

DIMENSIONERING ZEEBLUIS TERNEUZEN

EN KANAALPROFIEL KANAAL TERNEUZEN - GENT

Deelstudie

Technische Universiteit Delft
Faculteit der Civiele Techniek
Vakgroep Waterbouwkunde, k. 2.91
Stevinweg 1
2628 CN DELFT

Eldert van der Lee
Delft, mei 1988

Afstudeerhoogleraar: prof.ir. H. Velsink
Begeleiders : ir. J. Bouwmeester
ir. M.H. Lindo

INHOUDSOPGAVE

1	Inleiding	4
2	Samenvatting	5
3	Afmetingen infrastructuur	7
3.1	Westerschelde	7
3.2	Sluizencomplex	14
3.2.1	Drempeldiepte	14
3.2.2	Kolkbreedte	15
3.2.3	Kolklengte	21
3.2.4	Voorhavens	25
3.3	Kanaal	26
3.4	Havens	35
4	Dimensionering oeeververdediging	36
4.1	Inleiding	36
4.2	Dwarsprofiel	36
4.2.1	Normaalprofiel	37
4.2.2	Oeververdediging	38
4.2.3	Bodemgegevens	39
4.3	Scheepvaart	39
4.4	Belasting	40
4.4.1	Retourstroom en spiegeldaling	40
4.4.2	Golfaanval	42
4.4.3	Maatgevende belastingen	43
4.5	Bezwijkmechanismen	44
4.6	Ontwerpcondities	44

4.7	Waterstandsverlaging	45
4.7.1	Wateroverspanning	45
4.7.2	Evenwichtscriterium	47
4.7.3	Opdrijfcriterium	47
4.7.4	Afschuifcriterium	48
4.7.5	Kanttekeningen	49
4.8	Stromingsaanval	50
4.9	Golfaanval	51
4.10	Aanbevelingen	52
4.10.1	Voorkomen plaatselijk opdrijven	52
4.10.2	Voorkomen wegspoelen horizontale teen	54
4.10.3	Constructieopbouw	54
	Literatuurlijst	56
	Bijlagen	

1. INLEIDING

De haven van Gent wordt door het kanaal van Terneuzen naar Gent en het sluizencomplex bij Terneuzen voor de zeescheepvaart ontsloten.

Gezien de ontwikkelingen in de haven en in de scheepvaart is er sprake van een al dan niet noodzakelijke verruiming van deze scheepvaartroute.

In het begin van de jaren tachtig is er in Gent een studie uitgevoerd naar de wenselijkheid van deze aanpassing. De eindconclusie hiervan was dat Gent bereikbaar moest worden voor schepen met een lengte van 300 m. en een breedte van 50 m.

In het kader van het afstude^erwerk aan de TU-Delft is onderzoek gedaan naar de wenselijke afmetingen van de nieuwe sluis en het kanaal en tevens naar de haalbaarheid van dit project.

Het onderzoek is beschreven in de volgende rapporten:

Deel 1 Voorstudie

Deel 2 Hoofdstudie

Deel 2^a Bijlagen hoofdstudie

Deel 3 Deelstudie

Deel 4 Simulatiemodel

Voor u ligt het verslag van de deelstudie. Hierin wordt het onderzoek naar de relatie tussen de afmetingen van het maatgevend schip en de gewenste afmetingen van de infrastructuur beschreven. De resultaten hiervan zijn gebruikt in deel 2: Haalbaarheidsstudie Zeesluis Terneuzen en kanaal van Terneuzen naar Gent.

Tevens wordt in dit rapport een controle van de huidige oeververdediging uitgevoerd.

2. SAMENVATTING

De relatie tussen de scheepsafmetingen en de afmetingen van de infrastructuur kan als volgt beschreven worden:
(kielspeling uitgedrukt in %)

Westerschelde

- Huidige situatie

	opvaart in 1 getij	opvaart in 2 getijden
doodtij	13,20 m.	13,45 m.
gemiddeld tij	13,15 m.	13,75 m.
springtij	13,05 m.	14,05 m.

Tabel 2.1 Toelaatbare diepgang huidige situatie

- Na verdieppingsprogramma 48'/43'

	opvaart in 1 getij	opvaart in 2 getijden
doodtij	15,40 m.	15,45 m.
gemiddeld tij	15,55 m.	15,85 m.
springtij	15,45 m.	16,20 m.

Tabel 2.2 Toelaatbare diepgang na verdieping 48'/43'

- Aangepast aan de sluisafmetingen

Wanneer de drempelligging van de sluis zodanig wordt dat schepen met een diepgang van meer dan 16,20 m. de sluis kunnen passeren, moet ook de Westerschelde extra verdiept worden. De benodigde verdiepingen zijn te vinden in bijlage 5.

Sluis

- Drempelligging

De drempelligging wordt:

$$D = \text{N.A.P.} + 0,6 - T_{\max} \times (1 + \text{kielspeling}/100) \quad \text{m.}$$

in %

- Kolkbreedte (breedte tussen de fenders)

$$\text{Kolkbreedte} = \frac{\text{scheepsbreedte} \times 100}{\text{BF} \times (1 + \text{kielspeling}/100)} \quad \text{m.}$$

- Kolk lengte (lengte tussende binnendeuren)

$$\text{Kolk lengte} = 1,25 \times \text{scheepslengte} \quad \text{m.}$$

T_{\max} = maximale diepgang

BF = Blokkeringsfactor

Kanaal

$$\text{Waterdiepte} = T_{\max} \times (1 + \text{kielspeling}/100) \quad \text{m.}$$

$$\begin{aligned} \text{Trapeziumvormig rechtstand: } bb &= 3,3 B + 3,5 T_{\max} - 1,9 \text{ m.} \\ \text{bocht} &: bb = 3,8 B + 3,5 T_{\max} + 11,6 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$\text{Bakprofiel} \quad : Bb = bb + 3,5 \times \text{waterdiepte} \quad \text{m.}$$

bb = bodembreedte trapeziumvormig profiel

Bb = breedte bakprofiel

Een controle van de oeververdediging toont aan dat de huidige oeververdediging niet voldoet. Bij de maatgevende scheepspassages zal de bekleding plaatselijk opgelicht worden. Bij een groot aantal lastherhalingen kan dit leiden tot vermoeiing. Daarom wordt voorgesteld de bekleding te voorzien van een extra stortsteenlaag.

Een ander kritiek punt vormt de teen van de bekleding. Om afschuiven van de verdediging tegen te gaan dient deze teen stabiel te zijn. Omdat in de huidige situatie de teen niet verdedigd is, is het noodzakelijk hier een filterdoek aan te brengen.

+ bekleding

3.

AFMETINGEN INFRASTRUCTUUR

De vaarroute naar Terneuzen en Gent bestaat achtereenvolgens uit de volgende trajekten/onderdelen:

- Westerschelde
- Sluizencomplex Terneuzen, inclusief voorhavens
- Kanaal van Terneuzen naar Gent
- Havens van Terneuzen en Gent

Elk van deze vaarwegonderdelen heeft een zekere afmeting die bepalend is voor de daar toe te laten scheepsafmetingen.

Hieronder zullen zij nader besproken worden.

3.1

Westerschelde

De vaarroute over de Westerschelde is gebonden aan een aantal vaargeulen. De diepliggende scheepvaart maakt vooral gebruik van de toegangsheulen Scheur en Wielingen om vervolgens via de Honte, de drempel van Borssele en de Pas van Terneuzen het sluizencomplex bij Terneuzen te kunnen bereiken (zie bijlage 1).

De vaargeul wordt gekenmerkt door een aantal drempels die de maximaal toelaatbare diepgang beperken.

Naast de diepteligging van deze drempels is de beschikbare waterdiepte ook afhankelijk van de getijbeweging op de Westerschelde.

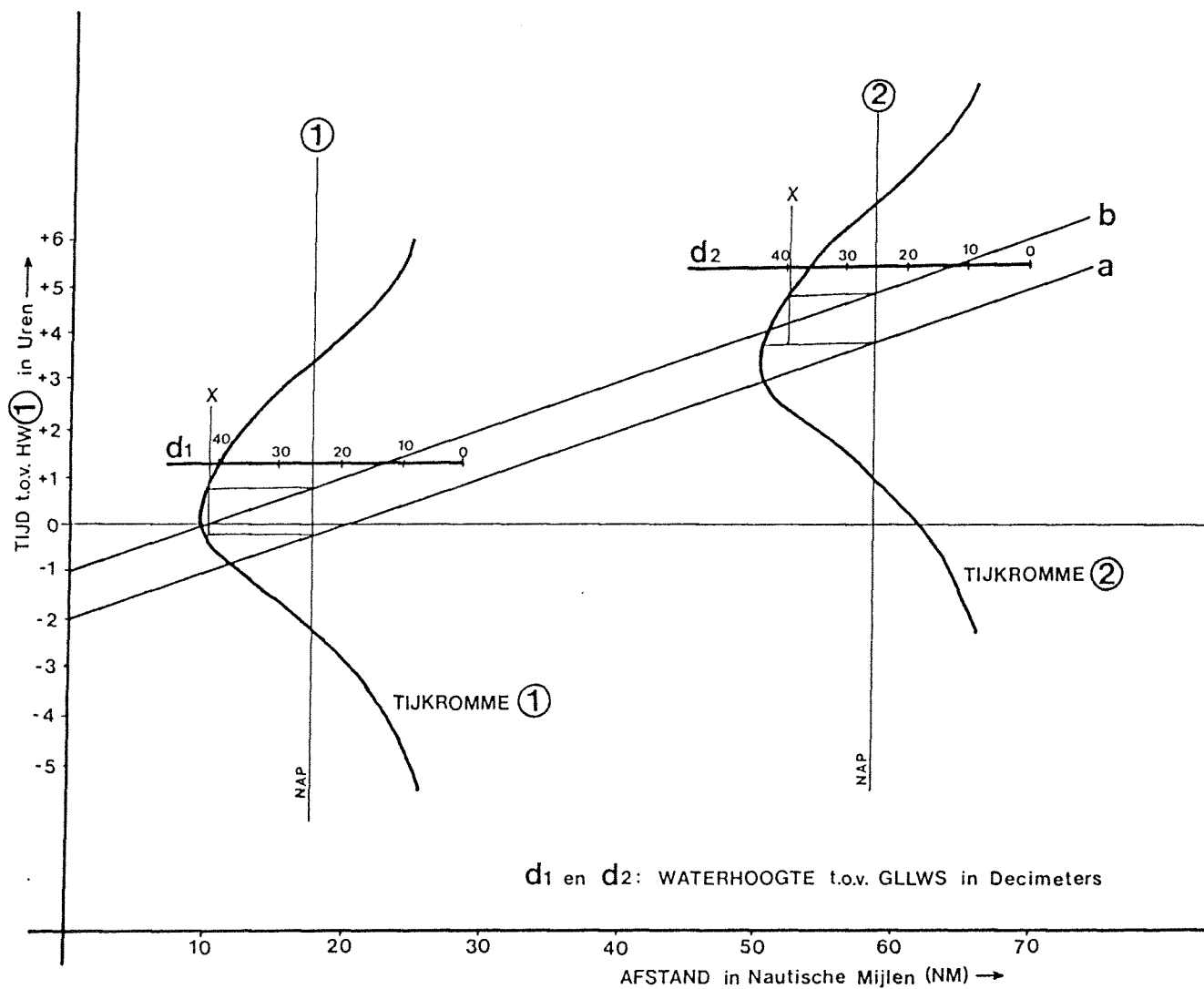
Hierom moet de scheepvaart in twee componenten worden gescheiden:

- niet-getijgebonden vaart
Scheepvaart die constant doorgang kan vinden, ook bij laag water.
Hiervoor is de drempelligging t.o.v. GLLWS (Gemiddeld Laag Laagwater Springtij) bepalend.
- getijgebonden vaart
Scheepvaart waarvan de diepgang zodanig is dat zij afhankelijk is van de getijbeweging en niet het gehele etmaal doorgang kan vinden.
Voor deze scheepvaart is naast de drempelligging t.o.v. GLLWS het totale tijverloop van belang.

Bij het verdere onderzoek is alleen de getijgebonden vaart, dus de diepstekende schepen, belangrijk.

De vertaling van de drempelligging en de getijbeweging naar een maximaal toelaatbare diepgang geschiedt aan de hand van vaarschema's [1].

Figuur 3.1 geeft een voorbeeld van een vaarschema.



X: Maximale waterhoogte bij gegeven vaarschema

Figuur 3.1 Vaarschema

Op de horizontale as is de te varen afstand uitgezet en op de verticale as de tijd t.o.v. HW (Hoog Water) ter plaatse van meetpunt 1.

Ter plaatse van de beide meetpunten worden de voor die locaties geldende getijkrommen in de figuur uitgezet. In werkelijkheid werkt men met drie krommen per locatie (springtij, gemiddeld tij en doottij).

De verplaatsing van het schip wordt verbeeld door de lijnen a en b. De tijdsduur tussen deze twee lijnen is de tijpoort. Langs de diepteschaal d kan per locatie de minimaal aanwezige waterdiepte binnen de tijpoort afgelezen worden. Op deze manier is het mogelijk voor op- en afvaart, in zowel één als twee getijden de beschikbare waterdiepte op de drempels in de Westerschelde te bepalen.

Omdat de Westerschelde zowel door schepen met bestemming Antwerpen als door schepen met bestemming Terneuzen of Gent wordt bevaren, dient hiervoor bij het opstellen van de vaarschema's een strategie aangehouden te worden.

In praktijk heeft de scheepvaart op Antwerpen voorrang, daar zij anders in de problemen kan komen bij de stroomopwaarts gelegen drempels.

Voor de scheepvaart op Terneuzen en Gent zijn zo twee vaarschema's opgesteld. (Zie bijlage 2).

Vaarschema 1 Opvaart in 1 getij

Het kritieke moment bij de opvaart in 1 getij is het moment van binnenvaren van de buitenvoorhaven. Omdat de stroomgradiënt van de getijstroom niet te groot mag zijn moet het schip tussen ½ en 1½ uur na hoogwater de buitenvoorhaven opvaren (bijlage 3). Dit betekent dat het schip omstreeks de kentering van het tij vanaf de Noordzee moet vertrekken. Dit is na de schepen die in 1 getij en voor de schepen die in 2 getijden naar Antwerpen opvaren.

Voor de rede van Vlissingen is rekening gehouden met de loodswisseling door hier een wachttijd van 20 min. in het vaarschema op te nemen.

Vaarschema 2 Opvaart in 2 getijden

Bij een opvaart in twee getijden zal het schip de route in twee trajecten afleggen. Het eerste traject loopt van de Noordzee naar de rede van Vlissingen en het tweede van Vlissingen naar Terneuzen. Het eerste traject kunnen de schepen hetzelfde vaarschema aanhouden als de schepen die in 2 getijden opvaren naar Antwerpen. De tijpoort bij dit vaarschema is een ½ uur en het tijdstip van vertrek vanaf de Noordzee moet zo gekozen worden dat de drempel Wierlingen 2 omstreeks hoogwater wordt gepasseerd.

Wanneer voor het tweede traject het tijdstip van vertrek vanaf Vlissingen samenvalt met plaatselijk hoogwater wordt de drempel van Borssele ook omstreeks hoogwater bereikt.

De schepen die in twee getijden opvaren naar Antwerpen vertrekken eerder vanaf de rede van Vlissingen en worden dus niet gehinderd door de schepen met bestemming Terneuzen en Gent.

Vanuit deze twee vaarschema's kan op elke drempel de minimale rijzing t.o.v. GLLWS tijdens de bij het vaarschema behorende tijpoort bepaald worden (X in figuur 3.1). In bijlage 4 is een overzicht van deze rijzingen bij resp. doodtij, gemiddeld tij en springtij opgenomen. Door bij deze waarden de drempeldiepte t.o.v. GLLWS op te tellen wordt de beschikbare waterdiepte verkregen.

Vanuit de beschikbare waterdiepte kan eenvoudig de toe te laten diepgang worden afgeleid. Hiervoor geldt het volgende:

$$\text{benodigde waterdiepte} = \text{diepgang} + \text{bruto kielspeling}$$

Deze BKS (Bruto Kielspeling) dient een marge te bezitten voor:

- Inzinking en vertrimming
- Evt. diepgangsvermeerdering door varen onder een drift-hoek, slagzij t.g.v. wind, enz.
- Diepgangsvermeerdering in golven
- Verschil tussen de werkelijke en voorspelde waterstand
- Fouten in diepgangsopgave
- Onnauwkeurigheid tijdens peilingen
- Plotselinge aanzanding tussen twee peilingen
- NKS (Netto Kielspeling)

De NKS wordt verkregen door de BKS te verminderen met de hievoorgenoemde marges (behalve de NKS)

Een schip blijft bij een NKS van 1 m. nog redelijk goed wendbaar en men heeft voor de Westerschelde gemeend te kunnen stellen dat op de kortere drempels een NKS van 60 cm. als criterium kan gelden.

De Technische Scheldecommissie heeft bij haar studie naar de mogelijkheden tot verdieping van de Westerschelde [2] als uitgangspunt een BKS gehanteerd van 20 % in het mondingsgebied en 15 % boven de drempels tussen Vlissingen en Zandvliet. Hiermee wordt in principe voldaan aan de vereiste minimale NKS van 1 m. of 60 cm. behalve wanneer de windkracht groter wordt dan 7 Beaufort.

Bij het simulatieproces zullen drie denkbare situaties voor de diepteligging van de drempels worden gehanteerd.

1. Huidige situatie

In bijlage 1 is een lengteprofiel van de Westerschelde over het traject Het Scheur - Terneuzen opgenomen. Hierin is de drempelligging ten opzichte van N.A.P. weergegeven [3].

Voor het vaststellen van de mogelijkheden voor scheepvaart zijn de drempelliggingen t.o.v. GLLWS van belang.

Tabel 3.1 geeft deze drempelliggingen waarbij voor GLLWS de oude waarde (voor Terneuzen N.A.P.-2,59 m.) is aangehouden.

	Drempelligging t.o.v. (in dm)	
	N.A.P.	GLLWS
Akkaertbank	166	140
Scheur	150,5	125
Wielingen	149,5	124
Vlissingen	147	122
Borssele linkeroever	167	142

Tabel 3.1 Huidige drempelligging Westerschelde

De bij deze drempelligging behorende maximaal toegelaten diepgangen zijn:

	opvaart in 1 getij	opvaart in 2 getijden
doodtij	13,20 m.	13,45 m.
gemiddeld tij	13,15 m.	13,75 m.
springtij	13,05 m.	14,05 m.

Tabel 3.2 Maximaal toelaatbare zoetwaterdiepgang

In werkelijkheid bereiken schepen met een grotere diepgang de sluizen bij Terneuzen.

Dit kan het gevolg zijn van:

- geringere kielspeling
- foutieve opgave diepgang
- tijdelijk dieper liggende drempels
- zeer gunstige omstandigheden (wind, golven)

2. Verdiepingsprogramma 48'/43'

Een tweede situatie voor de Westerschelde is die na de uitvoering van het verdiepingsprogramma 48'/43' [2]. Na eventuele uitvoering van dit programma zullen de drempeldiepten veranderd zijn. Dit heeft zijn invloed op de mogelijkheden voor de scheepvaart en moet dus ook in de simulatie worden opgenomen.

Na uitvoering van het programma 48'/43' gelden de volgende drempeldiepten:

	Drempelligging t.o.v. (in dm)	
	N.A.P.	GLLWS
Akkaert-bank	183	156
Scheur-West	181	154
Scheur-Oost	176	149
Rede Vlissingen	172	147
Borssele	165	139

Tabel 3.3 Drempelligging na uitvoering programma 48'/43'

Deze drempeldiepten zijn gebaseerd op vaarschema's voor diepstekende schepen die van en naar Antwerpen varen (zie ook [2]).

De toelaatbare zoetwaterdiepgang bij opvaart in één resp. twee getijden wordt dan ([1] en [4]):

	opvaart in 1 getijde	opvaart in 2 getijden
doodtij	15,40 m.	15,45 m.
gemiddeld tij	15,55 m.	15,85 m.
springtij	15,45 m.	16,20 m.

Tabel 3.4 Toelaatbare diepgangen

Het maatgevend schip, genoemd in het rapport Anselin [5], heeft een zoetwaterdiepgang van 16,36 m. Uitvoering van het verdiepingsprogramma 48'/43' is dus nog niet toereikend om deze schepen ook werkelijk in Gent te kunnen ontvangen.

3. Aangepast aan sluisafmetingen

Wil men werkelijk schepen met een diepgang van 16,36 m., of zelfs 17,00 m. zoals later is voorgesteld, in Gent kunnen ontvangen dan zal de Westerschelde verder uitgediept moeten worden.

Uitgaande van de eerder genoemde kielspelingen van 20 % in de monding en 15 % vanaf Vlissingen, zijn in bijlage 5 de extra verdiepingen na uitvoering van het verdiepingsprogramma 48'/43' weergegeven.

Hieruit blijkt dat bij een maatgevende diepgang van 16,36 m. een extra verdieping van de drempels Wierlingen 2 en Vlissingen met ± 60 cm. voldoende is om bij gemiddeld tij en een opvaart in twee getijden deze schepen ook werkelijk te kunnen ontvangen.

Bij een diepgang van 17,00 m. zullen alle drempels extra verdiept moeten worden. Deze extra verdieping varieert, bij gemiddeld tij en een opvaart in twee getijden tussen de 37 en 141 cm.

In de derde situatie wordt nu verondersteld dat de drempelliggingen aan de in bijlage 5 vermelde tabel voldoet, afhankelijk van de gekozen toelaatbare diepgang. In dit geval vormt de Westerschelde geen hindernis voor de scheepvaart van en naar Gent en Terneuzen.

De drie hiervoor beschreven situaties leveren nu de volgende toelaatbare diepgangen op (bij gemiddeld tij en een opvaart in twee getijden):

huidige situatie	13,75 m.
verdiepingsprogramma 48'/43'	15,85 m.
aangepast aan sluisafmetingen	16,36/17,00 m.

3.2 Sluizencomplex

De sluis moet gezien worden als een onderdeel van het totale sluizencomplex waartoe ook de binnen- en buitenvoorhaven behoren.

De afmetingen van de zeesluis en voorhavens zijn van invloed op het scheepsaanbod. Deze relatie wordt onderzocht door voor verschillende afmetingen van de sluis een verwachting van het scheepsaanbod op te stellen.

De in het rapport Anselin [5] genoemde maten zijn gebaseerd op de afmetingen van het maatgevend schip.

Vanuit deze getallen zal een sluis ontworpen moeten worden. In het rapport Anselin worden de volgende maten gesuggereerd:

kolk lengte : 500 m.
kolk breedte : 68 m.
drempeldiepte : N.A.P. - 17,40 m.

3.2.1 Drempeldiepte

De benodigde waterdiepte in de sluis wordt bepaald door de maximaal toelaatbare diepgang en de minimaal vereiste kielspeling. Rijkswaterstaat rekent voor deze kielspeling 10 % van de diepgang plus een extra marge van 30 cm. voor het schroefeffect.

Uit de verschillende vaarschema's bleek dat de diepstekende schepen zich vlak na hoogwater te Terneuzen voor de sluis aandienen, wanneer de getijstroom minimaal is. Door er van uit te gaan dat een schip met de maximaal toegelaten diepgang uiterlijk 2 uur na HW in de sluis moet liggen, kan uit de Getijkromme Terneuzen (zie bijlage 3) de op dat moment geldende waterstand worden afgelezen. Bij Doodtij is dit N.A.P. + 90 cm.

De drempelligging t.o.v. N.A.P. wordt dan (zie ook figuur 3.2):

$$D = \text{N.A.P.} + 0,90 - T_{\max} - 0,30 - \text{kielspeling}$$

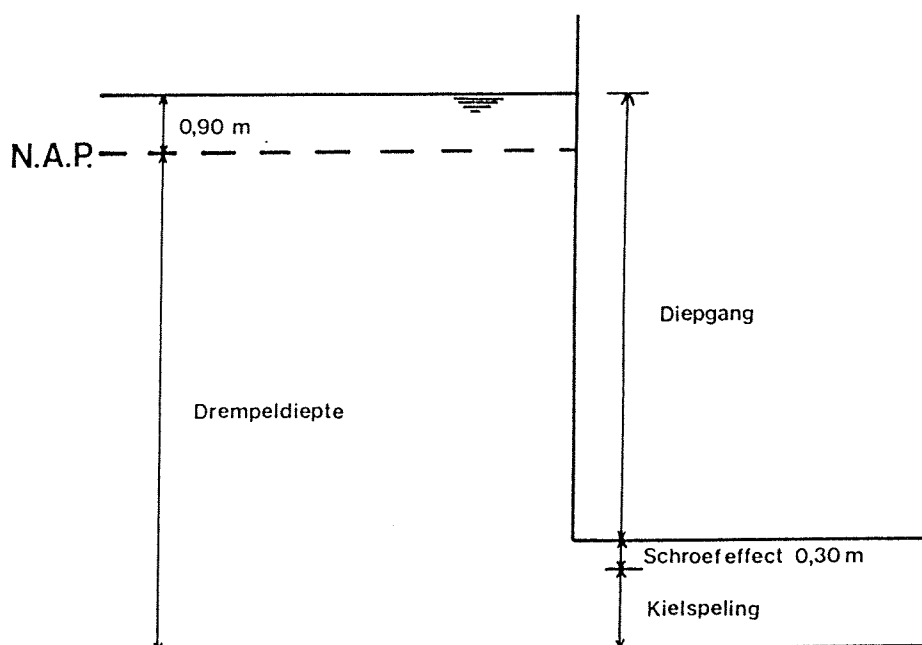
D = drempeldiepte

T_{\max} = diepgang

Ofwel:

$$D = \text{N.A.P.} + 0,60 - T_{\text{max}} \times (1 + \text{kielspeling}/100)$$

wanneer de kielspeling wordt uitgedrukt als een percentage van de diepgang.

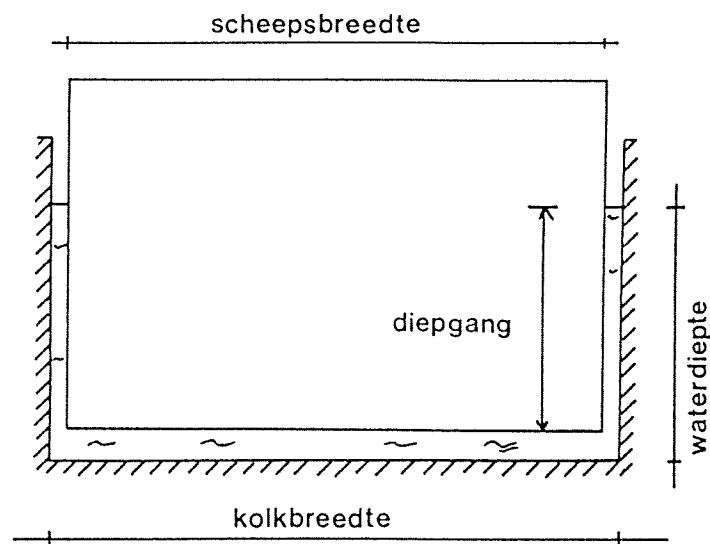


Figuur 3.2 Drempelliging t.o.v. N.A.P.

3.2.2 Kolkbreedte

De relatie tussen de scheepsbreedte en de kolkbreedte kan worden weergegeven in de vorm van de blokkeringsfactor. Deze blokkeringsfactor wordt gedefinieerd als de verhouding tussen de dwarsdoorsnede van het schip onder de waterlijn en de natte dwarsdoorsnede van de sluis (zie fig 3.3).

$$BF = \frac{\text{scheepsbreedte} \times \text{diepgang}}{\text{kolkbreedte} \times \text{waterdiepte}} \times 100 \%$$

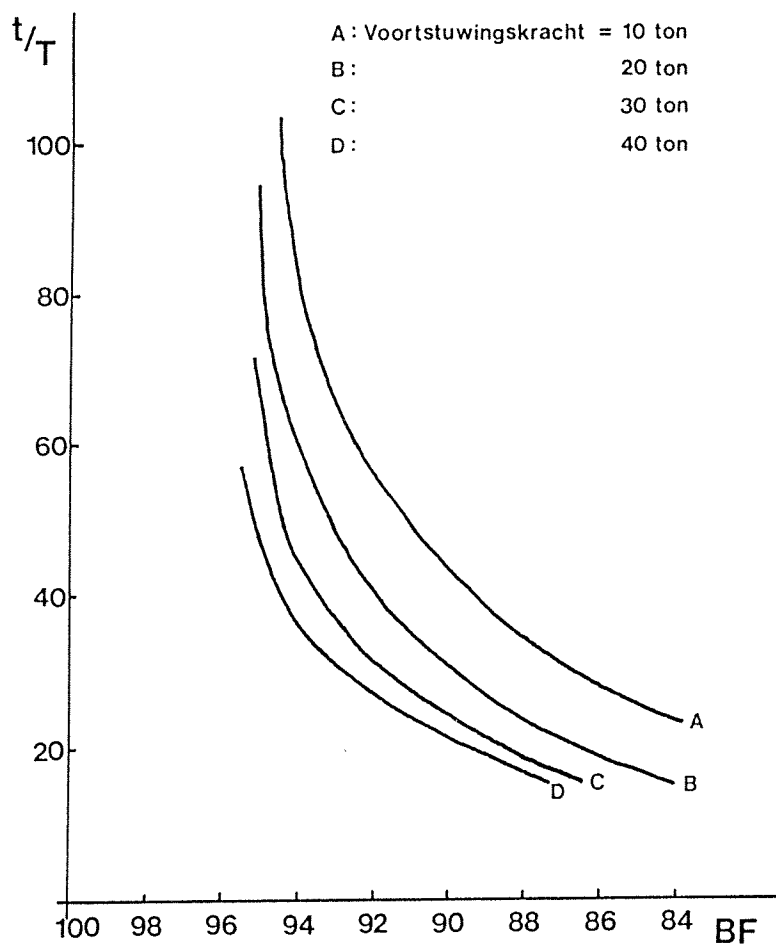


Figuur 3.3 Blokkeringsfactor

In de praktijk wordt de blokkeringsfactor niet als harde eis bij het ontwerpen van een sluis gehanteerd. Factoren als het gelijktijdig kunnen schutten van meerdere schepen spelen ook een belangrijke rol. Om toch een leidraad voor de benodigde kolkbreedte te hebben wordt in deze studie de blokkeringsfactor als ontwerpnorm gehanteerd.

Het gebruik van een hoge blokkeringsfactor betekent dat de dwarsdoorsnede van de sluis goed wordt benut. Nadeel is echter dat de bewegingen van het schip in de sluiskolk gaan lijken op die van een zuiger in een cilinder. De opstuwing voor en de retourstroom naast het schip nemen sterk toe met als gevolg dat de tijd nodig voor het binnenvaren van de sluis groter wordt.

Bij een studie naar de mogelijkheden tot het schutten met hoge blokkeringsfactoren [6] heeft men de blokkeringsfactor uitgezet tegen de relatieve invaartijd. (Zie figuur 3.4)



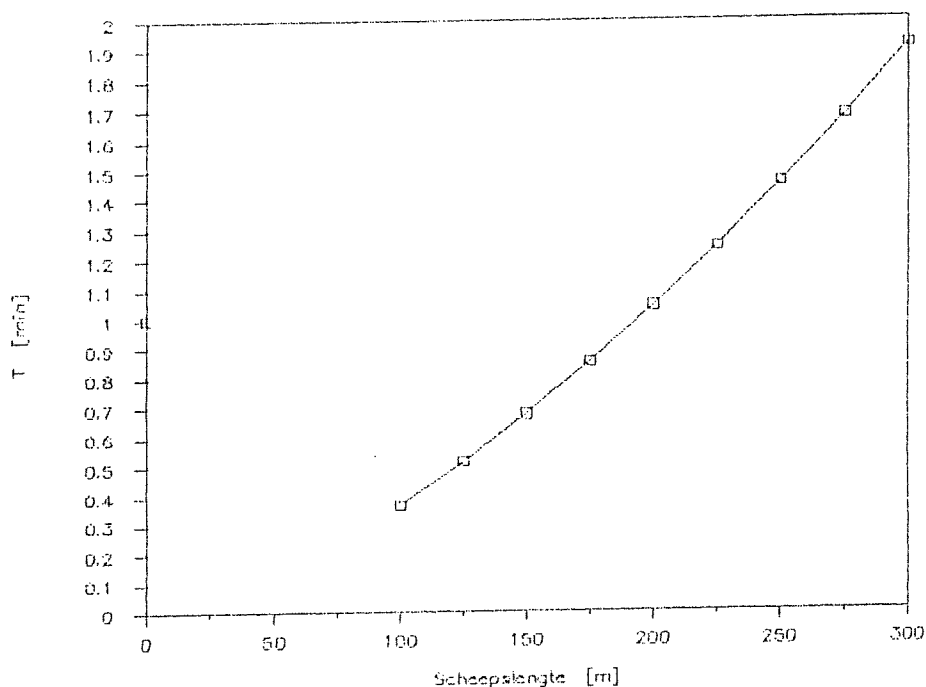
Figuur 3.4 Relatieve invaartijd

In dit geval wordt onder invaartijd verstaan de tijd die verloopt tussen het moment dat de boeg van het schip de denkbeeldige lijn ter hoogte van de sluisdeuren passeert en het moment waarop het schip in de sluis ligt. Hierbij wordt het in positie brengen van het schip voor de sluis niet meegerekend. De tijdsconstante T wordt bepaald door de scheepslengte.

Figuur 3.4 geeft het resultaat weer van modelproeven met als uitgangspunt de schutting van een schip van ± 40.000 DWT in de zeesluis bij Cardiff. In deze modelproeven is de scheepslengte constant verondersteld op 195 m. Bij een schutting met een schip van 195 m. lengte geldt dan: $T = 1$ minuut.

Om ook iets over de invaartijden van schepen met een andere lengte te kunnen zeggen moet de relatie tussen T en de scheepslengte bekend zijn. In [6] wordt alleen de waarde van T bepaald bij een scheepslengte van 255 m. door metingen te verrichten bij een proefvaart van een dergelijk schip. De invaartijd van dit schip bedroeg 17,85 minuten terwijl het schip na 11,8 minuten het 195 m. punt passeerde. De waarde van T wordt dan $1 + (17,85 - 11,8) / 11,8 = 1,51$ minuten.

In figuur 3.5 zijn deze twee punten uitgezet en is getracht een verband tussen de scheepslengte en T vast te leggen waarbij tevens gebruik is gemaakt van de wetenschap dat de lijn door de oorsprong moet lopen. Hoe de lijn tot nul zal naderen is niet bekend. Daarom is in de figuur alleen het verloop vanaf een scheepslengte van 100 m. aangegeven.



Figuur 3.5 Relatie scheepslengte - T

*T_{max} = diepte
T = diepte*

De relatie tussen LOA en T kan dan benaderd worden met:

$$T = 0,368 \cdot 10^{-3} \cdot LOA^{1.5} \quad (\text{in meter})$$

Met deze formule moet heel zorgvuldig worden omgesprongen daar zij gebaseerd is op slechts één toegepaste scheeps-lengte in de modelproeven en één praktijkwaarneming.

Een voortstuwingskracht van 25 ton komt overeen met een zeer langzaam draaiende scheepsmotor (DSA: Dead Slow Ahead) en assistentie van één sleep-boot.

Het blijkt dat bij blokkeringsfactoren boven de 88 % de in-vaartijden snel toenemen. Als absoluut maximum voor de blokkeringsfactor wordt een waarde van 92 % genoemd. Dit is echter alleen haalbaar bij een zeer kleine kielspeling (< 5 %). Bij een blokkeringsfactor van 84 % of lager levert het schutten geen probleem op.

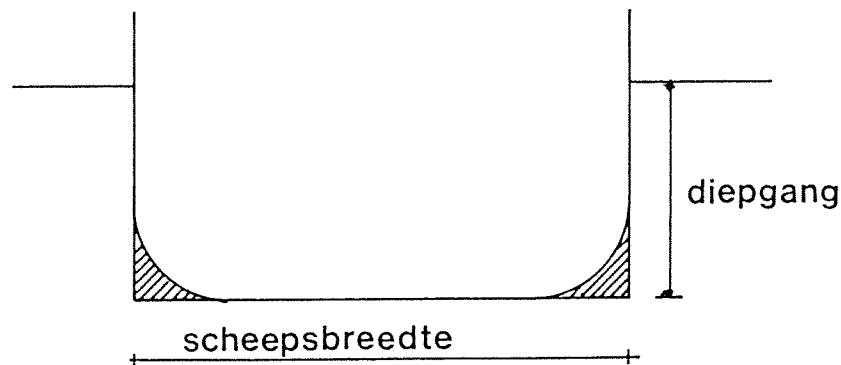
Het havenbedrijf van de stad Gent heeft tijdens haar po-gingen grotere schepen toegelaten te krijgen tot de hui-dige Westsluis een vergelijkstudie naar andere zeesluizen uitgevoerd [7]. Hierin zijn van een aantal sluizen in West-Europa en van de sluizen in het Panamakanaal de afmetingen afgewogen tegen de toegelaten scheepsafmetingen.

Voor deze sluizen zijn ook de blokkeringsfactoren bij de maximaal toegelaten scheepsafmetingen bepaald.

Bij de berekening van de blokkeringsfactoren heeft men een aantal uitgangspunten gehanteerd die niet geheel consequent zijn.

1. De gehanteerde definitie van de blokkeringsfactor wijkt af van de eerder genoemde definitie. Door het toevoegen van de blokcoëfficiënt wordt de oppervlakte van de dwarsdoorsnede van het schip beter benaderd (zie figuur 3.6).

$$BF^* = \frac{\text{scheepsbreedte} \times \text{diepgang} \times \text{blokcoëfficiënt}}{\text{sluisbreedte} \times \text{waterdiepte}} \times 100 \%$$



Figuur 3.6 ~~Blokcoëfficiënt~~

Een bulkarriër heeft een blokcoëfficiënt van $\pm 0,95$ op het grootspant.

Op zich benadert deze definitie van de blokkeringsfactor de realiteit beter. Door toevoeging van de blokcoëfficiënt valt de blokkeringsfactor 5 % lager uit.

In de studie van het Havenbedrijf van de stad Gent heeft men echter beide definities van de blokkeringsfactor door elkaar gebruikt door de conclusies van de studie naar het schutten met hoge blokkeringsfactoren te vergelijken met haar eigen berekeningen.

2. De blokkeringsfactoren van de verschillende sluizen zijn berekend bij GHW (Gemiddeld Hoogwater). Omdat er regelmatig grote schepen geschut worden bij waterstanden die lager zijn dan GHW moet m.i. de blokkeringsfactor berekend worden door uit te gaan van de minimaal toegelaten kielspeling. De blokkeringsfactoren zullen dan hoger uitvallen.
3. Men heeft geen rekening gehouden met de fendering in de sluis. Afhankelijk van het type fendering wordt de kolkbreedte met 1 tot 2,5 m. gereduceerd. Wanneer deze fenderbreedte wel in de berekening van de blokkeringsfactoren wordt meegenomen zullen deze hoger uitvallen.

Van de sluizen die tot hun capaciteit worden benut, dus geen diepgangsbepierking door de aanwezigheid van een minder diepe haven achter de sluis, blijkt de gemiddelde blokkeringsfactor volgens het havenbedrijf van Gent 75,4 % te zijn. Voor de huidige Westsluis bij Terneuzen komen zij uit op een blokkeringsfactor van 65,9 %.

Worden de berekeningen uitgevoerd met in acht neming van vorenstaande opmerkingen, dus bij de minimale kielspeling, zonder toevoeging van de blokcoëfficiënt en rekening houdend met de fenderbreedte, dan neemt de gemiddelde blokkeringsfactor toe tot 89,2 %. Deze waarde lijkt erg hoog, maar hierbij dient opgemerkt te worden dat de door het Havenbedrijf van Gent genoemde kielspelingen erg klein zijn (0,30 tot 1,00 m.). Voor zover deze kielspelingen reëel zijn zullen vaak extra beperkingen aan de scheepsbreedte worden opgelegd.

De blokkeringsfactor van de Westsluis bij Terneuzen neemt toe van 65,9 % tot 81,2 %.

In het vervolg wordt de eerst genoemde definitie van de blokkeringsfactor aangehouden, zodat figuur 3.3 gehanteerd mag worden.

$$BF = \frac{\text{scheepsbreedte} \times \text{diepgang}}{\text{kolkbreedte} \times \text{waterdiepte}} \times 100 \%$$

Omwerken van deze formule met

$$\text{waterdiepte} = (1 + \text{kielspeling}/100) \times \text{diepgang}$$

geeft:

$$\text{kolkbreedte} = \frac{\text{scheepsbreedte} \times 100}{BF \times (1 + \text{kielspeling}/100)}$$

Hierin wordt met kolkbreedte steeds de beschikbare breedte tussen de fenders bedoeld.

3.2.3 Kolk lengte

De benodigde schutkolk lengte is afhankelijk van:

- scheepslengte
- aanwezigheid van schuiven in de deuren
- vorm van de deuren (puntdeuren of roldeuren)
- beschermingsconstructies
- meeschutten van sleepboten

BF (%)	70	75	80	85	Anselin 68,9
kolklengte	375	375	375	375	500
kolkbreedte	64,9	60,6	56,8	53,5	66*
drempelligging t.o.v. N.A.P. diepgang 16,36	-17,40	-17,40	-17,40	-17,40	-17,40
drempelligging t.o.v. N.A.P. diepgang 17,00	-18,10	-18,10	-18,10	-18,10	-18,10

* Totale fenderbreedte gesteld op 2 m.

Tabel 3.5 Benodigde sluisafmetingen
(kielspeling: 10 %, maten in meters)

BF (%)	70	75	80	85	Anselin 71,4
kolklengte	375	375	375	375	500
kolkbreedte	67,3	62,8	58,9	55,4	66*
drempelligging t.o.v. N.A.P. diepgang 16,36	-16,76	-16,76	-16,76	-16,76	-17,40
drempelligging t.o.v. N.A.P. diepgang 17,00	-17,40	-17,40	-17,40	-17,40	-18,10

* Totale fenderbreedte gesteld op 2 m.

Tabel 3.6 Benodigde sluisafmetingen
(kielspeling: 1 m., maten in meters)

3.2.4 Voorhavens

De afmetingen van de voorhavens zijn ook afhankelijk van de afmetingen van het maatgevend schip. De relatie tussen havendiepte en scheepsdiepgang is eenvoudig: de benodigde diepte is gelijk aan de diepgang plus de kielspeling. (in de buitenvoorhaven speelt het getij natuurlijk ook een belangrijke rol.)

Bij de horizontale afmetingen, lengte en breedte, spelen echter veel meer factoren mee, zoals:

- stroomgradiënt van de vloedstroom bij de mond van de buitenvoorhaven
- stoplengte
- mogelijkheid tot ontmoeten van twee schepen tijdens manoeuvreren voor en na de sluis
- wachtplaatsen

Omdat het vaststellen van de benodigde lengte en breedte van de voorhavens veel nadere studie vergt, wordt uitgegaan van de afmetingen als genoemd in het rapport TGSV [9].

Voor de buitenvoorhaven worden hierin de volgende maten genoemd:

diepte : 19,40 m. onder N.A.P. (diepgang 16,36 m.)
lengte : 500 m. aan de bodem
breedte : 2500 m.

Het bepalen van de diepgang is minder ingewikkeld. Hiervoor kan voor de buitenvoorhaven dezelfde formule worden gebruikt als voor het vaststellen van de drempeldiepte van de sluis (zie pag. 41).

$$D = \text{N.A.P.} + 0,60 - T_{\max} \times (1 + \text{kielspeling}/100)$$

Voor de binnenvoorhaven wordt deze relatie:

$$D^* = T_{\max} \times (1 + \text{kielspeling}/100)$$

waarin D de waterdiepte voorstelt.

3.3 Het kanaal

Na het passeren van de sluis zal de scheepvaart haar weg vervolgen naar de haven van bestemming. Wanneer na de bouw van een nieuwe sluis grotere schepen toegelaten worden, zal ook het kanaal hieraan moeten worden aangepast. De mogelijkheden van het huidige kanaal zijn praktisch uitgeput.

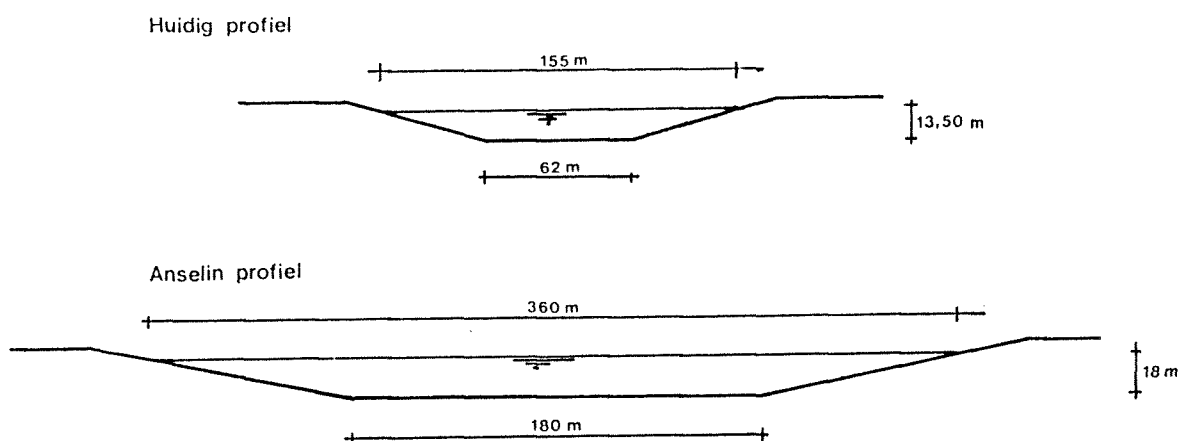
In het rapport Anselin wordt een gewenst kanaalprofiel aangegeven wat zou aansluiten op een maatgevend schip van 300 m. lang, 50 m. breed en met een zoetwaterdiepgen van 16,36 m. *ang*

Over dit voorontwerp wordt het volgende gezegd:
[5, pag. 52]

"Genoemd voorontwerp heeft volgende karakteristieken:

- het tracé volgt zoveel als mogelijk het bestaande kanaal
- op Nederlands grondgebied verbreding met taludhellingen:
 - 360 m breedte aan de waterlijn
 - 180 m breedte aan de bodem (in de bochten : 225 m bodembreedte)
 - 18 m diepte
 - 4.860 m² natte doorsnede
- te Sluiskil en te Terneuzen wordt plaatselijk een bakprofiel voorzien teneinde in deze doorgang de onteigening van woningen te minimaliseren
- op Belgisch grondgebied wordt een bakprofiel voorzien van 270 m breedte zowel aan de waterlijn als aan de bodem, 18 m diepte, en damwanden. De natte doorsnede bedraagt hier eveneens 4.860 m²."

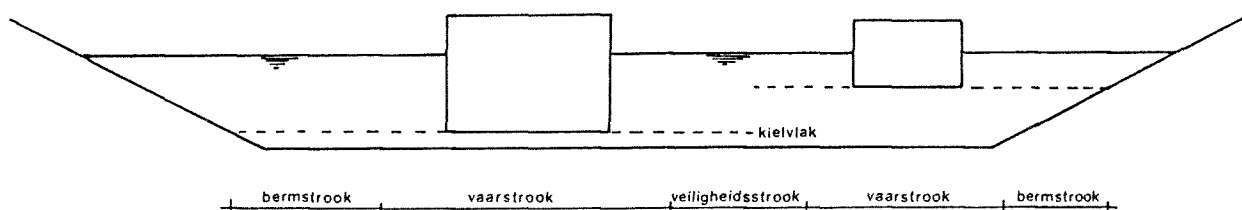
Dit betekent dat het nieuwe kanaalprofiel meer dan twee maal zo breed moet worden als het huidige profiel (zie figuur 3.7).



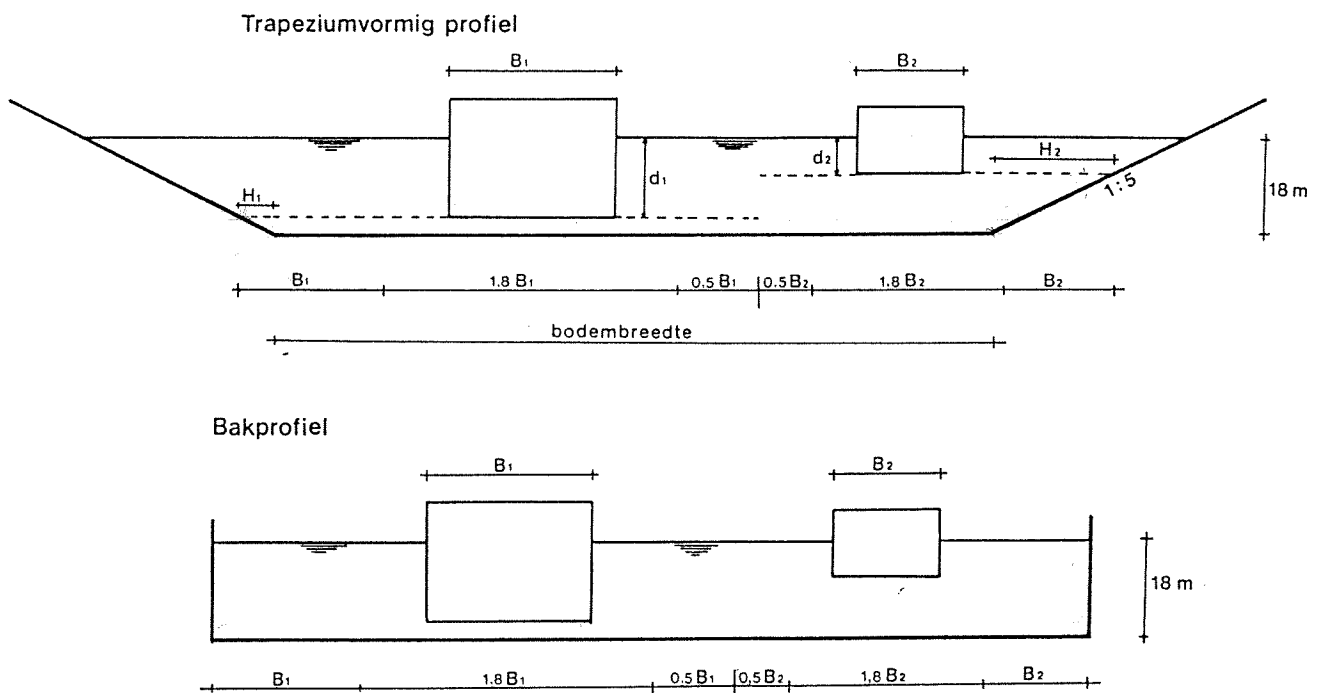
Figuur 3.7 Kanaalprofiel volgens "plan-Anselin"

Er zal nu getracht worden een relatie te leggen tussen de afmetingen van het maatgevend schip en de benodigde kanaalbreedte en -diepte. Het vereiste kanaalprofiel is echter ook afhankelijk van de te verwachten intensiteiten. Afhankelijk van deze intensiteiten moeten de verkeerskundige situaties die men wenselijk acht worden bepaald. Een kanaal waarin twee maatgevende schepen elkaar moeten kunnen inhalen zal veel ruimer ontworpen moeten worden dan een kanaal waarop men dit niet noodzakelijk acht.

Voor de benodigde kanaalbreedte worden in de literatuur meerdere normen aangedragen. Figuur 3.8 laat een overzicht zien van de opbouw van de vaarwegbreedte.



Figuur 3.8 Opbouw vaarwegbreedte



Figuur 3.9 Breedte van het dwarsprofiel

In deze figuur zijn de toeslagen in de bochten met een straal < 3000 m. en voor lege schepen i.v.m. wind niet aangegeven.

Uit de figuur volgt nu:

Trapeziumvormig profiel:

$$\text{bodembreedte} = 3,3*B_1 + 3,3*B_2 - H_1 - H_2$$

$$\text{waarin } H_1 = 3,5*(18 - T_1)$$

$$\text{en } H_2 = 3,5*(18 - T_2).$$

$$\text{Toeslagen in bochten : } 0,5*B_1 + 0,5*B_2$$

$$\text{lege schepen: } 0,5*B_1 \text{ en/of } 0,5*B_2$$

Bakprofiel:

$$\text{breedte} = 3,3*B_1 + 3,3*B_2$$

$$\text{Toeslagen in bochten : } 0,5*B_1 + 0,5*B_2$$

$$\text{lege schepen: } 0,8*B_1 \text{ en/of } 0,8*B_2$$

Als uitgangspunt wordt genomen dat een ontmoeting tussen een maatgevend schip, al dan niet geladen, en een schip van 40.000 DWT mogelijk moet zijn. In de praktijk blijkt dat de grote zeeschepen niet geneigd zijn elkaar op het kanaal in te halen. Hier wordt bij het ontwerp van het nieuwe kanaalprofiel dan ook geen rekening mee gehouden. Voor ontmoetingen tussen een maatgevend schip en een schip groter dan 40.000 DWT dienen extra voorzieningen worden getroffen in de vorm van plaatselijke verbredingen.

Een schip met een deadweight van 40.000 ton heeft ongeveer de volgende afmetingen: LOA = 180 m

B = 27 m

T_{L} = 10 m (diepgang geladen)

T_1 = 6 m (diepgang leeg)

De benodigde kanaalbreedte voor zowel het trapeziumvormige profiel als voor het bakprofiel worden dan zoals weergegeven in tabel 3.7 en 3.8.

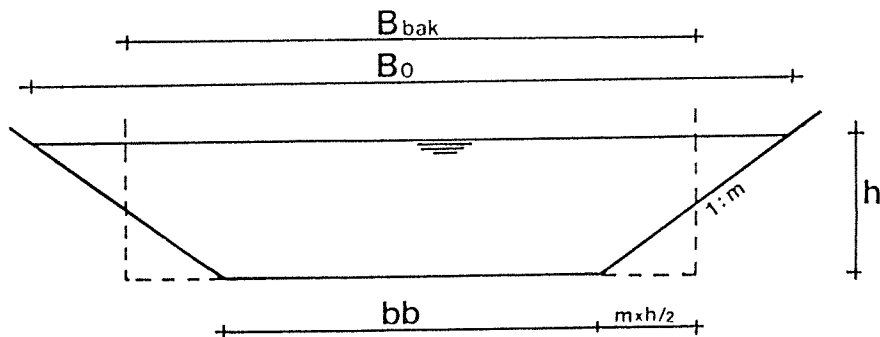
DWT = 40.000 ton 180 x 27 m ²	benodigde bodembreedte in meters bij maatgevend schip L x B m ²	
	geladen	leeg
recht		
geladen	$3,3B + 3,5T_{\text{L}} - 1,9$	$3,8B + 3,5T_1 - 1,9$
leeg	$3,3B + 3,5T_{\text{L}} - 15,9$	$3,8B + 3,5T_1 - 15,9$
bocht		
geladen	$3,8B + 3,5T_{\text{L}} + 11,6$	$4,1B + 3,5T_1 + 11,6$
leeg	$3,8B + 3,5T_{\text{L}} + 11,1$	$4,1B + 3,5T_1 + 11,1$

Tabel 3.7 Benodigde bodembreedte trapeziumvormig profiel ontmoeting maatgevend schip en 40.000 ton schip

180 x 27 m ²	benodigde breedte in meters bij maatgevend schip L x B m ²	
	geladen	leeg
recht		
geladen	3,3B+ 89,1	4,1B+ 89,1
leeg	3,3B+110,7	4,1B+110,7
bocht		
geladen	3,8B+102,6	4,6B+102,6
leeg	3,8B+124,2	4,6B+124,2

Tabel 3.8 Benodigde breedte bakprofiel
ontmoeting maatgevend schip en 40.000 ton schip

De overgang van een trapeziumvormig profiel naar een bakprofiel verdient extra de aandacht. Meest voor de hand ligt een bakprofiel waarvan de natte doorsnede gelijk is aan die van het toegepaste trapeziumvormig profiel zoals in figuur 3.10. De waterdiepte wordt gelijk gehouden.



Figuur 3.10 Dwarsdoorsnede bij gelijke natte oppervlakte
trapeziumvormig profiel en bakprofiel

Op nautisch vlak heeft dit echter wel consequenties. Evenals voor de sluis kan ook voor het kanaal een blokkeringsfactor worden bepaald, nl. A_1/A_0 waarin A_1 de doorsnede van het schip onder de waterlijn is en A_0 de natte doorsnede van het kanaalprofiel.

De vaarsnelheid op het kanaal is afhankelijk van deze blokkeringsfactor volgens:

$$1 - A_1/A_0 + 1/2Fr^2 - 3/2Fr^{2/3} = 0 \quad [12]$$

waarin $Fr = V_{gr}/\sqrt{(gh)}$ (Froude-getal)

met V_{gr} = grenssnelheid
 g = zwaartekrachtsversnelling
 h = gemiddelde waterdiepte

Wanneer A_1/A_0 constant blijft zal ook $V_{gr}/\sqrt{(gh)}$ constant blijven, dus

$$V_{gr,trap}/\sqrt{(gh)} = V_{gr,bak}/\sqrt{(gh)}$$

Op de overgang van een trapeziumvormig profiel op een bakprofiel zal het verschil in de gemiddelde waterdiepte h bepalend zijn voor de grenssnelheden.

Eliminatie van h met

trapeziumvormig profiel: $h = A_0/B_0$
 $(B_0 = \text{breedte aan de waterlijn})$

bakprofiel : $h = h_0 = A_0/B$
 $(B = \text{breedte bakprofiel})$

geeft: $V_{gr,bak} = \sqrt{(B_0/B)} * V_{gr,trap}$

Hieruit blijkt dat de verhouding tussen de breedten aan de waterspiegel bepalend is voor de verhouding tussen de grenssnelheden.

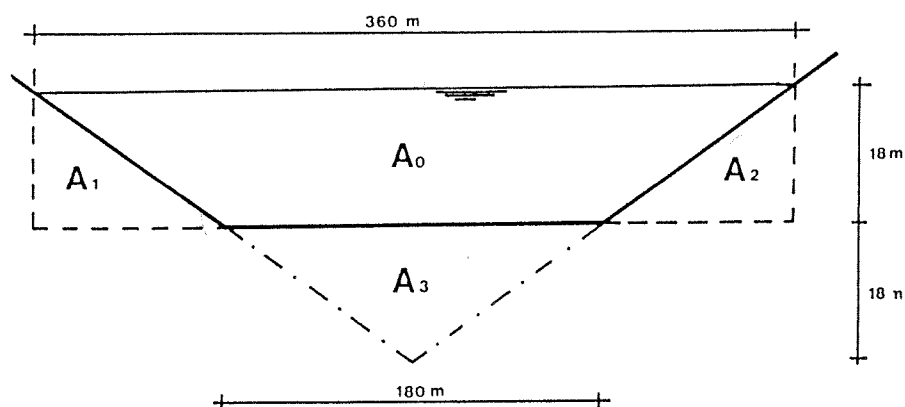
Voor het profiel zoals genoemd in het rapport Anselin gelden de volgende waarden: $B_0 = 360$ m. (zie ook pag. 51).
 $B = 270$ m.

Vorenstaande relatie geeft dan:

$$V_{bak} = 1,15 V_{trap}.$$

Wil men dit effect voorkomen, dan heeft men de keuze uit twee oplossingen. Als voorbeeld is hierbij het profiel uit het rapport Anselin aangehaald.

1. Het gelijkhouden van de breedte aan de waterspiegel (figuur 3.11).

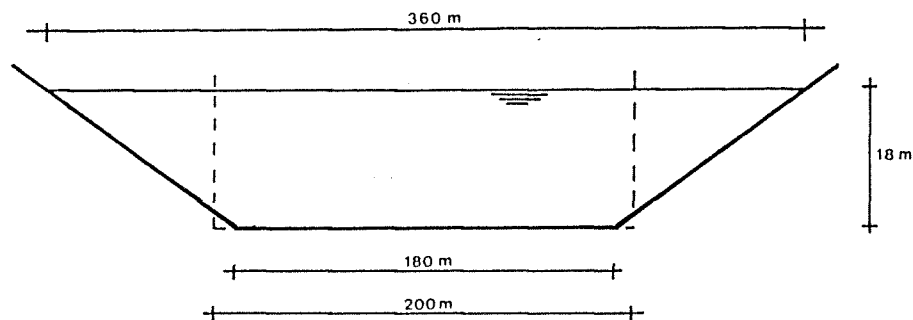


Figuur 3.11 Gelijke waterspiegelbreedte

In eerste instantie is de natte doorsnede van het trapeziumvormig profiel gelijk aan A_0 . Omdat de breedte aan de waterspiegel voor zowel het bakprofiel als het trapeziumvormig profiel gelijk moet zijn wordt de doorsnede van het bakprofiel $A_0 + A_1 + A_2$. De doorsnede van het trapeziumvormig profiel moet dan ook vergroot worden met A_3 en wel zo dat $A_3 = A_1 + A_2$. Bij dit voorbeeld met het "anselin-profiel" komt het toevallig zo uit dat het trapeziumvormig profiel overgaat in een driehoek. Dit is niet altijd het geval, bijvoorbeeld niet bij een steilere taludhelling. Wordt voor het trapeziumvormig profiel een waterdiepte van 18 m. aangehouden, dan zal bij de overgang op een bakprofiel de waterdiepte te klein worden. De waterdiepte van het bakprofiel is daarom maatgevend.

Duidelijk is dat dit een ingrijpende maatregel is. Bij toepassing van een steiler talud zal de extra verdieping minder groot zijn maar toch lijkt dit geen voor de hand liggende oplossing.

2. Aanpassen van de blokkeringsfactor A_{\square}/A_0 (zie figuur 3.12).



Figuur 3.12 Aanpassen A_{\square}/A_0

Door een lagere waarde van A_0 blijkt het Froude-getal $V_{\square}/\sqrt{(gh)}$ kleiner te worden (formule op pag. 30). Een vermindering van de breedte van het bakprofiel van 270 m, zoals eerst was voorgesteld, tot 200 m heeft als gevolg dat voor zowel het trapeziumvormig profiel als voor het bakprofiel de grenssnelheden gelijk zijn. De eisen die uit verkeerskundig oogpunt gesteld worden staan dit echter niet toe.

Uit de figuren 3.11 en 3.12 blijkt dat geen van beide oplossingen erg voor de hand liggen. Daarom wordt besloten uit te gaan van een gelijke natte doorsnede A_0 van het trapeziumvormig profiel en het bakprofiel, bij een gelijke waterdiepte.

De verhouding tussen de breedte van het bakprofiel en de bodembreedte van het trapeziumvormig profiel wordt dan:

$$B_{bak} = bb + m \cdot h \quad (\text{zie ook fig. 3.10}).$$

bb = bodembreedte

Bij een waterdiepte van 18 m. en een taludhelling van 1:3,5 wordt dit:

$$B_{bak} = bb + 63 \text{ m.}$$

De waarde bb kan uit tabel 3.7 worden afgelezen. De breedte van het bakprofiel B_{bak} moet vergeleken worden met de bijbehorende waarde in tabel 3.8. Wanneer de afwijking te groot wordt dient de breedte van het bakprofiel te worden aangepast.

3.4 Havens

De havendokken van zowel Terneuzen als Gent vormen de laatste schakel in de ontsluitingsweg voor de zeevaart tot de resp. zeehavens. Een verdieping van deze havens is slechts zinvol wanneer alle voorgaande schakels (sluis, kanaal) ook zijn aangepast. Andersom geldt hetzelfde. Een verruiming van het kanaalprofiel of het bouwen van een nieuwe grotere zeesluis zullen weinig effectief zijn wanneer de havendokken niet aan de grotere schepen worden aangepast. Hierom wordt de havendiepte gekoppeld aan het kanaalprofiel.

Sinds enkele jaren is men in Gent druk doende met het renoveren van kademuren. Het Grootdok, het Noorddok, het Middendok, het Zuiddok en de eerste fase van het Schepen Sifferdok dateren uit de periode 1900 - 1930 (bijlage 12). De waterdiepte in deze havendokken was 8,75 m., afgestemd op de in 1910 gereed gekomen sluis (huidige Middensluis). Om deze dokken ook geschikt te maken voor de diepstekende schepen heeft men besloten de diepte voor de kademuren te vergroten tot 13,50 m. (huidige kanaaldiepte).

De bouw van een nieuwe zeesluis en aanpassing van het kanaal vragen om grotere havendiepte. Bij een ontwerpdiepgang van 16,36 m. moet de havendiepte minsten 18 m. worden. Vooral voor het Grootdok is het de vraag of het zinvol is dit havendok tot 18 m. uit te diepen. In dit deel van de haven zijn hoofdzakelijk kleine en middelgrote bedrijven gevestigd die niet direkt afhankelijk zijn van de grote zeevaart (boven de 70.000 DWT).

Het ligt in de verwachting dat Gent zal besluiten het Schepen Sifferdok (waarlangs o.a. CBM en Euro-Silo gevestigd zijn), het Rodenhuizendok en eventueel het Petroleum-dok uit te diepen.

Hiernaast bestaan al lange tijd plannen voor de aanleg van de Kluizendokken [13]. Langs de westzijde van het kanaal ter hoogte van het Rodenhuizendok wil men één of twee nieuwe havendokken aanleggen of een kademuur langs het kanaal maken.

4. DIMENSIONERING OEVERVERDEDIGING

4.1 Inleiding

Wanneer het project niet wordt uitgevoerd, zal de zeescheepvaart gebruik moeten blijven maken van het huidige kanaal van Terneuzen naar Gent. Ook bij doorgang van het project zal het huidige kanaal nog lange tijd dienst moeten doen. Het kanaal, zoals het er nu ligt, dateert uit de jaren '60. Het is destijds ontworpen voor schepen met een draagvermogen tot ± 50.000 DWT. Tussen het moment van openstelling van het kanaal in 1968 en nu is het toelatingsbeleid meerdere malen aangepast.

Momenteel kunnen schepen met een lengte tot 256 m., een breedte tot 34 m., en een zoetwaterdiepgang tot 12,25 m. de haven van Gent bereiken. Dit komt neer op een draagvermogen van 75.000 à 80.000 DWT. Dit versoepelde toelatingsbeleid is natuurlijk van invloed op de verkeerssituatie en de scheepvaartbelasting op het kanaal. Hierom is besloten te controleren in hoeverre de huidige oeververdediging bestand is tegen deze toegenomen scheepvaartbelastingen. Voor de in dit hoofdstuk voorkomende berekening is gebruik gemaakt van: Diktaat f12N "Binnenscheepvaart en scheep-

vaartwegen" [12]

Diktaat f4 "Flexibele waterbouwkundige constructies" [14]

Leidraad voor de toepassing van asfalt in de waterbouw [15]

4.2 Dwarsprofiel

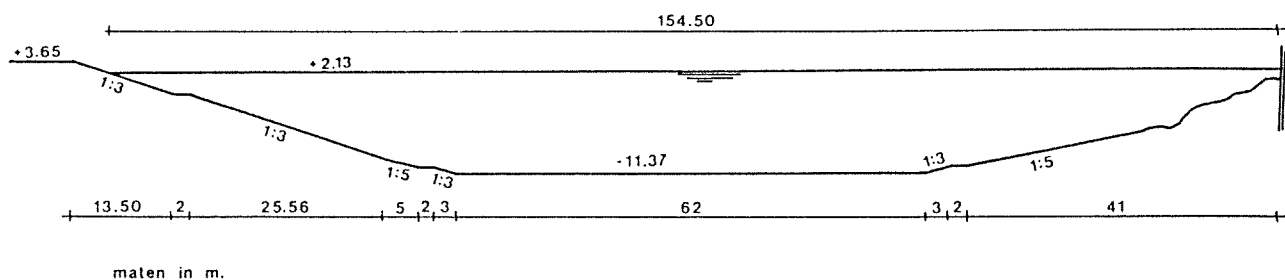
De afmetingen van het dwarsprofiel variëren voortdurend over het kanaaltracé. Men is bij het ontwerp destijds wel uitgegaan van een normaalprofiel, maar door de vele zijkanalen, kanaalhavens en bochten wordt over grote delen van het kanaal afgeweken van dit normaalprofiel. Toch wordt in het vervolg uitgegaan van het normaalprofiel om de volgende redenen:

1. Het normaalprofiel is het krapste profiel op het kanaal.
2. Het normaalprofiel is het meest frequent voorkomend profiel op het kanaal.

4.2.1 Normaalprofiel

Het normaalprofiel heeft de volgende afmetingen (figuur 4.1):

Waterdiepte: 13,50 ± 25 cm
 Waterspiegelbreedte 155 m.
 Bodembreedte 62 m.
 Taludhelling 1:3/1:5



Figuur 4.1 Normaalprofiel

De lengte waarover het normaalprofiel voorkomt is ongeveer 5,5 km, waarbij kleine variaties in de waterspiegelbreedte van 2 à 4 meter voorkomen.

Het kanaalpeil ligt op N.A.P. + 2,13 m. met een variatie van + of - 25 cm. In de praktijk blijkt dat het peil zich meestal bevindt tussen de N.A.P. + 2,10 m. en N.A.P. + 2,20 m.

Met figuur 4.1. kunnen, onafhankelijk van het kanaalpeil, de volgende karakteristieken van het profiel berekend worden:

$$A_o = 1229 + 148 * KP + 1,5 * KP^2 \text{ m}^2$$

$$B_o = 148,1 + 3 * KP \text{ m}$$

$$h_o = 13,37 + KP \text{ m}$$

$$\bar{h} = A_o / B_o \text{ m}$$

Waarin: A_o = oppervlakte ongestoord kanaalprofiel

KP = kanaalpeil t.o.v. N.A.P.

B_o = waterspiegelbreedte ongestoord kanaal

h_o = waterdiepte

\bar{h} = gemiddelde waterdiepte

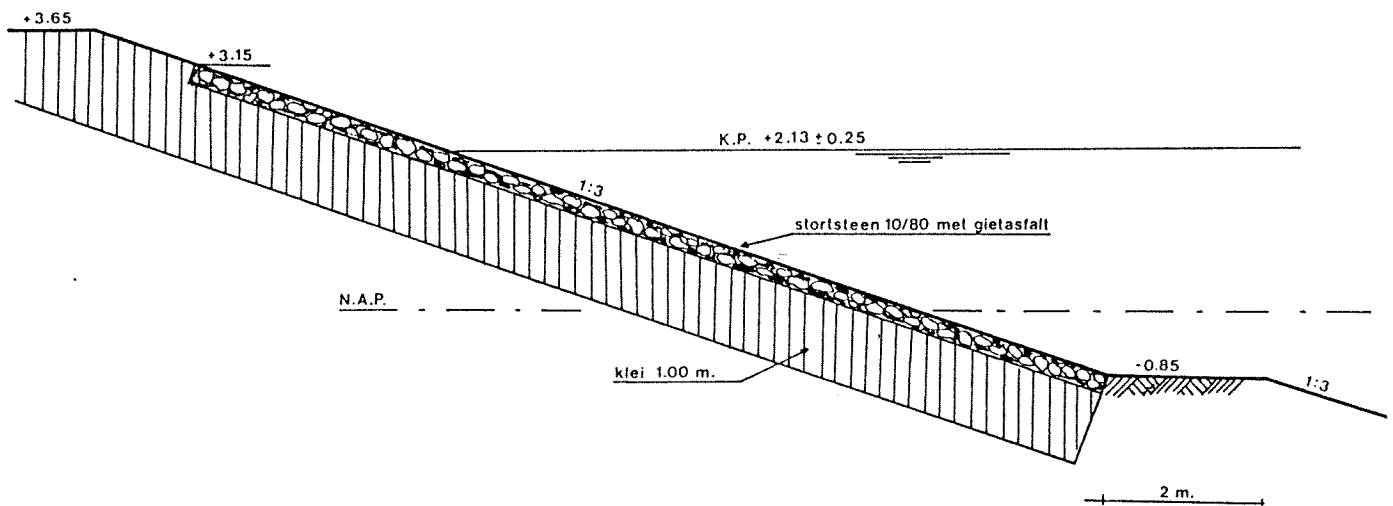
In tabel 4.1. zijn de waarden van deze karakteristieken opgenomen voor minimaal peil, normaalpeil en maximaal peil.

KP (m. + N.A.P.)	A_0 (m ²)	B_0 (m.)	h_0 (m.)	h (m.)
1,88	1512,5	153,7	13,25	9,84
2,13	1551,0	154,5	13,5	10,04
2,38	1589,7	155,2	13,75	10,25

Tabel 4.1 Profielafmetingen

4.2.2 Oeververdediging

De beide kanaaloevers hebben een verschillende oeververdediging. Aan één zijde van het kanaal bestaat deze uit een damwandconstructie. Deze damwand is aangebracht tijdens de verruiming van het kanaal aan het begin van deze eeuw. Wegens de slechte staat waarin de damwand verkeert is men bezig deze te vernieuwen en/of te renoveren. De andere zijde van het kanaal is voorzien van een laag stortsteen met gietasfalt. Dit is tevens de oeververdediging die in het vervolg van dit hoofdstuk bekeken zal worden.



Figuur 4.2 Oeververdediging

Figuur 4.2 geeft een dwarsdoorsnede over deze oeververdediging.

Over het bovenste deel van het talud van N.A.P. - 0,85 m. tot N.A.P. + 3,15 m. is een 'vol en zat' gepenetreerde stortsteenlaag aangebracht. De laagdikte hiervan bedraagt 25 cm. De klassificatie van de gebruikte stortsteen is stortsteen 10/80. Op enkele plaatsen is onder deze gepenetreerde stortsteenlaag nog een kleilaag van 1 meter dikte aangebracht. Aan het eind van deze oeververdediging wordt het talud onderbroken door een horizontale teen met een breedte van 2m.

4.2.3 Bodemgegevens

De bodemgegevens zijn verkregen uit een aantal sonderingen en boringen, uitgevoerd door het laboratorium voor grondmechanica Delft t.p.v. de brug bij Sluiskil (bijlage 8). De bodem blijkt vooral opgebouwd te zijn uit fijn zand (fractie 0,06 - 0,2 mm) afgewisseld met dunne kleilaagjes of kleine kleistukjes. Op ongeveer 4 m. onder N.A.P. gaat het zand over in silt.

4.3 Scheepvaart

Zoals in de inleiding van dit hoofdstuk reeds is gezegd zijn de maximaal toegelaten scheepsafmetingen 256 m. voor de lengte, 34 m. voor de breedte en 12,25 m. voor de diepgang. De maximale vaarsnelheid is afhankelijk van de diepgang, en wel als volgt:

Diepgang (m.)	Maximale snelheid (km/uur)
< 4	15
4 - 10	12
10 - 12,25	9

Tabel 4.2 Maximale vaarsnelheid

Voor de berekening van de oeververdediging moeten meerdere combinaties van scheepsafmetingen en snelheden bekeken worden. Maatgevend zullen de maximale scheepsafmetingen bij de hierbij toegestane snelheden zijn.

Er zal daarom gerekend worden met:

1. Bulkcarrier:	breedte	34	m.
	diepgang	12,25	m.
	snelheid	9	km/uur

2. Bulkcarrier:	breedte	34	m.
	diepgang	10,00	m.
	snelheid	12	km/uur
3. 4-Bakduwenheid	breedte	22,80	m.
	diepgang	3,70	m.
	snelheid	15	km/uur

Dat deze snelheden ook bereikt worden blijkt uit een aantal proefreizen met bovenmaatse schepen [16] en metingen ter plaatse van de douanesteiger te Sas van Gent. De resultaten hiervan zijn opgenomen in bijlage 9. Hieruit valt op te maken dat tijdens de proefreizen ruim 60% van de schepen de maximaal toegestane snelheid heeft overschreden.

4.4 Belasting

De belasting op de oeververdediging wordt hoofdzakelijk veroorzaakt door de scheepvaart op het kanaal. Andere belastingen, als stroomsnelheid en golfaanval door wind, kunnen verwaarloosd worden.

De waterbeweging als gevolg van de scheepvaart kan opgedeeld worden in de volgende drie componenten:

1. Spiegeldaling
2. Retourstroom
3. Golven

4.4.1 Retourstroom en spiegeldaling

Voor de drie in § 4.3 genoemde combinaties van scheepsafmetingen zijn de retourstroom en spiegeldaling volgens de methode Schijf berekend, afhankelijk van het kanaalpeil.

1. Bulkcarrier $B = 34$ m.
 $d = 12,25$ m.
 $A_{\square} = 416,5$ m²
 $V_{\square} = 2,5$ m/s

KP (m.+N.A.P.)	A_{\square}/A_0	$V_{\square r}$ (m/s)	$V_{\square}/V_{\square r}$	α	Z (m.)	U (m/s)
1,88	0,28	3,71	0,67	1,13	0,46	1,18
2,18	0,27	3,84	0,65	1,14	0,45	1,14
2,38	0,26	3,95	0,63	1,15	0,44	1,10

Tabel 4.3 Retourstroom en spiegeldaling, combinatie 1

2. Bulkcarrier B = 34 m.
d = 10 m.
 $A_{\square} = 340 \text{ m}^2$
 $V_{\square} = 3,33 \text{ m/s}$

KP (m.+N.A.P.)	A_{\square}/A_0	$V_{\square,r}$ (m/s)	$V_{\square}/V_{\square,r}$	α	Z (m.)	U (m/s)
1,88	0,23	4,32	0,77	1,09	0,66	1,73
2,18	0,22	4,44	0,75	1,10	0,65	1,32
2,38	0,21	4,55	0,73	1,11	0,63	1,27

Tabel 4.4 Retourstroom en spiegeldaling, combinatie 2

3. 4-Baksduwstel B = 22,80 m.
d = 3,70 m.
 $A_{\square} = 84,4 \text{ m}^2$
 $V_{\square} = 4,17 \text{ m/s}$

KP (m.+N.A.P.)	A_{\square}/A_0	$V_{\square,r}$ (m/s)	$V_{\square}/V_{\square,r}$	α	Z (m.)	U (m/s)
1,88	0,056	6,73	0,62	1,15	0,35	0,42
2,18	0,054	6,83	0,61	1,16	0,35	0,41
2,38	0,053	6,92	0,60	1,16	0,35	0,40

Tabel 4.5 Retourstroom en spiegeldaling, combinatie 3

De bulkcarriërs uit de combinaties 1 en 2 zullen in de as van het kanaal varen. Voor de duwcombinatie gaat dit echter niet altijd op. Door het excentrisch varen zullen de retourstroom en spiegeldaling toenemen. Bij een excentriciteit van 40 m. wordt de spiegeldaling 0,49 m. en de retourstroom 0,49 m/s.

Uit de tabellen 4.3 t/m 4.5 blijkt dat de retourstroom en waterspiegeldaling maximaal zijn bij een bulkcarrier met een diepgang van 10 m. en een vaarsnelheid van 3,33 m/s, wat overeenkomt met 12 km/uur. De variatie in het kanaalpeil is nauwelijks van invloed op de waterbeweging.

4.4.2 Golfaanval

De vaart van een schip op een kanaal wekt een golfsysteem op. Dit systeem bestaat uit een stelsel divergerende en een stelsel transversale golven. Op de ontmoetingspunten van deze golven worden de zogenaamde interferentiepieken gevormd. De hoogte van de interferentiepieken kan berekend worden met de formule:

$$H_1/h_0 = \alpha_1(y'/h_0)^{-0,33}(V_s/\sqrt{gh_0})^{2,67}$$

waarin: H_1 = golfhoogte interferentiepiek
 h_0 = waterdiepte
 α_1 = vormcoëfficiënt van het schip
 y' = afstand zijkant schip tot de oever
 V_s = scheepssnelheid

Voor een geladen duweenheid bedraagt de coëfficiënt α_1 ; 0,85.

Voor een bulkcarrier wordt deze geschat op 0,8.

Bij een waterdiepte van 13,50 m. wordt de golfhoogte zoals aangegeven in tabel 4.6

	V_s (m/s)	y' (m.)	α_1	H_1 (m.)
Bulkcarrier	2,5	60	0,8	0,11
Bulkcarrier	3,33	60	0,8	0,24
Duweenheid	4,17	65	0,85	0,45
Duweenheid	4,17	33	0,85	0,57

Tabel 4.6 Golfhoogte interferentiepieken

Hieruit blijkt dat de golfhoogte maximaal is bij een excentrisch varende duweenheid.

Naast de hoogte van deze interferentiepieken kan ook de golfhoogte van de transversale golven berekend worden volgens:

$$H_t = T_t * V_s^2 / g$$

met H_t = golfhoogte transversale golven

T_t = vormfactor van het schip

De vormfactor van een geladen vierbaksduwformatie bedraagt 0,145. Voor een bulkcarrier is zij geschat op 0,1.

In tabel 4.7 zijn de hoogten van transversale golven weergegeven.

	V_{\square} (m/s)	T_e	H_e (m.)
Bulkcarriër	2,5	0,145	0,06
Bulkcarriër	3,33	0,1	0,11
Duweenheid	4,17	0,1	0,26

Tabel 4.7 Golfhoogte tranversale golven

Behalve deze transversale en divergerende golven ontstaan er door de waterspiegeldaling ook een frontgolf voor het schip en een haalgolf achter het schip.

Belangrijkst van deze twee is de haalgolf waarin hoge stroomsnelheden kunnen optreden bij hoge scheepssnelheden ($V_{\square} > 0,8 V_{\square r}$). Uit de tabellen 4.3 t/m 4.5 valt op te maken dat voor alle combinaties de vaarsnelheid ver onder de grenssnelheid blijft. Daarom worden de frontgolf en de haalgolf verder buiten beschouwing gelaten.

4.4.3 Maatgevende belastingen

Uit de voorgaande berekeningen kunnen de maximale waterspiegeldaling, retourstrom² en golfaanval worden afgeleid.

I	Bulkcarriër	$d = 12,25$ m.
II	Bulkcarriër	$d = 10$ m.
III	4-Baksduweenheid	$d = 3,70$ m.
IV	4-Baksduweenheid	$d = 3,70$ m. excentrisch

	V_{\square} (m/s)	U (m/s)	Z (m.)	H_{\perp} (m.)	H_e (m.)
I	2,5	1,18	0,49	0,11	0,06
II	3,33	1,37 *	0,66 *	0,24	0,11
III	4,17	0,42	0,35	0,45	0,26
IV	4,17	0,49	0,49	0,57 *	0,26

Tabel 4.7 Maatgevende belastingen

De met een * aangegeven waarden zijn de maximaal optredende belastingen. De golfhoogten voor de beide bulkcarriërs zijn slechts schattingen, omdat de waarden van de vormcoëfficiënt niet bekend waren. Het ligt echter in de verwachting dat zij kleiner zullen zijn dan de golfhoogte van 0,57 m. van de interferentiepieken bij een excentrisch varende duweenheid.

4.5 Bezwijkmechanismen

Mechanisme I

Door verschillende waterstanden aan beide zijden van de oeververdediging ontstaat een overdruk onder de verdediging, waardoor deze kan opdrijven en/of afglijden. Het waterstandsverschil kan bijvoorbeeld veroorzaakt worden door de waterspiegelafdaling bij een scheepspassage.

Mechanisme II

De stroomsnelheden als gevolg van de retourstroom, kunnen het materiaal uit de toplaag meevoeren. Bij een 'vol en zat' gepenetreerde stortsteenverdediging is dit echter onwaarschijnlijk. Omdat de teen niet beschermd is kan hier wel erosie optreden.

Mechanisme III

De golfbelasting kan leiden tot bezwijken van de oeververdediging. Omdat op het kanaal nauwelijks windgolven optreden kan de constructie worden gedimensioneerd op de golfaanval, veroorzaakt door de scheepvaart.

Mechanisme IV

Bij waterstandvariatiën zal een grondwaterstroming vanuit de oever naar het kanaal ontstaan. Deze stroming kan tot gevolg hebben dat op het punt waar geen oeververdediging aanwezig is bodemmateriaal wordt meegevoerd. Op den duur zal de oeververdedigingsplaat zijn steun verliezen en afglijden.

De vier mechanismen kunnen niet los van elkaar gezien worden. Veelal zal een combinatie van factoren leiden tot bezwijken van de constructie. Naast deze mechanismen kunnen ook grondmechanische verschijnselen optreden, waardoor de oeververdediging bezwijkt, bijvoorbeeld door zettingen in de ondergrond of afschuiving langs een glijvlak. Dit zal verder buiten beschouwing blijven.

4.6 Ontwerpcondities

Mechanisme I

Voor mechanisme I, opdrijven of afschuiven van de oeverbekleding, is de spiegeldaling maatgevend. Uit tabel 4.8 blijkt deze maximaal te zijn bij passage van een bulk-carriër met een diepgang van 10,00 m. en een snelheid van 3,33 m/s. De spiegeldaling bedraagt dan 66 cm.

Mechanisme II

Evenals bij mechanisme I is bij mechanisme II de passage van een bulcarriër met een diepgang van 10,00 m. en een snelheid van 3,33 m/s maatgevend. De hierbij optredende retourstroomsnelheid loopt op tot 1,37 m/s.

Mechanisme III

Bepalend voor mechanisme III is de golfbelasting, voortvloeiend uit de passage van een 4-baksduweenheid met een snelheid van 4,17 m/s. De hoogte van de interferentiepieken wordt dan 0,57 m.

Mechanisme IV

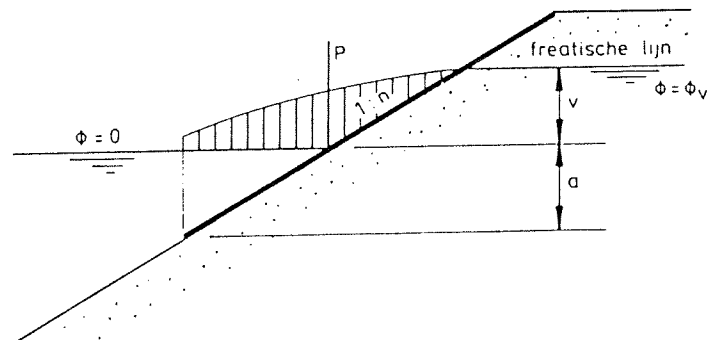
De maximale grondwaterstroming treedt op bij de maximale waterspiegeldaling en dus wederom bij passage van een bulcarriër met een diepgang van 10,00 m. en een snelheid van 3,33 m/s.

4.7 Waterstandverlaging

4.7.1 Wateroverspanning

Door een voorbijvarend schip wordt de waterstand op het kanaal tijdelijk verlaagd. De grondwaterstand zal deze beweging niet kunnen volgen waardoor een overdruk onder de bekleding ontstaat. Uitgangspunt hierbij is dat de bekleding ondoorlatend is, wat voor een 'vol en zat' gepenetreerde stortsteenlaag een redelijke aanname is.

De hoogte van de overdruk kan bepaald worden met de formule van Van der Veer (figuur 4.3).



Figuur 4.3 Schematisering van de bekleding voor de formule van Van der Veer

De maximale overdruk treedt op t.p.v. de waterlijn en wordt gegeven door:

$$p = c * \emptyset$$

Hierin is \emptyset het verschil in stijghoogte tussen de buitenwater- en grondwaterstand.

Voor niet-stationaire stroming bedraagt de coëfficiënt c :

$$c = 1/\pi \arccos(2*(v/(a+v))^{\pi/\theta} - 1)$$

met

$$\theta = \arctg(n) + \pi/2$$

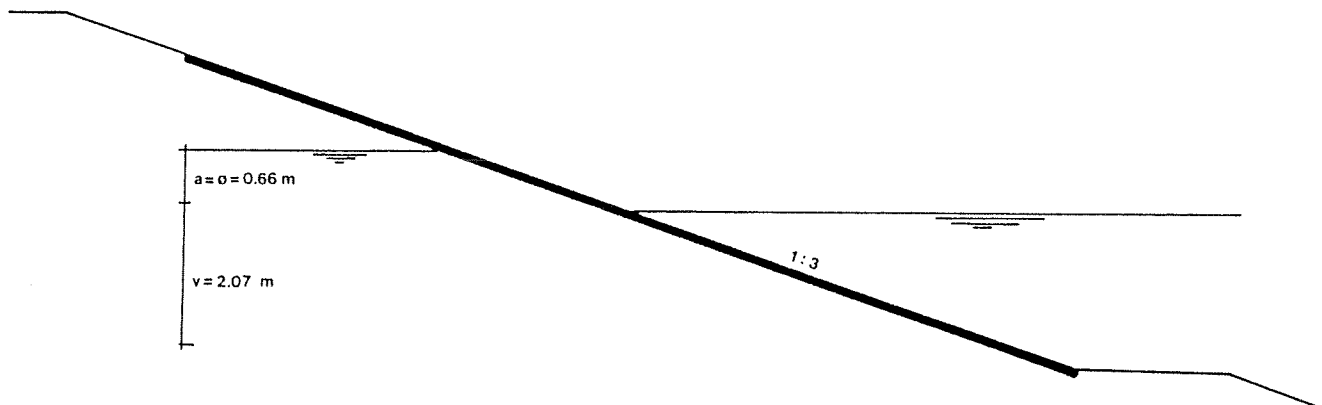
In de te brekenen situatie gelden de volgende waarden (zie figuur 4.4)

$$\emptyset = 0,66 \text{ m.}$$

$$v = 0,66 \text{ m.}$$

$$a + v = 2,73 \text{ m. (K.P. = N.A.P. + 1,88 m.)}$$

$$n = 3$$



Figuur 4.4 Schematisering oeververdediging

Hiermee wordt

$$\theta = 2,82 \text{ rad}$$

$$c = 0,70$$

$$p = 0,46 \text{ m.}$$

De maximale wateroverspanning kan nu berekend worden met:

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

waarin h staat voor de dikte van de oeverbekleding en α voor de hellingshoek van het talud.

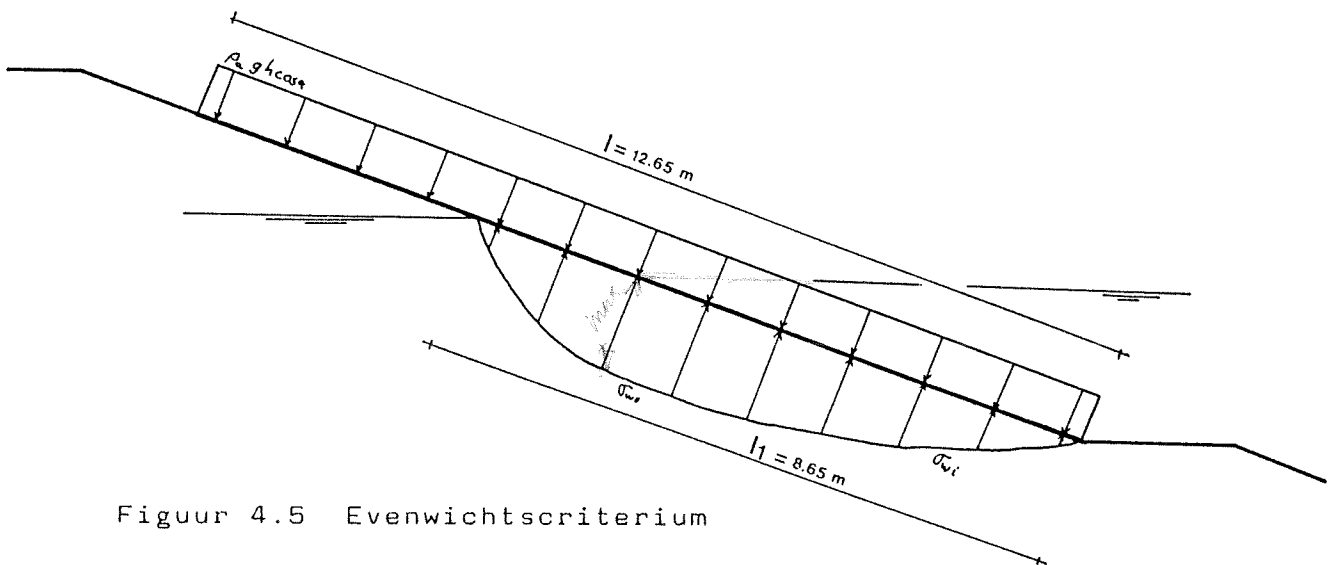
Deze maximale wateroverspanning wordt nu

$$\sigma_{wo} = 6840 \text{ N/m}^2$$

4.7.2 Evenwichtscriterium

De wateroverspanning onder de oeververdediging zal de plaat doen oplichten. Het eigen gewicht van de plaat moet dit voorkomen.

De wateroverspanning kan benaderd worden door een parabolisch verloop met het eerder berekende maximum van 6840 N/m^2 t.p.v. de waterlijn (zie figuur 4.5).



Figuur 4.5 Evenwichtscriterium

De totale waterdruk bedraagt:

$$\frac{2}{3} * l_1 * \sigma_{w0} = 39400 \text{ N/m.}$$

en de component van het eigen gewicht van de plaat loodrecht op het talud

$$l * \rho_a g h \cos \alpha$$

Bij een dichtheid van het asfalt van 2000 kg/m^3 wordt dit 58950 N/m .

Dit betekent dat er een veiligheid van 50% tegen opdrijven van de totale plaat aanwezig is.

Plaatselijk opdrijven moet worden gecontroleerd aan de hand van het opdrijfscriterium.

4.7.3 Opdrijfscriterium

De plaat zal niet plaatselijk opdrijven wanneer

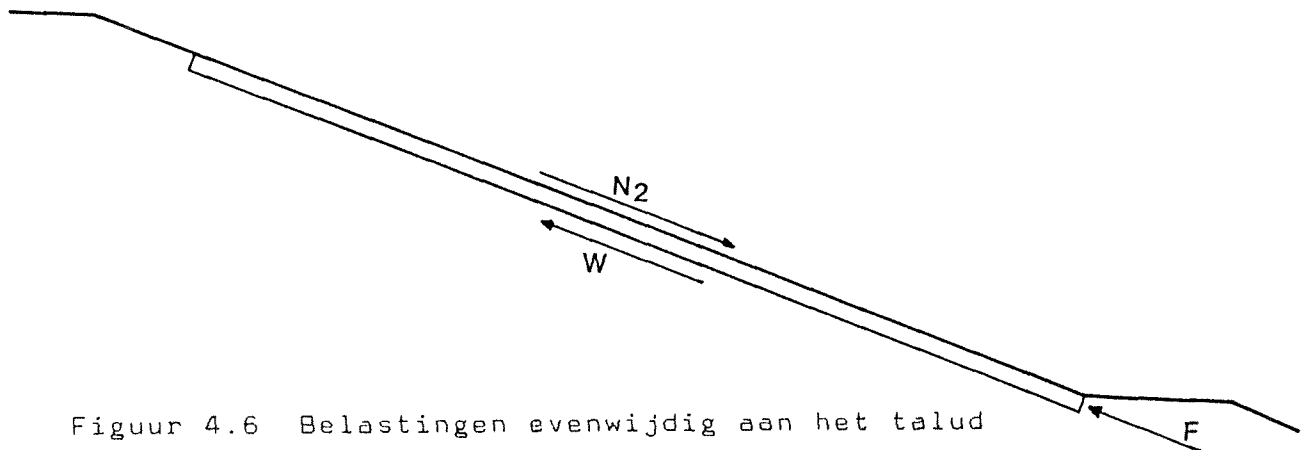
$$h \geq \frac{\sigma_{w0}}{\rho_a g \cos \alpha} = 0,37 \text{ m.}$$

Daar de plaat slechts 25 cm dik is zal deze bij passage van een grote biulcarriër plaatselijk los komen van het talud. Op zich hoeft dit geen probleem te zijn, maar bij een groot aantal lastherhalingen kan vermoeiing en scheurvorming optreden. Tevens kan door de wateroverdruk onder de plaat het basismateriaal van de ondergrond naar beneden zakken. Op den duur zal dit leiden tot instabiliteit en bezwijken van de oeververdediging.

4.7.4 Afschuifcriterium

Door de wateroverdruk onder de plaat kan deze ook evenwijdig aan het talud afglijden. Een 'vol en zat' gepene-treerde stortsteenlaag heeft een dergelijke samenhang dat deze niet gedimensioneerd hoeft te worden op de maximale overspanning σ_{wo}

In figuur 4.6 is het krachterspel dat evenwijdig aan het talud op de plaat wordt weergegeven.



Figuur 4.6 Belastingen evenwijdig aan het talud

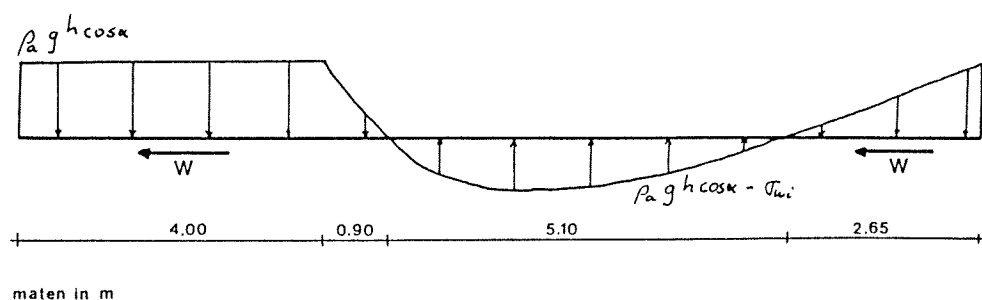
N_z = component van het eigen gewicht evenwijdig aan het talud

W = wrijvingskracht

F = steundruk van het talud en het water

$$N_z = l \rho_{\text{eg}} h \sin \alpha = 19230 \text{ N/m}$$

De wrijvingskracht werkt alleen over het deel van de plaat waar de component van het eigen gewicht loodrecht op het talud groter is dan de wateroverspanning. Dit is schematisch weergegeven in figuur 4.7.



Figuur 4.7 Schematisering wrijvingskracht

Benadering van de wateroverspanning door een parabolisch verloop levert voor de wrijvingskracht

$$W = f \rho g h \cos \alpha (4,0 + 1/3(0,9 + 2,65)) = 5,18 f \rho g h \cos \alpha$$

De wrijvingscoëfficiënt is gelijk aan $\tan \theta$ waarbij θ de hoek van inwendige wrijving van de ondergrond is. Bij $\theta = 30^\circ$ wordt de wrijvingscoëfficiënt 0,58.

De maximale wrijvingskracht wordt hiermee 14030 N/m.

De evenwichtsvergelijking

$$F + W = N_z \quad F = N_z - W$$

leidt tot

$$F = 5200 \text{ N/m.}$$

Dit betekent dat de oeververdediging zonder steun aan de teen zal afglijden.

4.7.5 Kanttekeningen

In vorenstaande berekeningen zijn enkele aannamen gedaan die niet geheel overeenkomen met de realiteit.

1. Er is gesteld dat de bekleding geheel ondoorlatend is. In werkelijkheid is de gepenetreerde stortsteenlaag iets doorlatend, waardoor de maximale wateroverspanning σ_{wo} zoals die is berekend niet geheel opgebouwd zal worden. Dit heeft positieve gevolgen voor zowel het opdrijven als het afschuiven van de bekleding.

2. Plaatselijk is onder de bekleding een kleilaag met een dikte van 1 m. aangebracht. De invloed van deze laag wordt vooral bepaald door de verhouding tussen de doorlatendheid van de kleilaag en de bekleding. Is de doorlatendheid van de kleilaag groter dan zal de situatie nauwelijks veranderen. Andersom, bij een grotere doorlatendheid van de bekleding, wat ook aannemelijk is, zal de wateroverspanning zich hoofdzakelijk onder de kleilaag opbouwen. Het water wat door de kleilaag heensiepelt zal door de bekleding weg kunnen vloeien, zodat er nauwelijks een overspanning onder de bekleding optreedt.
3. De tijdsduur van de belasting is vrij kort. Deze wordt bepaald door de lengte van het spiegeldalingsgebied en de scheepssnelheid. Bij een scheepslengte van 256 m. (maximaal toegestane lengte) en een vaarsnelheid van 3,33 m/s bedraagt de tijdsduur van de waterstandverlaging ongeveer 75 seconden. Of de maximale wateroverspanning in dit korte tijdsbestek werkelijk opgebouwd kan worden is afhankelijk van de mate van doorlatendheid van de ondergrond.

4.8 Stromingsaanval

In principe behoeft de gepenetreerde stortsteenlaag niet op stroming gedimensioneerd te worden. Voor het geval dat er zich een losse steen op het talud bevindt wordt gecontroleerd of deze niet meegevoerd zal worden.

De dimensioneringsformule voor los breuksteenmateriaal is:

$$D_{so} \geq b \frac{U^2}{2g\Delta} (\cos\alpha \sqrt{(1 - \tan^2\alpha/\tan^2\theta)})^{-1}$$

waarin: D_{so} = mediane diameter van het bekledingsmateriaal
 U = stroomsnelheid evenwijdig aan de as van het kanaal

$$\Delta = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}, \text{ relatieve dichtheid}$$

θ = hoek van inwendige wrijving van het bekledingsmateriaal

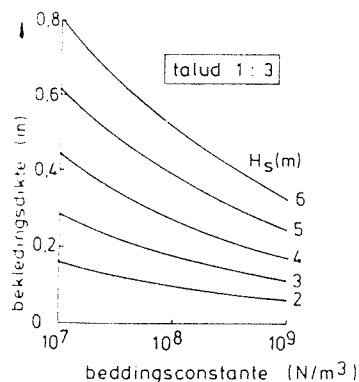
Uit tabel 4.7 blijkt dat de maximale retourstroomsnelheid 1,37 m/s bedraagt. Met $\theta = 35^\circ$ en $b = 1,2$ wordt $D_{50} = 8$ cm. Wordt voor stortsteen 10/80 aangenomen dat de mediane diameter gelijk is aan de ribbe van een kubusvormige steen met een gewicht van 40 kg, dan is deze ribbe ± 25 cm lang. Zelfs een steen van 10 kg heeft nog een ribbe van 15 cm. Geconcludeerd kan worden dat een eventueel losgeraakte steen niet meegevoerd zal worden.

In § 4.7.4. kwam naar voren dat de teen van de bekledingsconstructie van groot belang is voor de ondersteuning tegen afglijden. Voor $\alpha = 0^\circ$, de teen ligt immers horizontaal, wordt de $D_{50} = 5$ cm.

Omdat de teen totaal onbeschermd is zal hier zeker bodem-materiaal weggespoeld worden, mede omdat ook mechanisme III, uittreden van grondwater, hier gaat meespelen.

4.9 Golfaanval

De maximale hoogte van de interferentiepieken bedraagt 0,57 m. Met behulp van figuur 4.8 kan de benodigde bekledingsdikte vastgesteld worden.



Figuur 4.8 Benodigde laagdikte voor bekleding van dicht steenasfalt

Hoewel de beddingsconstante van de ondergrond niet exact bekend is kan uit de grafiek worden opgemaakt dat een golfhoogte van 57 cm geen enkel probleem oplevert.

4.10 Aanbevelingen

Uit voorgaande dimensioneringsberekeningen zijn twee situaties naar voren gekomen die kunnen leiden tot bezwijken van de oeververdediging.

1. Het plaatselijk opdrijven van de bekleding kan bij een groot aantal lastherhalingen leiden tot vermoeiing en scheurvorming van de verdediging.
2. Wegspoelen van bodemmateriaal uit de teen door de re-tourstroom en uittredend grondwater heeft tot gevolg dat de teen na verloop van tijd de benodigde steundruk tegen afglijden niet meer kan opbrengen.

4.10.1 Voorkomen plaatselijk opdrijven

Bij het nemen van maatregelen tegen plaatselijk opdrijven kan van twee principes worden uitgegaan.

1. Verlagen van de wateroverspanning onder de bekleding.
2. Verhogen van het eigen gewicht van de bekleding.

Ad 1 Verlagen van de waterspanning

Bij de berekeningen is uitgegaan van een ondoorlatende bekleding. In werkelijkheid zal deze wel iets doorlatend zijn zodat de wateroverspanning lager uitvalt. Een verdere verlaging van de wateroverspanning kan verkregen worden door de doorlatendheid van de bekleding op te voeren door bijvoorbeeld het boren van gaten. Nadeel hiervan is dat met het uittredende water bodemmateriaal meegevoerd wordt, waardoor verzakkingen in de verdediging optreden, zodat dit geen afdoende oplossing oplevert. Een andere mogelijkheid is het aanbrengen van de eerder genoemde kleilaag over de totale lengte van het kanaal. De waterspanning bouwt zich dan vooral onder de kleilaag op i.v.p. onder de bekleding. Dit is echter een ingrijpende oplossing, omdat de bekleding geheel verwijderd moet worden alvorens de kleilaag aangebracht kan worden.

Ad 2 Verhogen eigen gewicht van de bekleding

Het aanbrengen van een extra laag 'vol en zat' gepenetreerde stortsteen geeft weliswaar een hoger eigen gewicht van de bekleding maar tegelijkertijd zal hiermee de wateroverspanning onder de bekleding toenemen. Er ontstaat evenwicht bij een totale laagdikte van 50 cm, wat inhoudt dat de bekledingsdikte verdubbeld moet worden.

Wordt het eigen gewicht verhoogd door het aanbrengen van stortsteen zonder asfaltpenetratie, dan blijft de verhoging van de wateroverspanning achterwege.

De laagdikte van de stortsteenlaag kan berekend worden volgens

$$h_s \geq \frac{\sigma_{wo} - \rho_s g h_a \cos \alpha}{\rho_s g \cos \alpha}$$

waarin

h_s = laagdikte stortsteen

ρ_s = dichtheid stortsteen (1650 kg/m³)

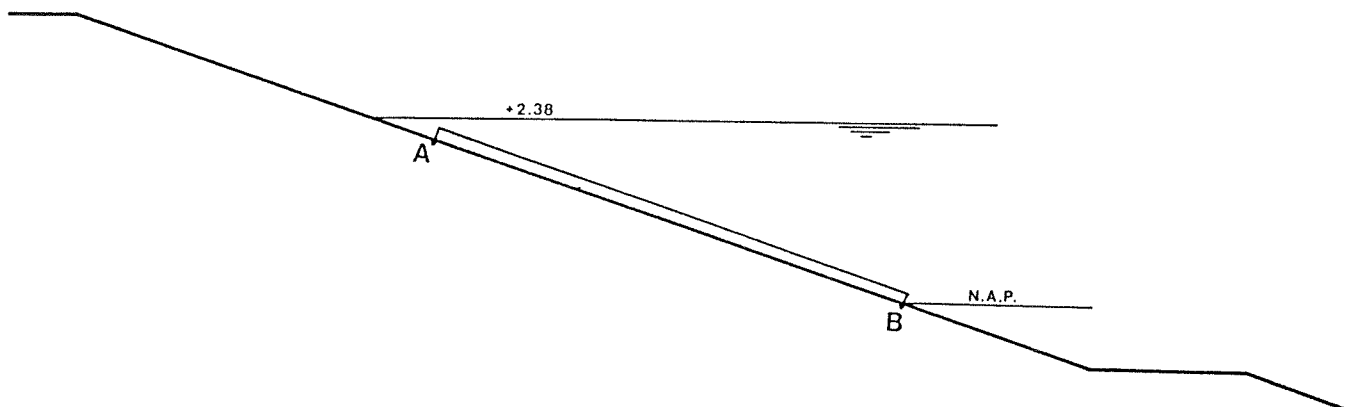
ρ_a = dichtheid huidige bekleding (2000 kg/m³)

h_a = laagdikte huidige bekleding (25 cm)

σ_{wo} = maximale wateroverspanning (6840 N/m²)

Hieruit volgt dat de laagdikte van de stortsteenlaag minstens 15 cm moet zijn. Dit betekent één enkele laag stortsteen 10/80.

Deze laag hoeft alleen over het deel van het talud aangebracht te worden waar de wateroverspanning groter is dan de component van het eigen gewicht loodrecht op het talud (zie figuur 4.9)



Figuur 4.9 Lengte van de stortsteenlaag

Punt A wordt bepaald door de situatie bij het maximale kanaalpeil van N.A.P. + 2,38 m. Dit bovenste punt van de extra bekledingslaag kan ongeveer op 30 cm onder dit kanaalpeil komen te liggen maar uit veiligheidsoverwegingen wordt het aangenomen op N.A.P. + 2,50 m.

Punt B ligt ongeveer op N.A.P., maar om voldoende steun voor de stortsteenlaag te waarborgen wordt deze doorgetrokken tot de horizontale teen. Dit is op N.A.P. - 0,85 m.

Uit § 4.8 is gebleken dat stortsteen 10/80 bestand is tegen de stromingsaanval t.g.v. de optredende retourstroom.

4.10.2 Voorkomen wegspoelen horizontale teen

Het wegspoelen van bodemmateriaal uit de teen van de oeververdediging kan worden tegengegaan door het aanbrengen van een filterconstructie of een filterdoek met stortsteen. Gekozen wordt voor een filterdoek met stortsteenbedekking omdat hiermee de constructiedikte beperkt kan blijven. Het filterdoek zal doorlopen tot N.A.P. - 3,85 m., dit is 3 m. onder de horizontale teen.

4.10.3 Constructieopbouw

De uit te voeren werkzaamheden zijn achtereenvolgens:

1. In oude staat terugbrengen van de horizontale teen daar deze door transport van bodemmateriaal op meerdere punten gedeeltelijk is verdwenen.
2. Het aanbrengen van een filterdoek vanaf de onderkant van de gepenetreerde stortsteenlaag tot N.A.P. - 3,85 m.
3. Aanbrengen van een laag stortsteen 10/80 vanaf N.A.P. + 2,50 m. tot N.A.P. - 3,85 m.

De opbouw van de constructie is weergegeven in figuur 4.10.

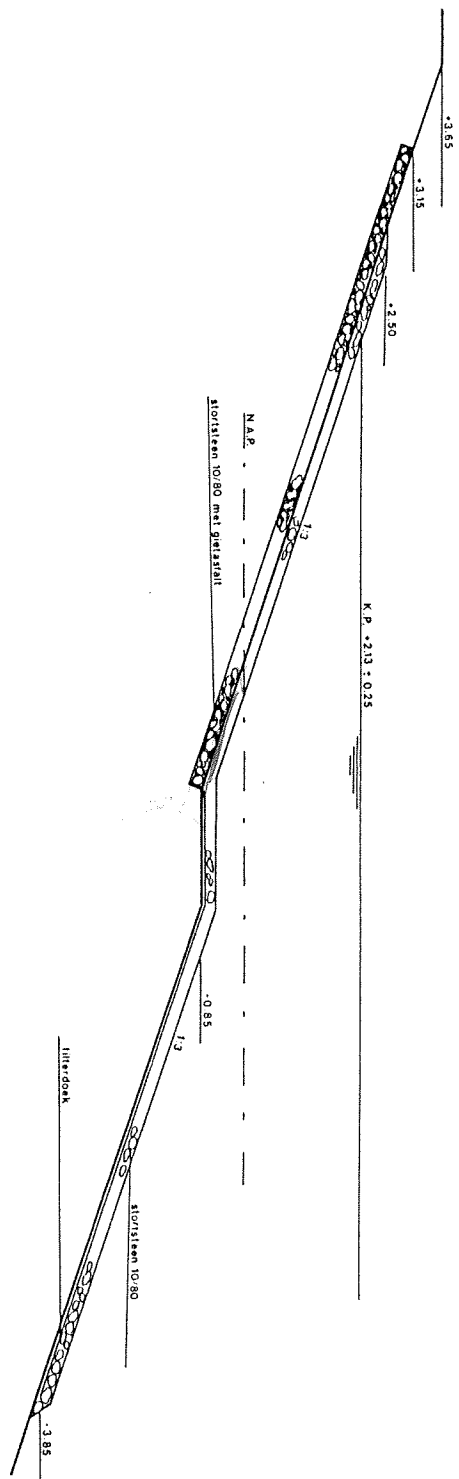


Figure 4.10: Optimum noise overvoltage

LITERATUURLIJST

- [1] Rijkswaterstaat, Dienst Verkeerskunde
Hoofdafdeling Scheepvaart
Verdieping Westerschelde, Technisch-nautisch onderzoek
deel 1,
Vaarschema's en vereiste waterdiepte,
Nota S 80.20.01,
Dordrecht, mei 1983

- [2] Technische Scheldec commissie, subcommissie Westerschelde
Verdieping Westerschelde; Programma 48'/43'
Studierapport + Bijlagen
Middelburg - Antwerpen, juni 1984

- [3] Rijkswaterstaat, Directie Waterhuishouding en
Waterbeweging, Adviesdienst Vlissingen
De Westerschelde als scheepvaartweg
Nota WWKZ-82.V012
Vlissingen, augustus 1984

- [4] Rijkswaterstaat, Dienst Verkeerskunde
Hoofdafdeling Scheepvaart
Verdieping Westerschelde, Technisch-nautisch onderzoek
deel 5,
Aanvullend onderzoek vereiste waterdiepte
Nota S 80.20.05,
Dordrecht, april 1984

- [5] Anselin M., Declerck C.
De gewenste c.q. noodzakelijke bijkomende infrastructuur
en maatregelen voor de verdere ontwikkeling van het
Gentse havengebied
Eindrapportering en Werkrapporten
Seminairie voor Survey en Ruimtelijke Planning
Rijksuniversiteit Gent, 1980

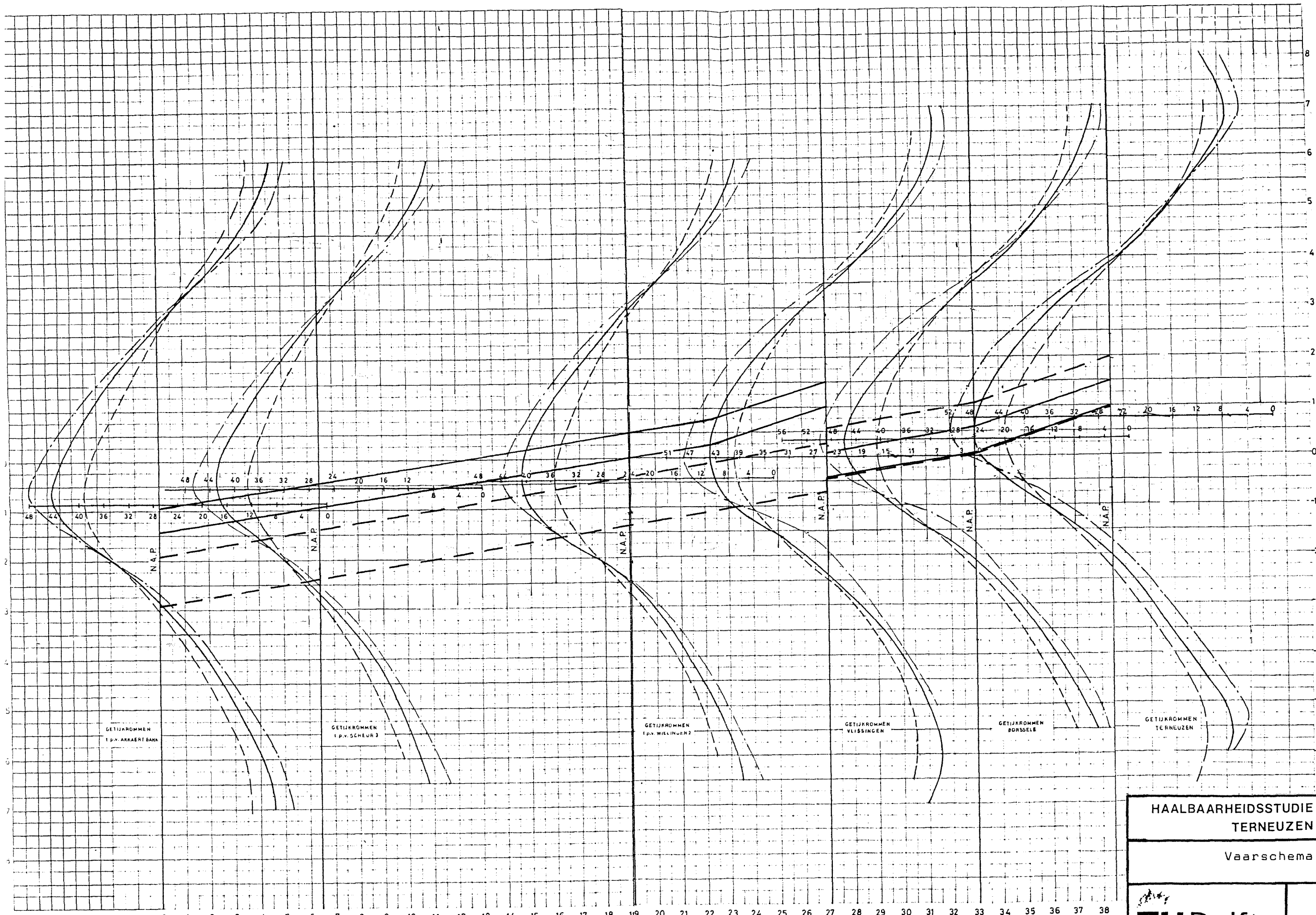
- [6] Cooper D.H., Morris M.G.M.,
Some aspects of a study of the locking of ships with high
blockage factors
Uit: Papers 7th International Harbour Congress
Vol. I : Section 1 and 2
Antwerpen, 22-26 mei 1978

- [7] Havenbedrijf der stad Gent
Vergelijkstudie Zeesluizen
Gent, mei 1984

- [8] Ministerie Openbare Werken, Bestuur van de Waterwegen
Dienst van het stroomgebied der Schelde (1^e directie)
Nota behorende bij het voorgestelde tracé
Brussel, 1980
- [9] Technische Scheldec commissie,
Subcommissie Kanaal van Terneuzen naar Gent
Eindrapport werkgroep TGSV
Oriënterende studie sluis en voorhavens
Middelburg, juni 1987
- [10] Technische Scheldec commissie,
Subcommissie Kanaal van Terneuzen naar Gent
Eindrapport werkgroep TGK
Bochtaanpassing kanaal bij Sluiskil en Sas van Gent
Middelburg, juni 1987
- [11] Rijkswaterstaat, Dienst Verkeerskunde
Hoofdafdeling Scheepvaart
Verbetering Kanaal van Terneuzen naar Gent
"Inventarisatie varen in kanalen"
Nota S85.119.01,
Dordrecht, februari 1987
- [12] Bouwmeester J.
Binnenscheepvaart en scheepvaartwegen
Collegediktaat f12N
Havens en scheepvaartwegen
Delft, januari 1987
- [13] Allaert, G.
Concretisering van de havenplanologie met betrekking
tot Gent
Seminarie voor Survey en Ruitmtelijke Planning
Rijksuniversiteit Gent, 1984
- [14] Bouwmeester, J.
Flexibele waterbouwkundige constructies
Collegediktaat f4
Delft, juni 1987
- [15] Technische adviescommissie voor de waterkeringen
Leidraad voor de toepassing van asfalt in de waterbouw
Leiden, januari 1984
- [16] Rijkswaterstaat
Proefreizen met bovenmaatse schepen op het kanaal van
Terneuzen
Middelburg, augustus 1982

LIJST VAN BIJLAGEN

- 1 Westerschelde
- 2 Vaarschema's
- 3 Getijkromme Terneuzen
- 4 Rijzingen t.o.v. GLLWS
- 5 Extra verdieping Westerschelde
- 6 Sluisafmetingen
- 7 Ontwerpnormen kanaalprofiel
- 8 Bodemgegevens
- 9 Vaarsnelheden



— Springtij
 — Gemiddeld tij
 - - - Doodtij
 Getijgegevens verstrekt door
 Rijkswaterstaat
 Directie Waterhuishouding
 en Waterbeweging
 Adviesdienst Vlissingen

OVERZICHT GLLWS-STANDEN
t.o.v. N.A.P. in dm

ANTWERPEN	-26 ⁵
BATH	-26
HANSWEERT	-27
TERNEUZEN	-26
VLISSINGEN	-25
WIELINGEN 2 (BOEI)	-23 ⁶
SCHEUR 3 (BOEI)	-26 ³
AKKAERT BANK 1A1 (BOEI)	-27 ³

— Opvaart in twee getijden tijpoort 1/2 uur
 - - - Opvaart in een getij tijpoort 1 uur

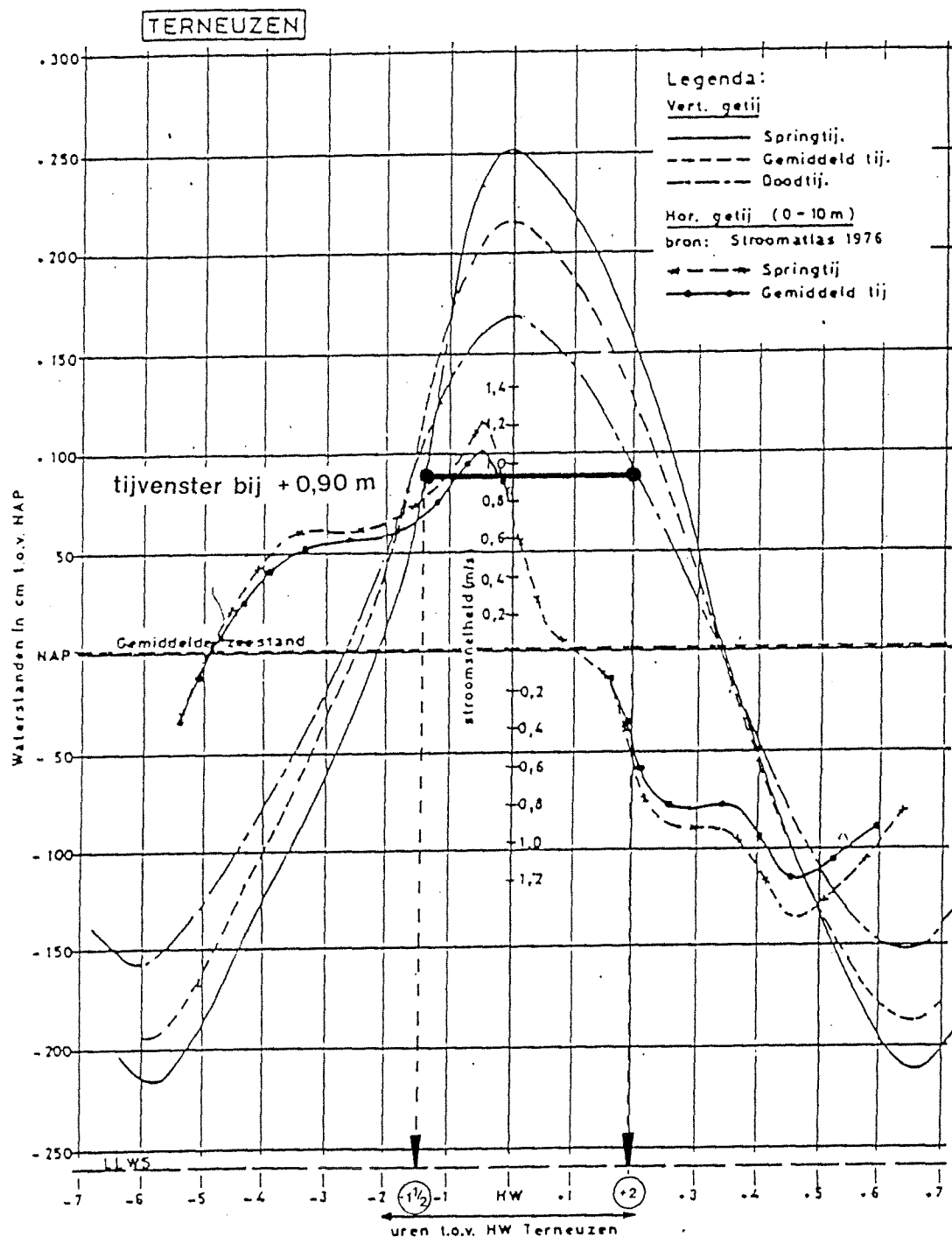
De hier gegeven getijkrommen hebben een
indikatief karakter.

HAALBAARHEIDSSSTUDIE ZEESLUIS
 TERNEUZEN

Vaarschema's

TU Delft
 Technische Universiteit Delft
 Faculteit der Civiele Techniek

BIJLAGE
 2

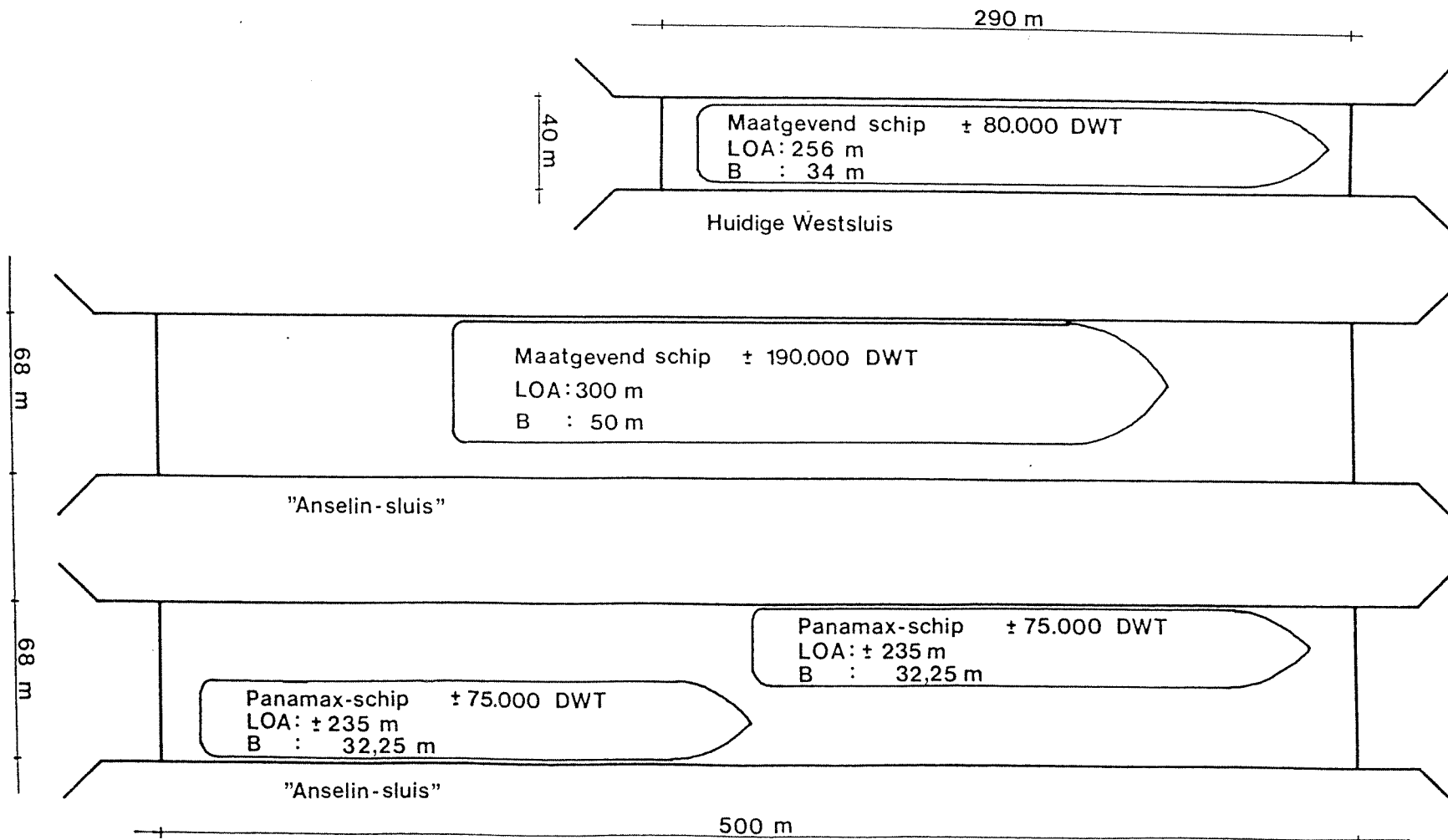


Rijzingen t.o.v. GLLWS in decimeters

	opvaart in 1 getij			opvaart in 2 getijden		
	dood- tij	gem. tij	spring- tij	dood- tij	gem. tij	spring- tij
Akkaertbank	283	269	256	378	407	422
Scheur 3	296	292	279	371	420	443
Wielingen 2	325	365	365	336	387	411
Vlissingen	388	420	436	363	392	430
Borssele	392	438	477	402	455	497

	zoetwaterdiepgang 16,36 m.			zoetwaterdiepgang 17,00 m.		
opvaart in 1 getij	dood- tij	gem. tij	spring- tij	dood- tij	gem. tij	spring- tij
Akkaertbank	84	98	111	161	175	188
Scheur 3	91	95	108	168	172	185
Wielingen 2	112	72	72	189	149	149
Vlissingen	69	37	21	146	134	98
Borssele	65	19	-	138	92	53
opvaart in 2 getijden	dood- tij	gem. tij	spring- tij	dood- tij	gem. tij	spring- tij
Akkaertbank	-	-	-	66	37	22
Scheur 3	16	-	-	93	44	21
Wielingen 2	109	61	19	186	138	96
Vlissingen	94	64	27	171	141	104
Borssele	55	2	-	128	75	33

Extra benodigde drempelverdiepingen in cm.

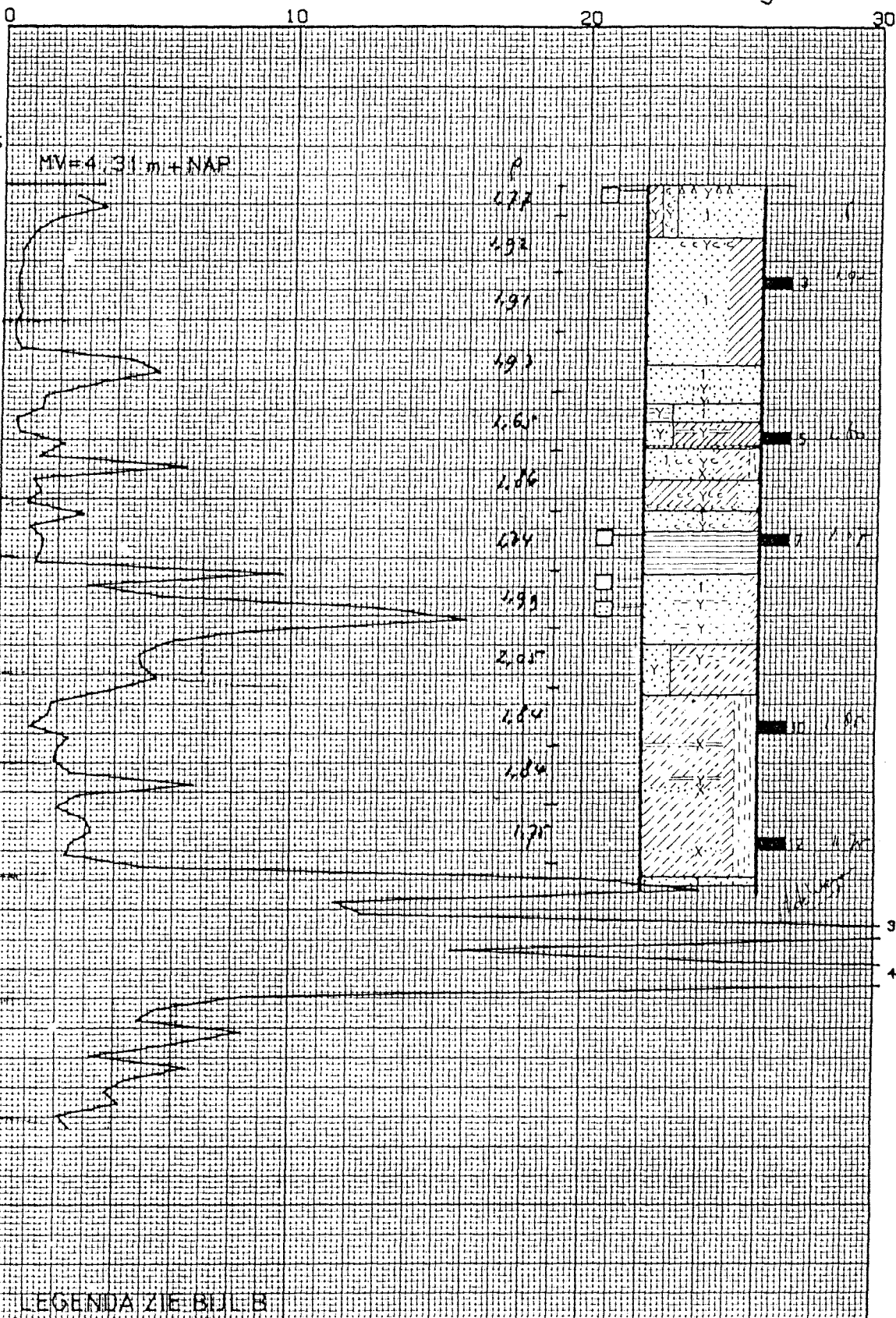


	Scheepsafmatingen LOA x B x T (m)	Vaarstrook (m)	Bermstrook (m)	Bijdrage veilig- heidsstrook (m)	Windtoeslag trapezium (m)	Windtoeslag bak (m)	Toeslag bocht R < 3000 m (m)
maatgevend schip	LOA x B x T	1,8*8	8	0,5*8	0,5*8	0,8*8	0,5*8
Panamax- schip	245*32,50*14,00	58,50	32,50	16,00	16,00	23,50	16,00
zeeschip 40000 DWT	180*27,00*12,00	48,50	27,00	13,50	13,50	21,50	13,50
vierbaks- duwvaart	190*22,80* 3,50	34,00	11,50	11,50	11,00	18,00	11,50
tweebaks- duwvaart	190*11,40* 3,50 115*22,80* 3,50	17,00 34,00	6,00 11,50	6,00 11,50	11,00 6,00	18,00 9,00	6,00 11,50
binnenvaart klasse IV	85* 9,50* 2,80	12,00	5,00	5,00	5,00	8,00	5,00
coaster	100*12,00* 4,60	16,00	8,00	6,00	6,00	9,50	6,00

CONUSWEERSTAND IN MN/m²

(1MN/m² ≈ 10kgf/cm²)

DIEPTE IN m ±NAP



uitgevoerd volgens nen 3680

meetbereik:

conusweerstand 60 MN/m²
plaatselijke wrijving 2.0 MN/m²

* mechanisch discontinu:
mantelconus
* kleefmantelconus

electrisch continu:
conus
kleefmantelconus
ingesnoerd
cylindrisch

n.b. * is van toepassing



laboratorium voor grondmechanica delft

telefoon: (015)-569223

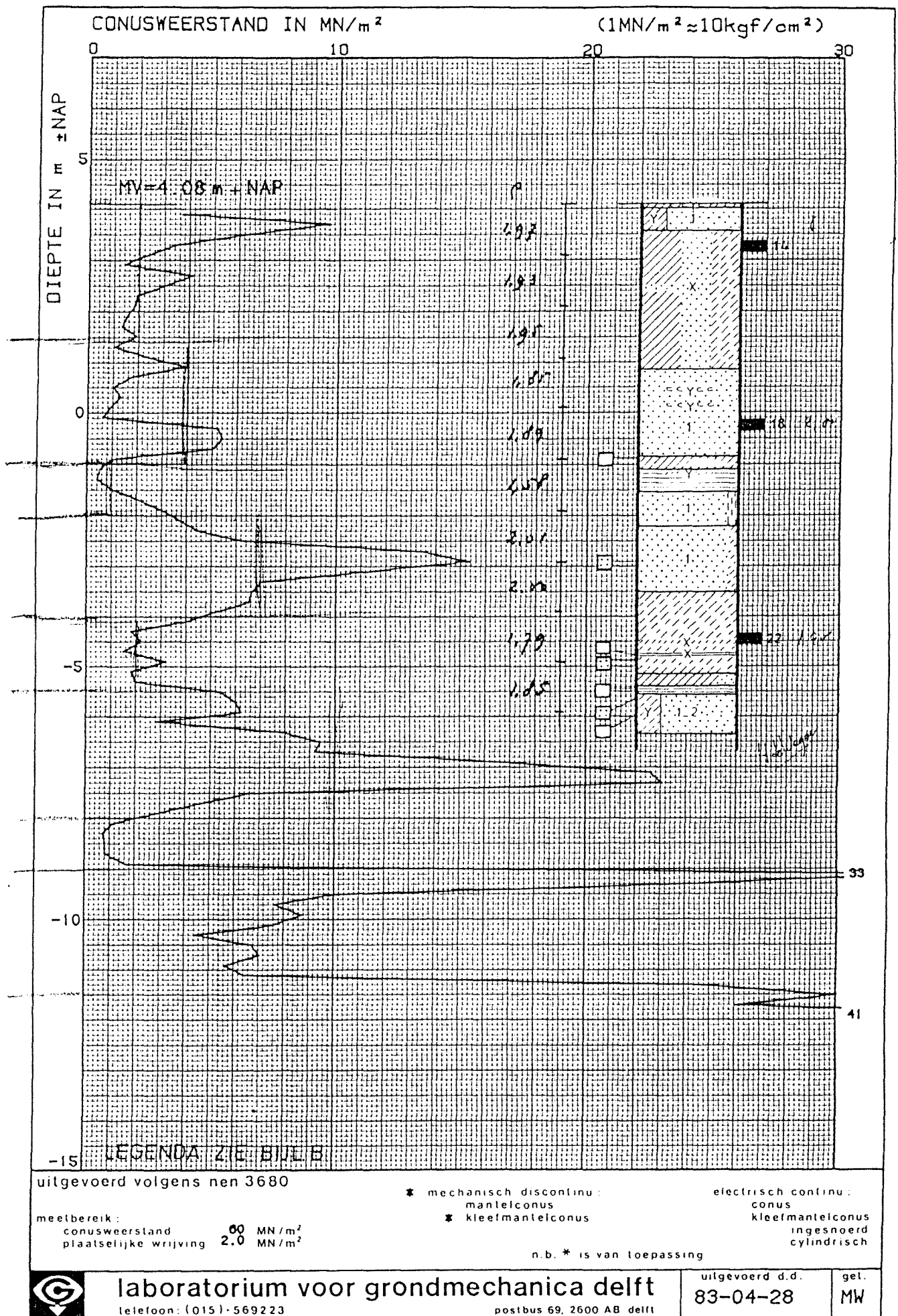
postbus 69, 2600 AB delft

uitgevoerd d.d.

83-04-28

gel.

MW



Metingen douanesteiger Sas van Gent (nov. '87)

breedte (m.)	diepgang (m.)	snelheid raai A (km/uur)	snelheid raai B (km/uur)	gemiddelde snelheid (km/uur)	toegestane snelheid (km/uur)
32,2	6,80	10,8	10,2	10,2	12
32,3	12,25	8,8	8,7	8,4	9
32,1	8,00	11,1	12,3 *	11,4	12
27,6	10,90	10,0 *	10,0 *	9,8 *	9
32,1	12,00	8,2	8,9	8,1	9
32,2	11,20	9,1 *	8,9	8,8	9

Proefreizen bovenmaatse schepen (1982)

breedte (m.)	diepgang (m.)	gemiddelde snelheid (km/uur)	maximale snelheid (km/uur)	toegestane snelheid (km/uur)
32,3	12,25	8,6	9,1 *	9
32,2	12,10	7,3	10,3 *	
32,2	12,25	8,1	8,9	
32,3	12,40	9,1 *	9,7 *	
32,3	12,25	5,9	8,2	
31,7	12,10	7,4	7,7	
31,7	12,00	9,1 *	10,4 *	
32,3	12,25	7,7	9,3 *	
31,9	12,00	8,2	8,7	
32,2	12,25	5,4	10,3 *	
32,3	12,10	7,4	8,9	
32,3	12,00	8,7	9,2 *	
32,3	12,00	7,1	7,5	
32,2	7,5	12,4 *	13,8 *	12
32,3	7,2	6,5	14,4 *	
32,2	7,6	9,6	14,6 *	

De met een * aangegeven waarden liggen boven de toegestane snelheid.