

Het buitenbeloop van de kop van het plateau wordt verdedigd met een laag breuksteen. Deze laag breuksteen wordt met een drijvende kraan van onderaf tot NAP aangebracht. Boven NAP wordt de breuksteen met een draadkraan vanaf de wal aangebracht. De benodigde steen wordt met de drijvende kraan in een rug op het talud in depot gezet.

Na het aanbrengen van de teenconstructie wordt het dijklichaam geprofileerd en wordt de laag fosforslakken aangebracht. De fosforslakken worden vanuit de reeds eerder genoemde depots aan de kop van het plateau in het werk gereden. Daarna wordt de glooiing van betonblokken aangebracht. De betonblokken worden per as op het werk aangevoerd.

Verder wordt het plateau afgewerkt met kleibekledingen en terreinverhardingen. De klei en het verhardingsmateriaal wordt in Terneuzen aangevoerd en per as in het werk gebracht.



12.4 Bodem en oeverbestortingen

Rondom de pijlers van de vaste brug wordt een bestorting aangebracht bestaande uit een laag fosforslakken, afgedekt met een laag breuksteen 60-300 kg.

Voordat de brugdelen op de pijlers worden gelegd wordt deze bestorting aangebracht met een steenstorter en een afvierpont.

De benodigde fosforslakken worden in Vlissingen geladen, de breuksteen wordt geladen in de werkhaven.

- 12.4.1 De oeverbestorting in het Straatje van Willem t..b.v. het vastleggen van de Middelpmaat wordt uitgevoerd met een zelfpositionerende steenstorter.



## 12.5 Beschermconstructie van de Tuibrug pylonen

De beschermingsconstructie bestaat uit een terp die rondom de fundering van de pyloon wordt opgebouwd. De voornaamste werkzaamheden zijn:

- Het aanbrengen van kaden van fosforslakken
- Het aanbrengen van een kern van zand
- Het aanbrengen van breuksteen op de belopen van de constructie.

Het werk wordt in twee fasen uitgevoerd. Nadat de funderingspalen van de pyloon zijn geplaatst wordt de beschermingsconstructie aangebracht tot NAP +2 m. Op dit niveau wordt de betonnen funderingssloof gemaakt. Na het gereedkomen van deze sloof wordt de constructie voltooid. De terp bestaat uit een kern van zand welke laagsgewijs wordt opgebouwd tussen kaden van fosforslakken.

### 12.5.1 Het aanbrengen van kaden van fosforslakken

De taluds aan de langszijde van de terp verkrijgen een helling van 1:2. Deze steile taluds kunnen niet opgeklapt worden met splijtbakken. Een mogelijke methode is met behulp van een drijvende kraan en een transportband het materiaal aan te brengen. Door regelmatig strooien verkrijgt men een beloop met steilere hellingen dan met een splijtbak te realiseren is. Op deze wijze worden kaden van 2 à 3 m hoog gemaakt waarachter het zand wordt aangebracht. De fosforslakken worden met elevatorbakken vanuit Vlissingen aangevoerd.

### 12.5.2 Het aanbrengen van een kern van zand

Dit zand wordt aangebracht door een hopperzuigertje die het zand met een transportband in het werk brengt langszij een afmeerponten. Op deze wijze kan het zand goed tussen de palen worden aangebracht.



### 12.5.3 Het aanbrengen van breuksteen op de belopen

De breuksteen 40/250 mm, 10-60 kg en 60-300 kg wordt vanaf de bodem tot NAP -2.50 m aangebracht door een steenstorter met afvierponton.

Vanaf NAP -2.50 m wordt de breuksteen aangebracht met behulp van een drijvende kraan.

Vanaf NAP wordt de breuksteen 1-3 ton rondom de terp door de drijvende kraan op een rug gezet. De kruin van deze rug ligt op NAP +5 m. Het buitentalud wordt ingestrooid met breuksteen 40/250 mm om de waterdoorlatendheid te verminderen.

Deze rug dient als bescherming tijdens de bouw van de funderingssloof.

Na het gereedkomen van de funderingssloof wordt met een drijvende bok een draadkraan op de terp gezet, die de steenbekleding rondom voltooid. De breuksteen van de eerder genoemde beschermingsrug wordt hiervoor gebruikt.



13. Raming

13.1 Uitgangspunten

- Uitgangspunt is het maken van een economische raming waarbij weinig of geen rekening is gehouden met marktvloeden.
- In de zandprijs is f 0,90 per m<sup>3</sup> meegenomen voor betaling van domeinrechten.
- In de raming zijn alle kosten meegenomen die direct met de uitvoering van het werk te maken hebben, niet meegenomen zijn de kosten voor het maken van het ontwerp en de directievoering tijdens de uitvoering.
- Als prijspeildatum is 1 december 1986 aangehouden.
- In de prijs is een opslag voor hoofdkantoorkosten, risico en winst meegenomen van 10%.
- Voor onvoorzien is een percentage gehanteerd van 20%.
- De prijzen zijn exclusief BTW, tenzij anders vermeld.

13.2 Resultaat

De totale kosten voor de "Natte" waterbouwkundige werken bedragen:

f 76.000.000,== excl. BTW  
" 91.000.000,== incl. BTW

Onderverdeeld naar:

Damvak	f 18.548.000,==
Werkeiland (incl. bestorting)	" 31.888.000,==
Terp zuid giga pyloon (incl.bestorting)	" 5.337.000,==
Terpen tuibrug (incl. bestorting)	" 11.207.000,==
Bestorting noordelijk aanbrug pijlers	" 3.193.000,==
Responsieve bestorting zuidelijke oever	" 1.740.000,==
Straatje van Willem	
Survey	" 2.395.000,==
Hoofduitvoering	" 1.585.000,==
Totaal excl. BTW	f 75.893.000,==
	=====



RAMING DAMVAK

Samenvatting:

1	Grindasfaltbeton	6250 t à 90,==	f	562.500,==
2	Open asfaltbeton	1750 t à 100,=	"	175.000,==
3	Dicht	1300 t à 110,=	"	143.000,==
4	Kleeflagen	58400 m <sup>2</sup> à 1,=	"	58.400,==
5	Slijtlaag	14000 m <sup>2</sup> à 0,30	"	4.200,==
6	Fosforslakken	127000 t à 18,95	"	2.406.650,==
7	Klei	72000 t à 19,=	"	1.368.000,==
8	Basalton dik 0,3 m	25405 m <sup>2</sup> à 73,==	"	1.855.000,==
9	Basalton dik 0,2 m	17750 m <sup>2</sup> à 49,50	"	878.625,==
10	Grind onder basalton	4300 t à 50,=	"	215.000,==
11	Betonbanden	4325 t à 25,=	"	108.125,==
12	Perkoenen	7000 st. à 11,==	"	77.000,==
13	Teenschot planken	11625 m <sup>2</sup> à 40,==	"	46.500,==
14	Breuksteen	25000 t à 37,35	"	933.750,==
15	Kraagstukken oost en west	20460 m <sup>2</sup> à 13,91	"	284.580,==
16	Kraagstukken, kop	17080 m <sup>2</sup> à 36,44	"	622.365,==
17	Zand	750000 m <sup>3</sup> à 3,65	"	2.739.700,==
	Domeinrechten	750000 m <sup>3</sup> à 0,90	"	675.000,==
18	Vangrail	4000 m' à 60,==	"	240.000,==
			f	13.393.395,==
	Vaste kosten (mob. demob. profilen A + A)		"	423.495,==
	hulpweg over dijk + schor		"	60.000,==
	uitvoering		"	175.000,==
	sub-totaal		f	14.052.000,==
	Opslag voor winst en hoofdkantoor		"	1.405.000,==
			f	15.457.000,==
	Onvoorzien 20%		"	3.091.000,==
	Totaal		f	18.548.000,==
			=====	



RAMING WERKEILAND MIDELPLAAT

<u>Samenvatting</u>			
1	Zand	2750000 m <sup>3</sup> à 3,37	f 9.268.350,==
	Zand Domeinrechten	2750000 m <sup>3</sup> à 0,90	" 2.475.000,==
2	Fosforslakken	331000 t à 18,73	" 6.201.215,==
3	Breuksteen 10/60 en 60/300	67500 t à 35,69	" 2.408.825,==
4	Breuksteen 300/1000	17000 t à 34,93	" 593.810,==
5	Kraagstukken (doek + riet)	11500 m <sup>2</sup> à 13,91	" 160.000,==
6	Kraagst.(doek+hout+wiepen)	9000 m <sup>2</sup> à 36,44	" 327.960,==
7	Klei	30000 t à 20,37	" 611.000,==
8	Perkoenen	3465 st. à 11,==	" 38.115,==
9	Betonbanden	1810 st à 25,==	" 45.250,==
10	Teenschot	810 m <sup>2</sup> à 40,==	" 32.400,==
11	Grind	1700 t à 50,==	" 85.000,==
12	Basalton dik 0,2	4440 m <sup>2</sup> à 59,50	" 264.200,==
	dik 0,3	5190 m <sup>2</sup> à 83,==	" 430.770,==
	dik 0,32	2043 m <sup>2</sup> à 87,50	" 178.760,==
13	Betonblokken dik 0,25	5190 m <sup>2</sup> à 66,50	" 342.540,==
14	Helmplanten	30000 m <sup>2</sup> à 0,75	" 22.500,==
15	Stuifscherm plaatsen	1800 m' à 5,==	" 9.000,==
16	Bouwput graven t.b.v. ankerblok		" 122.650,==
17	Maken verharde baan onder brug	15000 t à 20,==	" 300.000,==
			f 23.917.345,==
	<u>Uitvoering</u>		" 240.000,==
			f 24.175.000,==
	<u>Opslag voor winst en hoofdkantoor</u>		" 2.416.000,==
			f 26.573.000,==
	<u>Onvoorzien 20%</u>		" 5.315.000,==
	<u>Totaal</u>		f 31.888.000,==
			=====



RAMING BOUW TERP ZUIDELIJKE "GIGA"PYLOON

Samenvatting:

1.	Zand	80.000 m <sup>3</sup>	à	4,31	f	344.800,==
	Domeinrechten	80.000 m <sup>3</sup>	à	0,90	"	72.000,==
2.	Bestorting fosforslakken	70.000 t	à	19,82	"	1.387.200,==
3 <sup>a</sup>	Fosforslakken in kades	27.000 t	à	16,82	"	454.100,==
3 <sup>b</sup>	Fosforslakken in bekledingen	8.000 t	à	18,38	"	147.000,==
4.	Stortsteen 10/60 kg, 60/300 kg,					
	300/1000 kg	22.500 t	à	38,47	"	865.625,==
5.	Klei	6.200 t	à	20,75	"	128.650,==
6.	Lavaslakken	765 t	à	34,95	"	26.735,==
7.	Basalton	3.150 m <sup>2</sup>	à	61,==	"	192.150,==
8.	Grind	320 t	à	50,==	"	16.000,==
9.	Filterdoek	1.540 m <sup>2</sup>	à	14,==	"	21.560,==
10	Betonnen damwand 120m' 2,5m					
	45m' 1,5m 165 m'	285,==			"	47.085,==
11	Uitvullen kruin van 300/1000	330 t	à	40,==	"	13.200,==
12	Opnemen glooiing	2.500 m <sup>2</sup>	à	10,==	"	25.000,==
					f	3.741.105,==
	Mob. en demob. A + A, profileren				"	178.165,==
	Hulpweg over de dijk				"	75.000,==
	Uitvoering 25 manweken à 2.000,==				"	50.000,==
					f	4.044.000,==
	Opslag voor winst en hoofdkantoor				"	404.000,==
					f	4.448.000,==
	Onvoorzien 20%				"	889.000,==
	Totaal				f	5.337.000,==
					=====	



RAMING BESCHERMINGSCONSTRUCTIE TUIBRUG PYLOON

Samenvatting: per Tuibrug pyloon.

1.	Fosforslakken incl. bestorting oever		f	1.916.640,==
		118240 t à 16,21		
2.	Zand	51.000 m <sup>3</sup> à 7,==	"	357.000,==
3.	Breuksteen	37.550 t à 44,11	"	1.656.175,==
4.	Uitvullen rug 1-3 ton	600 ton 40-250 mm à 35,67	d	214.000,==
5.	Afmaken steen (na voltooiing sloof)		"	83.160,==
	Totaal per tuibrug pyloon:		f	4.227.000,==
	Totaal: 2 x f 4.227.000		f	8.454.000,==
	Uitvoering		"	36.000,==
			f	8.490.000,==
	Opslag voor winst hoofdkantoor		"	849.000,==
			f	9.339.000,==
	Onvoorzien 20%		"	1.868.000,==
	Totaal		f	11.207.000,==
				=====



RAMING BESTORTING ROND DE PIJLERS AANBRUG

Samenvatting per bestorting rond één pijler:

Koop fosfor	1400 t à 10,==	f	14.000,==
Koop steen	1400 t à 25,==	"	35.000,==
Lossen steen uit aanvoer	1400 t à 3,==	"	4.200,==
Verwerken	2800 t à 15,97	"	44.715,==
Kosten per bestorting		f	97.915,==
Totaal 23 pijlers		f	2.252.000,==
Aan en afvoer materieel		"	135.000,==
Uitvoering		"	32.000,==
		f	2.419.000,==
Opslag voor winst en hoofdkantoor		"	242.000,==
		f	2.661.000,==
Onvoorzien 20%		"	532.000,==
Totaal		f	3.193.000,==
			=====



RAMING RESPONSIEVE BESTORTING ZUIDELIJKE OEVER STRAATJE VAN WILLEM

Fosforslakken 60.000 ton à 19,82		f 1.189.200,==
Uitvoering		" 8.600,==
2 keer aan- en afvoer		" 120.000,==
		<u>f 1.317.800,==</u>
	Totaal	f 1.318.000,==
Opslag voor winst en hoofdkantoor		" 132.000,==
		<u>f 1.450.000,==</u>
Onvoorzien 20%		" 290.000,==
Totaal		<u>f 1.740.000,==</u>
		=====



**SURVEY**

Peilboot 1,5 jaar = 75 weken à f 6.000,==	f	450.000,==
Operators 1,5 jaar 4 operators 300 à f 1.750,==	"	525.000,==
Werkvoorbereiders 1,5 jr. 1 man 75 à 1.850,==	"	139.000,==
Huur apparatuur	"	125.000,==
Meetploeg afd. wal		
3 man 1,5 jaar 4,5 manj.= 225 wkn. à 1650,=	"	371.000,==
Huur apparatuur	"	73.000,==
1 scheepsmeter 1,5 jr. = 75 manw. à 1.750,==	"	131.000,==
	f	<u>1.814.000,==</u>
Opslag voor winst, risico en hoofdkantoor:	"	<u>181.000,==</u>
	f	1.995.000,==
Onvoorzien 20%	"	<u>400.000,==</u>
	f	<u>2.395.000,==</u>
		=====
	Totaal:	



HOOFDUITVOERING

	per jaar	
Directeurs	f 115.000,==	
Hoofduitvoerder	" 85.000,==	
Boekhouder	" 75.000,==	
1 Werkvoorbereider	" 85.000,==	
2 man TD	" 200.000,==	
2 Typistes	" 100.000,==	
1 telefonist(e)	" 40.000,==	
1 koffiejuffrouw	" 30.000,==	
Kosten.per jaar	f 730.000,==	
Kosten 1 1/2 jaar		f 1.095.000,==
Bureaunkosten		" 75.000,==
Keten etc.		" 30.000,==
	Totaal	f 1.200.000,==
Opslag voor winst, risico en hoofdkantoor		" 120.000,==
		f 1.320.000,==
Onvoorzien 20%		" 265.000,==
	Totaal	f 1.585.000,==
		=====



## 14. Aanzet aanpak in definitieve ontwerpfase

### 14.1 Algemeen

In de onderhavige nota is een waterbouwkundige beschouwing opgesteld ten aanzien van een mogelijke vaste oeververbinding over de Westerschelde middels een brugverbinding. Daarbij is een drietal tracé's beschouwd. Eén en ander heeft geresulteerd in een inventarisatie van randvoorwaarden, een afschatting van het morfologische gedrag en (voor het meest oostelijke tracé) een voorontwerp van de diverse waterbouwkundige constructieonderdelen.

Teneinde tot een definitief ontwerp te komen dient nog veel werk verricht te worden. In dit hoofdstuk wordt een eerste aanzet gegeven voor de te volgen aanpak. Daarbij wordt de problematiek benaderd vanuit het oogpunt van de waterbouwkundige ontwerpen en dus niet vanuit het oogpunt van de consessieverlener.

De gepresenteerde aanpak beoogt niet volledig te zijn.

### 14.2 Inventarisatie

#### Tracé keuze:

Dit wordt naast door waterbouwkundige aspecten (grotendeels) bepaald door aspecten van constructieve- (beton, staal), infrastructuele- (aansluiting op wegen, bestemmingsplannen) en politieke aard. Vanuit de waterbouw kunnen bouwstenen worden toegeleverd op het vlak van:

- morfologische ontwikkelingen
- kosten op finalisatie.

In meer algemene zin is de keuze van het tracé een beleidsanalitische probleem.

Nadat het definitieve tracé is vastgelegd kunnen de inspanningen geconcentreerd worden op de waterbouwkundige aspecten van de constructie. Daarbij dient een veelheid aan activiteiten gedaan te worden.



#### Randvoorwaarden

O.a.:

- Golf, stroom (overschrijdingsfrequentielijnen)
- Bodemgesteldheid (sonderingen, boringen)
- Beschikbaarheid materialen (soort, hoeveelheid, herkomst)
- Karakteristieke materialen.

#### Programma van eisen van derden (beheerder)

O.a.:

- Doorvaarthoogte/-breedte (indien gewijzigd t.o.v. huidige eisen)
- Toelaatbare onderhoudswerkzaamheden (stagnatie geulen)
- Toelaatbare debiet-/snelheidsveranderingen.

#### Invloed constructie op randvoorwaarden

O.a.:

- Implic-, Waqua berekeningen
- Detail stroombeeldonderzoek rondom constructies (fysisch-, mathematisch model).

#### Invloed constructie op morfologische ontwikkelingen

O.a.:

- Interpretatie Implic-, Waqua berekeningen
- Inventarisatie beschikbare know-how binnen/buiten RWS.

#### Analyse scheepvaart

O.a.:

- Risico-analyse aanvaringen
- Prognose ontwikkelingen scheepvaart (aantallen, afmetingen)

#### Ontwerpaanpak

O.a.:

- Integratie ontwerp/staal/beton/infrastructurele werken
- Onderbouwing belasting-/sterkte criteria
- Risico-analyse/prob. sommen
- Veiligheidsfilosofie
- Reparatiefilosofie



Bewaking morfologische ontwikkelingen

o.a.:

- Inspectieplan
- Bestortingsfilosofie

Uitvoeringsmethodiek

o.a.:

- Nadere afstemming ontwerp/uitvoering
- Werkplan.

14.3 Projectplan

Als raamwerk voor het verdere ontwerpproces dient een projectplan opgesteld te worden dat o.a. de volgende onderdelen bevat:

- Relaties tussen diverse ontwerpactiviteiten
- Planning engineering
- Budget uitbesteding
- Interne organisatie
- Definitie op te leveren product.