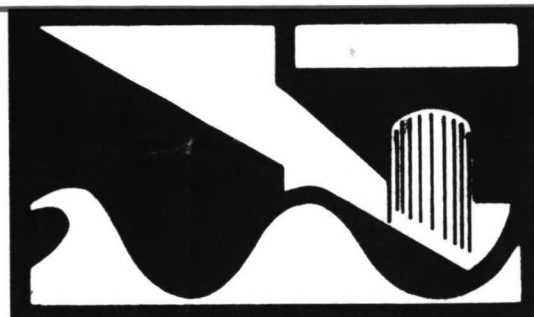


698A

augustus 1987

R.P. van Dijk P.J. Eimers



UITBREIDING VAN DE JACHTHAVEN VAN BRESKENS

HOOFDRAPPORT

UITBREIDING VAN DE JACHTHAVEN VAN BRESKENS

HOOFDRAPPORT

afstudeerwerk van : R.P. van Dijk  
P.J. Eimers

onder begeleiding van: Prof.dr.ir. E.W. Bijker  
Dr.ir. N. Booij

Delft, augustus 1987

# INHOUDSOPGAVE

## SAMENVATTING

1. Inleiding
  - 1.1. Jachthaven Breskens
  - 1.2. Probleemstelling
  - 1.3. Doelstelling van het onderzoek
  - 1.4. Eisen en wensen
  - 1.5. Het onderzoek
2. Bepaling stromingspatroon en stroomsnelheid
  - 2.1. Inleiding
  - 2.2. Oplossingsmethode
  - 2.3. Discretisering
  - 2.4. Schematisatie model
    - 2.4.1. Maaswijdte en tijdstap
    - 2.4.2. Vaste randen van het model
    - 2.4.3. Tijdsafhankelijke randen van het model
    - 2.4.4. Eerste schematisatie
  - 2.5. Modelresultaten
  - 2.6. Definitieve schematisatie
  - 2.7. Resultaten
  - 2.8. Toetsing resultaten DUCHESS met Manning
3. Baggerbezwaar
  - 3.1. Inleiding
  - 3.2. Stroom-, zand- en slibgegevens
  - 3.3. Concentratieverdelingen
    - 3.3.1. Theorieën van Rouse en Coleman
    - 3.3.2. Vergelijking tussen Rouse en Coleman
    - 3.3.3. Bepaling van de valsnelheid
  - 3.4. Bepaling baggerbezwaar
    - 3.4.1. Alternatief 1
    - 3.4.2. Alternatief 2
      - 3.4.2.1. Aanzanding
      - 3.4.2.2. Aanslibbing
    - 3.4.3. Alternatief 3
  - 3.5. Conclusie
4. Literatuur
5. Symbolen en notaties

## APPENDIX A

### Vergelijking tussen curve-fitting en geijkte formule

- A1 Inleiding
  - A1.1 Curve-fitting
  - A1.2 Theorie van Coleman
  - A1.3 Vergelijking curve-fitting met Coleman
- A2 Conclusie
- A3 Opmerkingen

## APPENDIX B

### IJking van de coëfficiënt B uit de Kalinske-Frijlink-formule, in "Het Vaarwater langs Hoofdplaat"

- BIJLAGEN:
1. Stroombeelden in de haven bij verschillende verhangen
  2. Concentratie- en snelheidsmetingen in "Het Vaarwater langs Hoofdplaat"
  3. Berekening aanzanding, alternatief 2
  4. Berekening aanslibbing, alternatief 2

## Samenvatting

De vraag naar ligplaatsen in de jachthaven van Breskens, gelegen aan de Westerschelde, is de laatste jaren sterk toegenomen. De watersportvereniging die het beheer voert over de haven, onderzoekt of het rendabel is om de haven uit te breiden.

Een van de posten die zwaar op de exploitatiekosten drukken zijn de jaarlijks terugkerende baggerkosten.

In dit afstudeeronderzoek is voor drie mogelijke ontwerpen de hoeveelheid te baggeren materiaal bepaald.

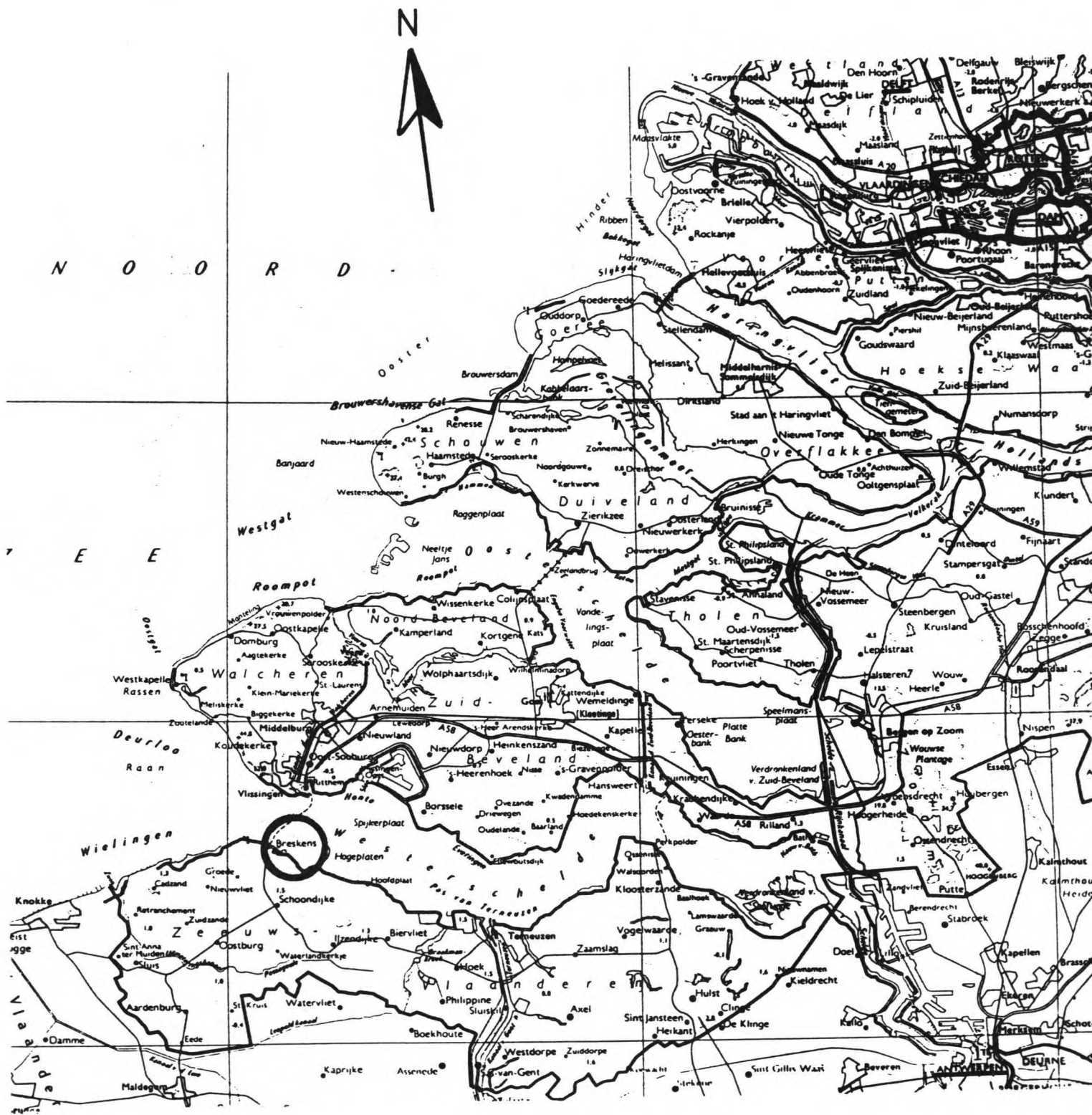
De drie alternatieven zijn:

- uitbreiding waarbij de huidige ingang in gebruik blijft
- uitbreiding waarbij de jachthaven een eigen ingang heeft
- uitbreiding met twee ingangen (de huidige en een nieuwe), zodat er een stroming door de haven ontstaat

In het eerste gedeelte van het onderzoek zijn het stroombeeld en de stroomsnelheid in de haven bepaald met DUCHESS. Dit is een door de Technische Universiteit Delft ontwikkeld programma voor twee dimensionale horizontale stroming.

Met deze resultaten en verzamelde gegevens van het sedimenttransport in de Westerschelde is voor elk alternatief de hoeveelheid te baggeren materiaal bepaald. De conclusie is dat een haven met één haveningang beduidend minder baggerbezwaar geeft dan een haven met twee ingangen (minstens vier maal zoveel). De stroming door de haven is niet sterk genoeg om het zand en slib in suspensie te houden.

De keuze tussen een nieuwe of de huidige ingang kan op verschillende gronden gebeuren. De voorkeur gaat uit naar het alternatief waarbij de huidige ingang gehandhaafd blijft, omdat er dan een sterkere vulstroom door de haveningang trekt. Hierdoor zal de toegangsgeul van de haven beter op diepte blijven.



figuur 1.1 Ligging jachthaven van Breskens.

## 1. Inleiding

### 1.1. Jachthaven Breskens

De jachthaven van Breskens, gelegen in Zeeuws-Vlaanderen aan de Westerschelde, is in 1976 in gebruik genomen en heeft vanaf het begin een goede bezetting gehad (fig 1.1).

De haven ligt op een, uit zeilersoogpunt, ideale plek. Het is een prima basis om tochten te beginnen langs de Belgisch-Franse kust, de Nederlandse kust en om een oversteek te maken naar Engeland. Zelfs bij redelijk zwaar weer kan men op de relatief beschut gelegen Westerschelde een zeiltocht ondernemen.

Door de toename van het aantal recreatiemogelijkheden de laatste jaren is de vraag naar ligplaatsen in Breskens sterk toegenomen. De watersportvereniging Breskens besloot daarom de jachthaven te gaan uitbreiden tot zo'n 860 ligplaatsen (een verdubbeling van het huidige aantal).

Aan de faculteit der Civiele Techniek van de Technische Universiteit Delft is gevraagd om een onderzoek te doen naar de plannen voor deze uitbreiding.

De uitbreiding is geprojecteerd in oostelijke richting (fig 1.2). Naast de uitbreiding van de jachthaven met ruim 400 ligplaatsen denkt men aan het opzetten van een zeilschool, aanleg van een grote parkeerplaats en aan de bouw van een 70 meter hoge torenflat (circa 150 appartementen).

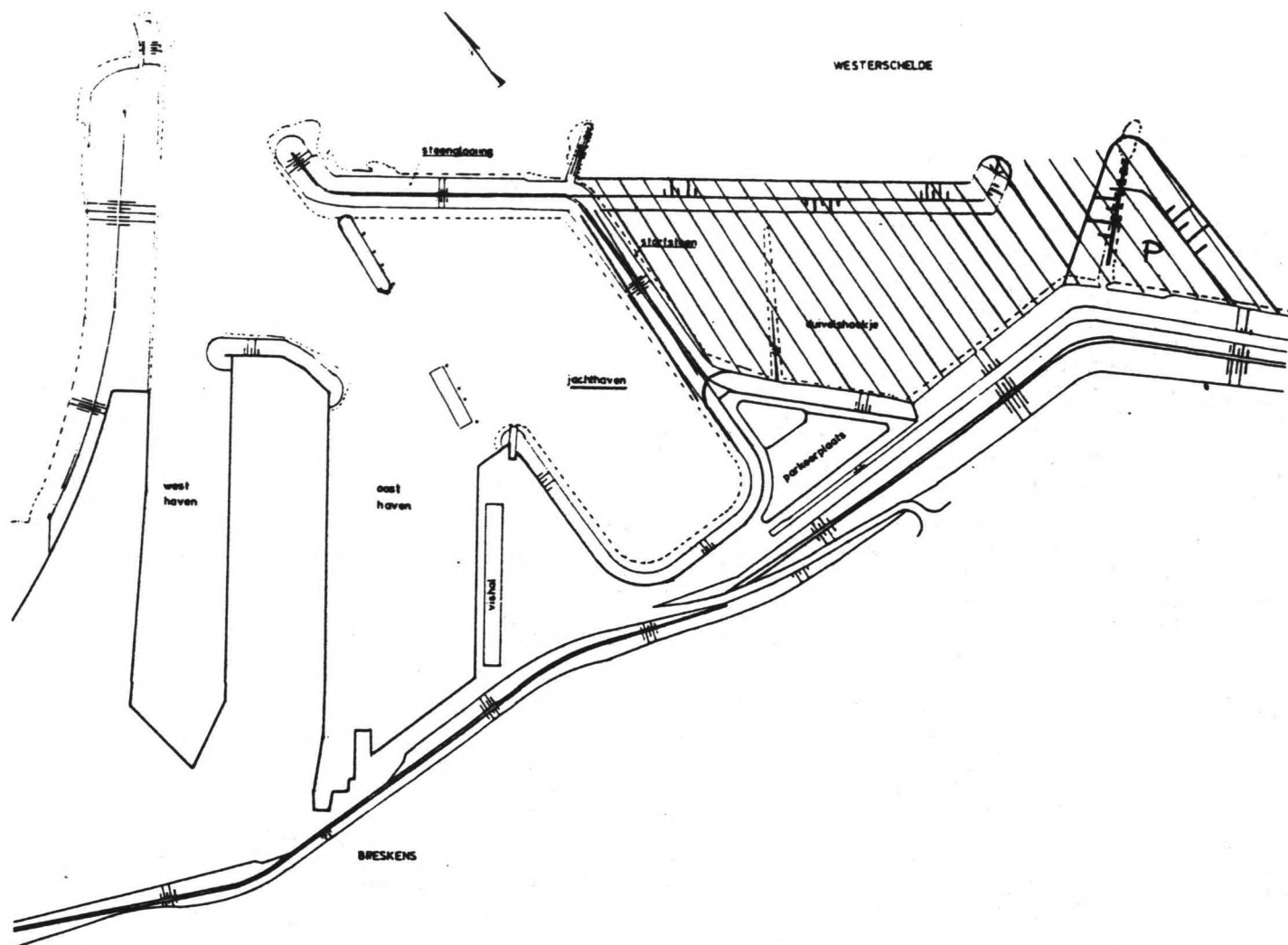
### 1.2. Probleemstelling

De exploitatiekosten van een jachthaven worden in sterke mate bepaald door de ligging ervan. Met name de kosten van de steigeraccommodatie van een getijdehaven zoals Breskens zijn veel hoger dan die van een haven met constant waterpeil (zogenaamde binnenhavens).

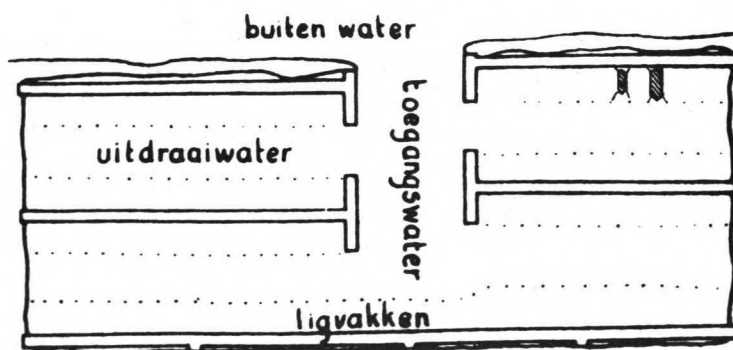
Een tweede grote kostenpost is het baggerwerk, in Breskens moet nu iedere twee jaar gebaggerd worden. De baggerkosten drukken sterk op de jaarlijkse begroting van de watersportvereniging Breskens. Bij de geplande uitbreiding, tot twee keer het huidige oppervlak, zullen de kosten van dit baggerwerk wellicht verdubbelen.

### 1.3. Doelstelling van het onderzoek

De doelstelling van dit onderzoek naar de uitbreiding van de jachthaven Breskens is de baggerkosten zo laag mogelijk te houden.



figuur 1.2 Uitbreiding jachthaven in oostelijke richting.



figuur 1.3 Definitie uitdraaiwater.

#### 1.4. Eisen en wensen

In overleg met de bouwcommissie van de watersportvereniging Breskens is voor de uitbreiding van de jachthaven een aantal eisen en wensen opgesteld.

Puntsgewijs worden de belangrijkste daarvan genoemd:

- Bij een oplossing met twee haveningangen, waardoor een stroming in de haven optreedt, moet de stroomsnelheid gedurende een zekere periode minimaal 0.20 - 0.30 m/s bedragen om verondieping van de haven te voorkomen.
- De stroomsnelheid in de haven mag in verband met het aanleggen van de schepen niet groter zijn dan 0.30 m/s. Vooral de dwarsstroom in het uitdraaiwater moet gering zijn (fig 1.3).
- De maximale dwarsstroomsnelheid bij de haveningang mag niet groter worden dan zo'n 0.50 m/s.
- Het onderhoudsbaggerwerk moet zo gering mogelijk zijn en eenvoudig gedaan kunnen worden.
- De streefdiepte van de haven bedraagt NAP -5.50 m.
- Het grootste schip dat de haven moet kunnen binnenlopen heeft een lengte van 30 m en een diepgang van 2.70 m.
- In eerste instantie wordt de kruinhoogte van de havendam NAP +5.00 m (voorstel bouwcommissie).
- Indien mogelijk moet er een functionele scheiding komen tussen de beroeps- en de recreatievaart in de haven.

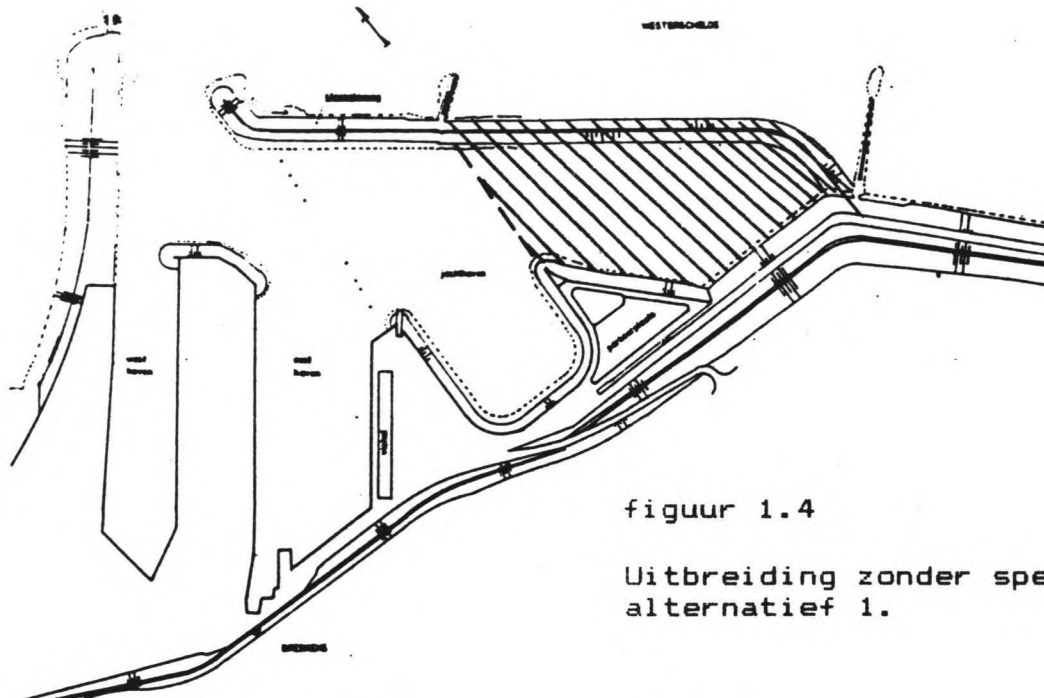
#### 1.5. Het onderzoek

In het onderzoek betreffende de uitbreiding van de jachthaven van Breskens wordt in de eerste plaats het stroombeeld onderzocht voor drie verschillende alternatieven [Van Dijk en Eimers, 1986].

De drie alternatieven zijn respectievelijk een uitbreiding van de jachthaven zonder speciale voorzieningen (fig 1.4), uitbreiding met een nieuwe haveningang waarbij een stroming door de haven optreedt (fig 1.5) en een uitbreiding met een nieuwe ingang waarbij de jachthaven wordt gescheiden van de handelshaven (fig 1.6).

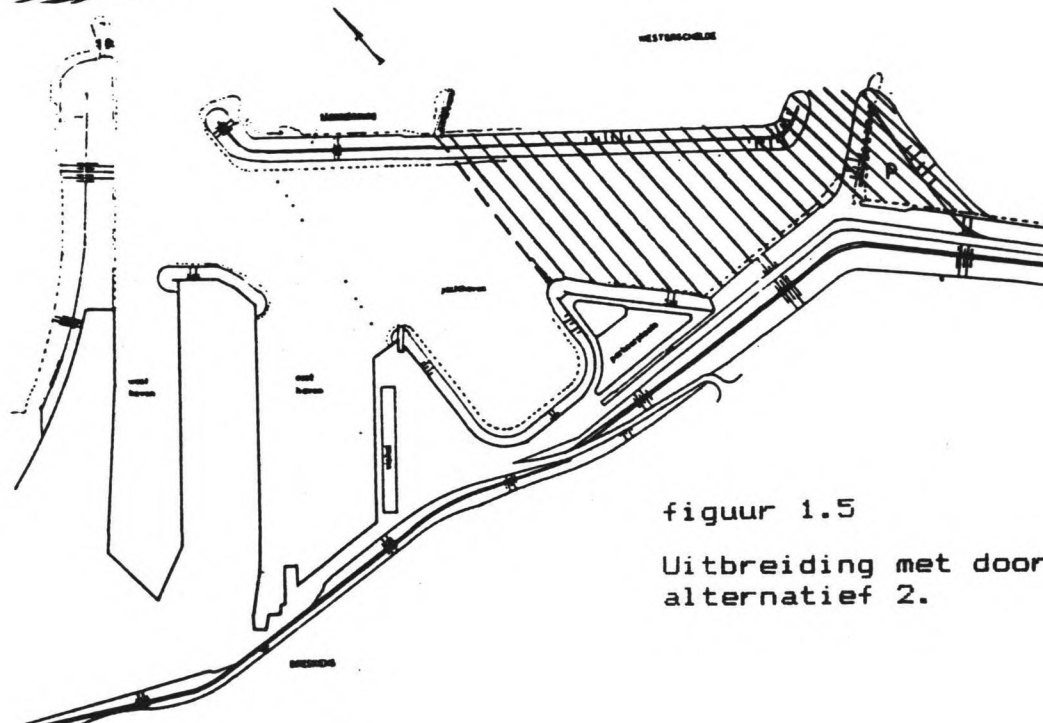
De stroomsnelheden zijn berekend met een numeriek model. Dit wordt in hoofdstuk twee beschreven.

In hoofdstuk drie wordt het baggerbezwaar voor de drie alternatieven bepaald op grond van het stromingsonderzoek.



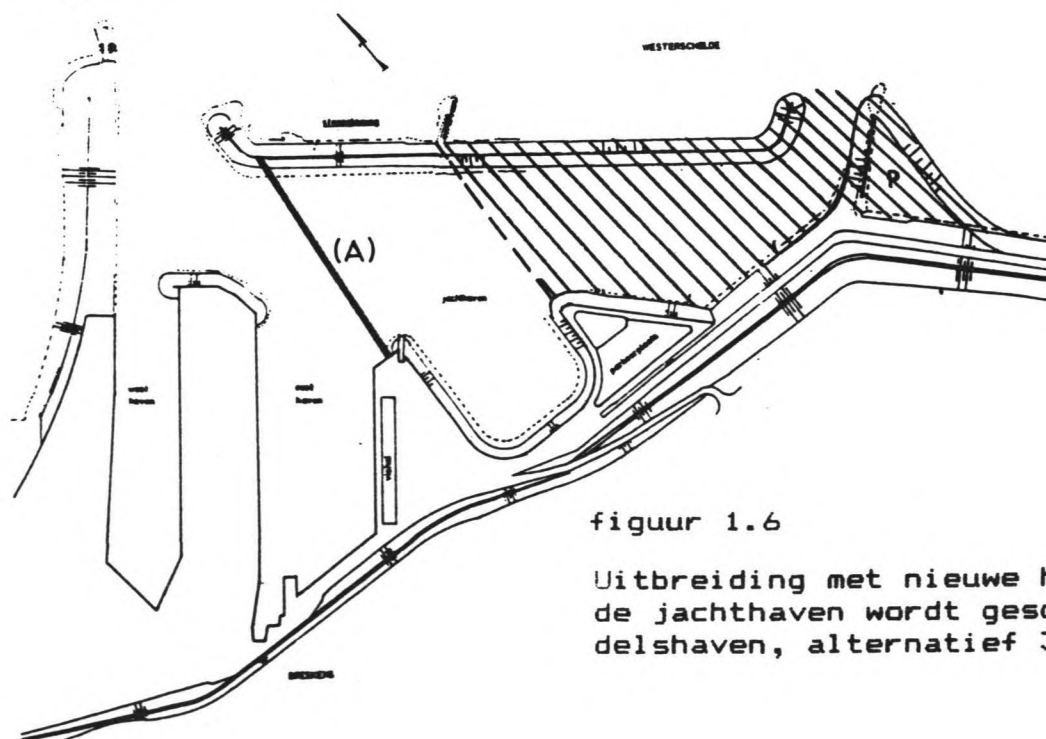
figuur 1.4

Uitbreiding zonder speciale maatregelen,  
alternatief 1.



figuur 1.5

Uitbreiding met doorstroming,  
alternatief 2.



figuur 1.6

Uitbreiding met nieuwe haveningang waarbij  
de jachthaven wordt gescheiden van de han-  
delshaven, alternatief 3.

## 2. Bepaling stromingspatroon en stroomsnelheid

### 2.1. Inleiding

De stroomsnelheid en het stroombeeld in de jachthaven zijn bepalend voor de aanslibbing en aanzanding in de haven en daarmee voor de baggerkosten.

Om voor de drie alternatieve ontwerpen van de jachthaven (fig 1.4, 1.5 en 1.6) stroomsnelheid en stroombeeld te kunnen bepalen is gekozen voor een computersimulatie.

Het stromingsonderzoek is gedaan met DUCHESS, een door de Technische Universiteit Delft ontwikkeld programma voor twee dimensionale horizontale stroming [Booij, 1987].

DUCHESS staat voor Delft University Computer program for 2-dimensional Horizontal Estuary and Sea Surges. In dit stromingsmodel worden de over de diepte gemiddelde snelheden (via specifieke debieten) en de waterstanden berekend.

### 2.2. Oplossingsmethode

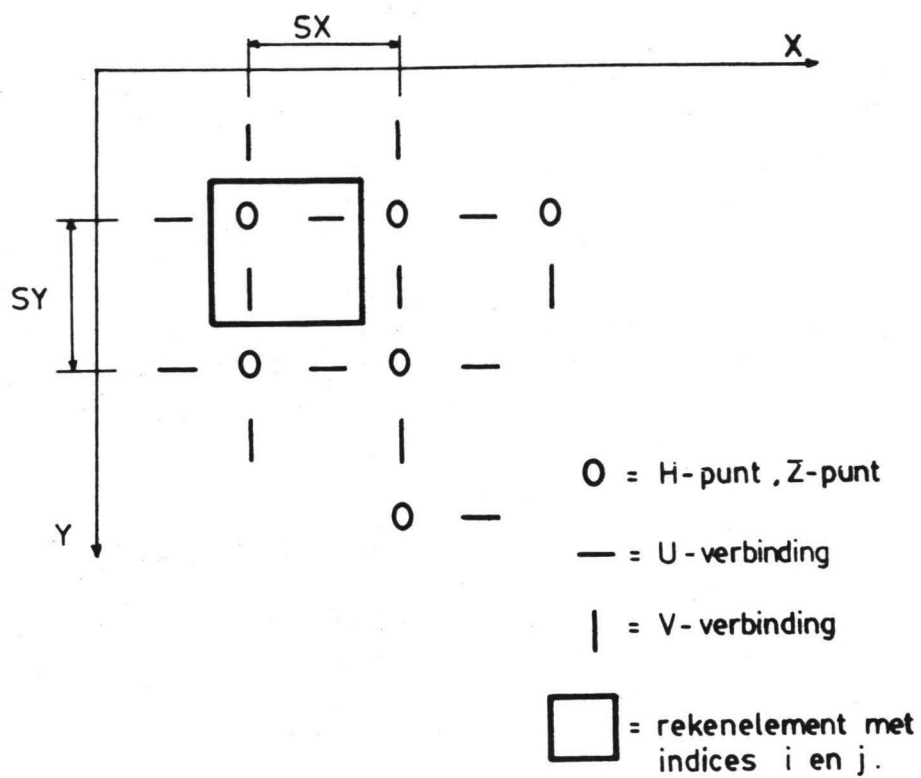
De basisvergelijkingen voor het numerieke model zijn de lange-golfvergelijkingen, bestaande uit de continuïteitsvergelijking:

$$\delta h / \delta t + \delta Q_x / \delta x + \delta Q_y / \delta y = 0 \quad (2.1)$$

en de bewegingsvergelijkingen in x- en y-richting. De bewegingsvergelijking in x-richting luidt:

$$\begin{aligned} & \delta Q_x / \delta t + \delta (Q_x * Q_x / D) / \delta x + \delta (Q_y * Q_x / D) / \delta y - \\ & \delta / \delta x \{ D * \text{eps} * \delta (Q_x / D) / \delta x \} - \\ & \delta / \delta y \{ D * \text{eps} * \delta (Q_x / D) / \delta y \} + g * D * \delta (h + p) / \delta x + \\ & \text{fr} * |Q| * Q_x / D - c * Q_x - W_x = 0 \end{aligned} \quad (2.2)$$

waarin:  $Q_x$  = specifiek debiet in x-richting  
 $Q_y$  = specifiek debiet in y-richting  
 $h$  = waterniveau ten opzichte van een referentieniveau  
 $z$  = bodemniveau ten opzichte van het zelfde referentieniveau  
 $D$  = waterdiepte ( $=h-z$ )  
 $\text{eps}$  = turbulente diffusiecoëfficiënt  
 $\text{fr}$  = wrijvingsfactor  
 $p$  = atmosferische druk, gedeeld door  $g$  en de dichtheid van water  
 $c$  = Coriolis-coëfficiënt  
 $W_x$  = schuifspanning ten gevolge van wind  
 $g$  = versnelling van de zwaartekracht  
 $|Q|$  =  $\sqrt{Q_x * Q_x + Q_y * Q_y}$



figuur 2.1 Schematisatie rekenmodel geprojecteerd in het X-Y-vlak.

Voor de y-richting geldt dezelfde bewegingsvergelijking behalve dat de Coriolis-term dan vervangen moet worden door  $-c \cdot Q_x$ . De onbekenden in de vergelijkingen zijn de specifieke debieten ( $m^2/s$ ) in beide coördinaatrichtingen en de waterstand als functie van  $x$ ,  $y$  en  $t$ .

De windschuifspanningsterm  $W_x$  in (2.2) geeft de mogelijkheid om extra weerstand aan het wateroppervlak in te brengen (bv. weerstand ten gevolge van schepen in de haven).

Vermeld moet worden dat DUCHESS geen rekening houdt met verticale versnellingen (korte golven).

Voor het oplossen van de differentiaalvergelijkingen wordt gebruik gemaakt van een impliciete methode van het "Alternating Direction Implicit"-type (ADI). Deze methode onderscheidt zich van een volledig impliciete methode omdat niet gerekend wordt met een groot stelsel vergelijkingen dat alle roosterpunten bevat. Bij de ADI-methode wordt per kolom en per rij een afzonderlijk stelsel vergelijkingen opgelost. Dit is mogelijk door de afgeleiden dwars op de rekenrichting expliciet te behandelen.

De in twee richtingen gesplitste berekening kan in één tijdstap uitgevoerd worden als de tijdstap in twee fasen wordt verdeeld. Tijdens de eerste fase wordt in x-richting langs rijen gerekend;  $Q_x$  (snelheid in x-richting is  $u = Q_x/D$ ) en  $h$  worden impliciet berekend, terwijl de y-differenties expliciet worden behandeld.

In de tweede fase wordt dit hersteld door in y-richting te rekenen en nu de y-differenties impliciet en de afgeleiden in x-richting expliciet te nemen;  $Q_y$  (snelheid in y-richting is  $v = Q_y/D$ ) en  $h$  worden impliciet berekend langs de kolommen [Besselink, 1985].

### 2.3. Discretisering

Het rekengebied wordt geschematiseerd in een rechthoekig en zogenaamd versprongen rooster (staggered grid) met uniforme maaswijdte. Figuur 2.1 toont het reken-schema.

De waterniveaus ( $h$ ) worden "voorwaarts" berekend, waarbij de continuïteitsvergelijking wordt gebruikt. De specifieke debieten ( $Q_x$ ,  $Q_y$ ) worden berekend via de bewegingsvergelijkingen. Beide differentiaalvergelijkingen worden benaderd door een numeriek schema dat centraal in de ruimte en nagenoeg centraal in de tijd rekent (central in space and approximately central in time).

Door het schema meer impliciet te maken, door te variëren met de dempingscoëfficiënt ( $\theta$ ), kan de stabiliteit van het programma worden verhoogd ( $0.5 < \theta < 1$ , maximale damping als  $\theta$  is 1). Daarmee vermindert de nauwkeurigheid van de berekening echter. De nauwkeurigheid is van de tweede orde in de ruimte ( $\Delta x$ ) en

nagenoeg van de tweede orde in de tijd ( $\Delta t$ ). Het versprongen rooster biedt voordelen ten opzichte van een niet versprongen rooster. Bij een traditionele schematisatie bevat elk roosterpunt drie onbekende grootheden: de waterstand, de snelheid (c.q. specifiek debiet) in x-richting en de snelheid (c.q. specifiek debiet) in y-richting.

Bij toepassing van centrale differenties blijkt het echter niet noodzakelijk om in elk roosterpunt deze variabelen te definiëren. Door onderscheid te maken tussen waterstands- en snelheidspunten kan het aantal rekenpunten worden verminderd. Combinatie van roosters van waterstands- en snelheidspunten die ten opzichte van elkaar verschoven zijn levert weer het traditionele rooster op.

Het versprongen rooster is efficiënt omdat het aantal onbekenden met een factor vier wordt verminderd zodat met een kwart van de rekentijd kan worden volstaan.

## 2.4. Schematisatie model

Om het prototype zo goed mogelijk weer te geven wordt met de jachthaven ook de geul "Het Vaarwater langs Hoofdplaat", vóór de jachthaven langs, in het model weergegeven.

Om te controleren of een model (numeriek en fysisch) de stroming goed weergeeft zijn ijkgegevens nodig. Daarmee kan nagegaan worden of de nul-situatie (d.i. de huidige situatie) goed wordt beschreven.

Deze gegevens zijn echter niet voorhanden omdat er geen stroommetingen gedaan zijn in de haven van Breskens. Hierdoor was ijking van het model onmogelijk.

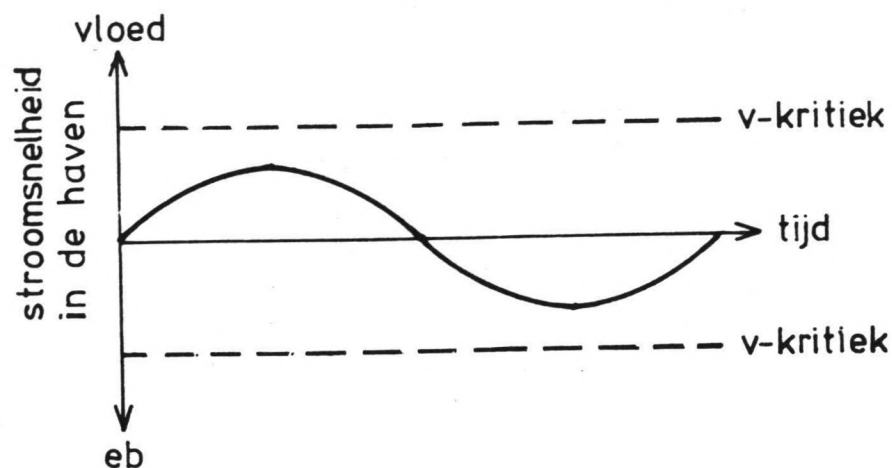
De resultaten van de weergave van de situatie door het numeriek model DUCHESS kunnen wel getoetst worden aan de stroomsnelheden en het stroombeeld in de Westerschelde. Gegevens hierover zijn bekend uit metingen van de Rijkswaterstaat [Rijkswaterstaat, 1982, 1985].

De schematisatie voor het numerieke model van de drie mogelijke ontwerpen heeft betrekking op:

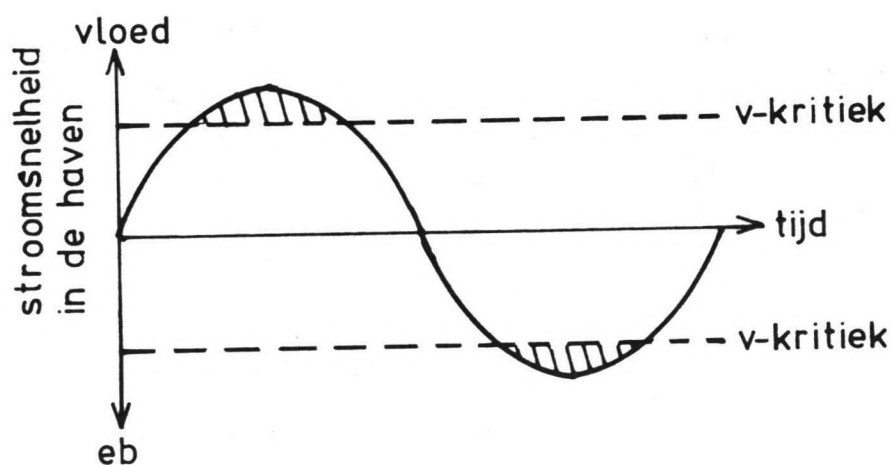
- de maaswijdte van het rekenrooster en hiermee samenhangend de tijdstap voor de berekening.
- het inbrengen van de havendammen, kaden en bodem.
- het opleggen van de stromingscondities (randvoorwaarden).

### 2.4.1. Maaswijdte en tijdstap

De maaswijdte en de tijdstap in de berekening zijn afhankelijk van elkaar. Voor de stabiliteit van het rekenschema moet gelden dat:



figuur 2.2A Stroomsnelheid kleiner dan de kritieke snelheid.



figuur 2.2B Perioden waarin stroomsnelheid groter dan de kritieke snelheid is.

$$c \cdot \Delta t / \Delta x < 10 \quad (2.3)$$

waarin:  $c$  = voortplantingssnelheid van een  
 getijgolf =  $\sqrt{gh} = 11.3$  [m/s]  
 $\Delta t$  = tijdstap [s]  
 $\Delta x$  = maaswijdte [m]

Dit is een noodzakelijke maar niet voldoende voorwaarde [Vreugdenhil, 1979].

Tevens moet de dempingscoëfficiënt ( $\theta$ ) liggen tussen 0.5 en 1.0.

Hoe groter de maaswijdte hoe groter de tijdstap kan worden zonder dat er instabiliteit optreedt (hierop wordt in par. 2.5. teruggekomen). Men kan dan met een grotere tijdstap ( $\Delta t$ ) een grotere periode doorrekenen tegen dezelfde rekenkosten.

De beperkende factor is hier de maaswijdte ( $\Delta x$ ) van het rooster. Om de stroming in de haven goed weer te geven, vooral neren, mag de maaswijdte niet te groot zijn. De havenbassins hebben afmetingen van ongeveer 300 m \* 80 m zodat een aanname voor de maaswijdte van 20 m redelijk lijkt. In de breedte van een bassin wordt de stroming dan minstens in vier roosterpunten weergegeven.

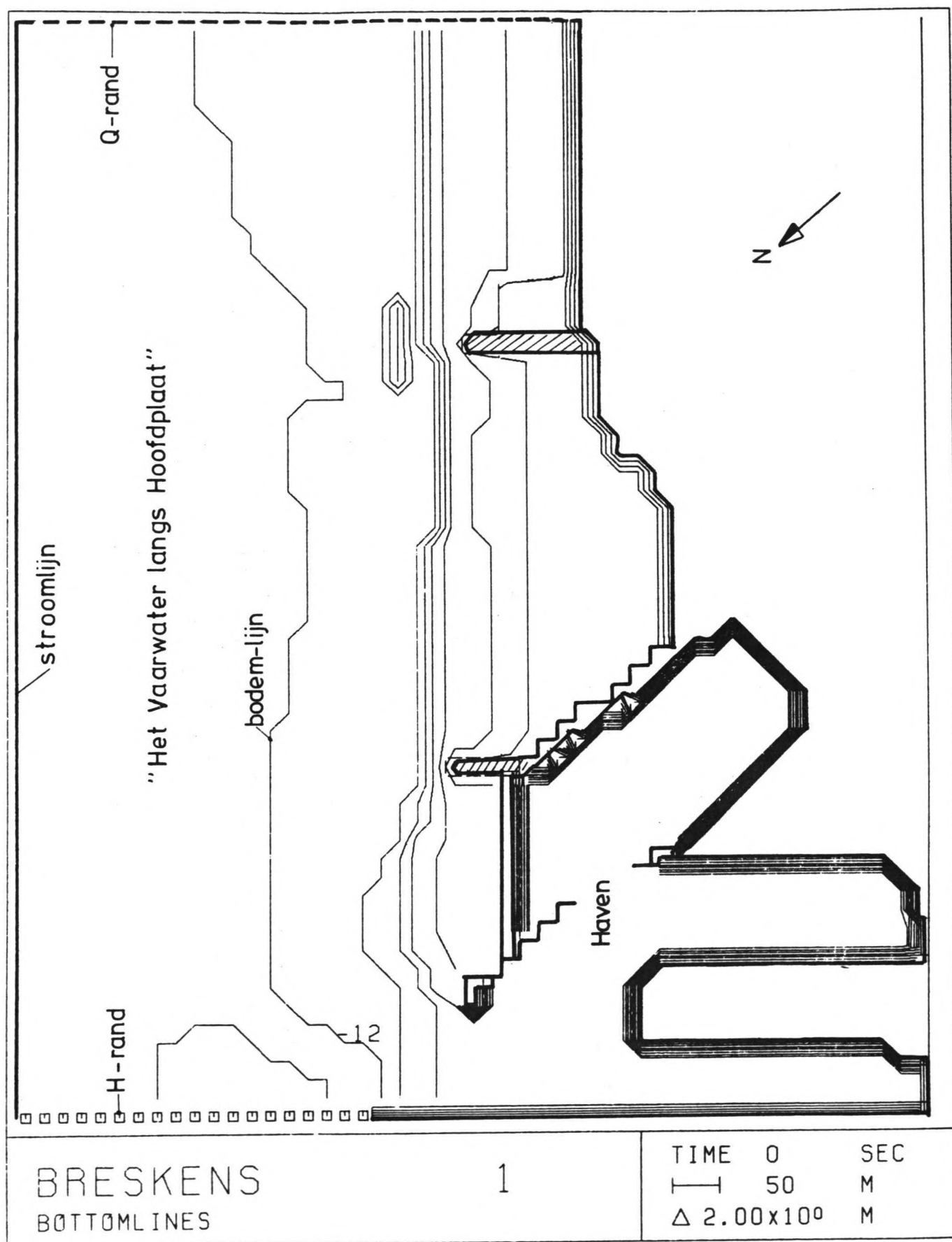
Bij deze maaswijdte hoort een tijdstap van 10 seconden. Met deze tijdstap is het, in verband met de rekenkosten, niet mogelijk om de gehele getijperiode (44.700 s) door te rekenen. Er zal een keuze moeten worden gemaakt welke perioden van het getij doorgerekend worden.

Eerst zullen de maximaal optredende snelheden in de haven bij vloed- en ebstroom worden berekend. Hierbij wordt ervan uitgegaan dat deze maximale snelheden in de haven gelijktijdig optreden met de maximale snelheden buiten de haven. Zijn deze zodanig dat er teveel aanslibbing optreedt in de haven dan kan worden volstaan met deze berekeningen (fig 2.2A). Als de maximale snelheden in de haven groter zijn dan de kritieke snelheid waarbij sediment weer in suspensie wordt gebracht, moet gezocht worden naar de perioden waarin deze snelheid groter is dan die kritieke snelheid (fig 2.2B). Daarmee kan dan bepaald worden over welk deel van de getijperiode geen aanslibbing optreedt of zelfs uitschuring zal plaatsvinden.

#### 2.4.2. Vaste randen van het model

Met vaste randen worden bedoeld de contouren van het model waarbinnen het stromingspatroon optreedt. De havendammen en kaden worden hierbij geschematiseerd tot verticale ondoorlatende randen.

Een verticale ondoorlatende rand betekent dat loodrecht op de rand de snelheid en het debiet gelijk nul zijn.



figuur 2.3 Bodemschematisatie haven plus Westerschelde.

Evenwijdig aan de rand kan er wel een zekere snelheid c.q. debiet optreden.

De bodemligging wordt in elk roosterpunt opgegeven (d.i. de bodemdiepte t.o.v. NAP). In figuur 2.3 is een voorbeeld van een dergelijke bodemschematisatie weergegeven. Deze bodemligging is ontleend aan peilingen uitgevoerd door de Rijkswaterstaat in 1984 [Rijkswaterstaat, 1984].

Als rand in de geul "Het Vaarwater langs Hoofdplaat" is een stroomlijn gekozen en geschematiseerd tot een ondoorlatende verticale rand. Een stroomlijn wordt gedefinieerd als de omhullende van de stroomrichtingen op een bepaald moment [De Vries, 1984].

#### 2.4.3. Tijdsafhankelijke randen van het model.

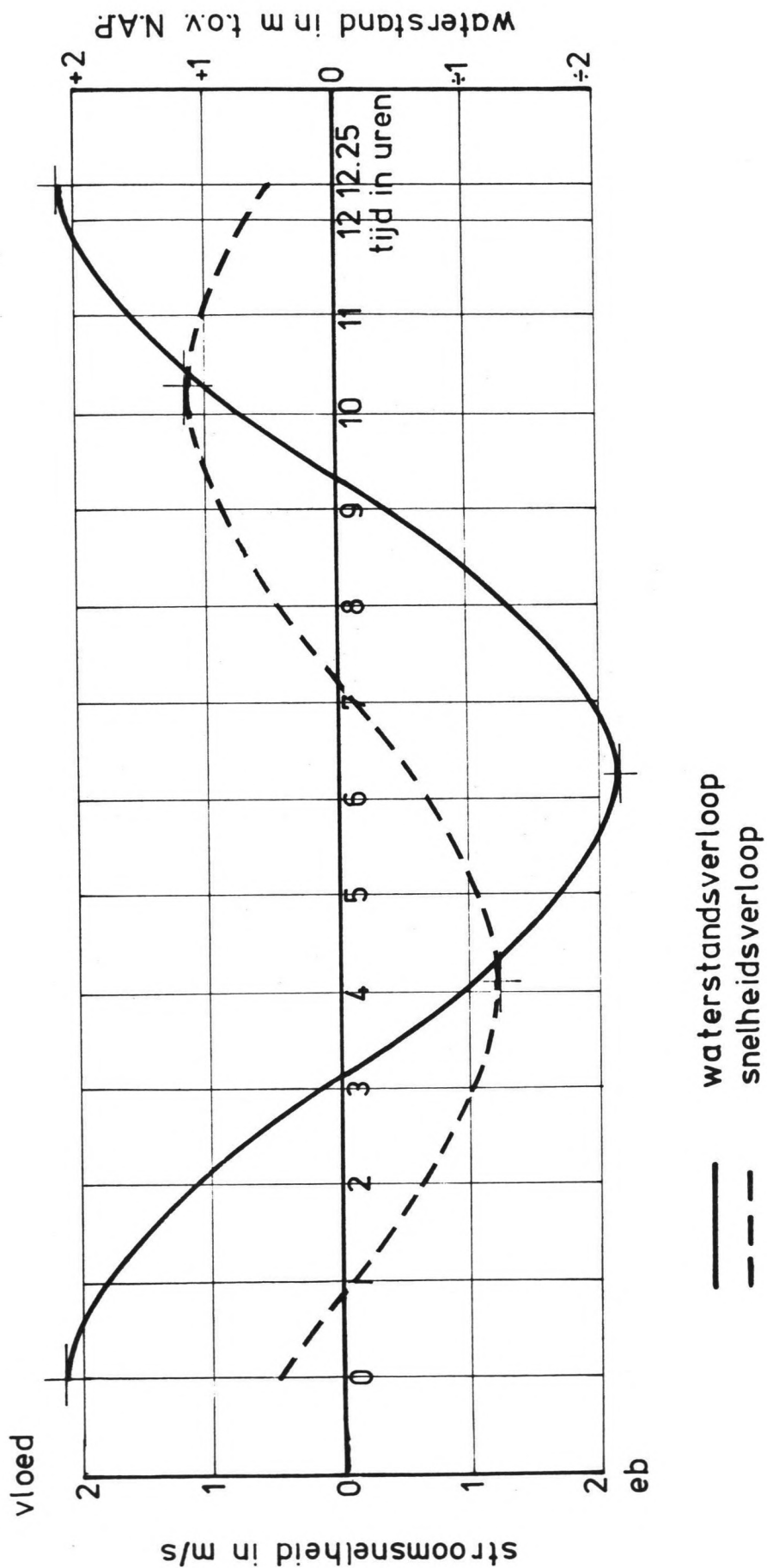
Voor het oplossen van de lange-golfvergelijkingen (vergelijking 2.1 en 2.2) zijn twee randvoorwaarden nodig. Dit kunnen zijn de waterstand of de stroomsnelheid (debiet) of beide. De randvoorwaarden, waterstand en/of stroomsnelheid, kunnen constant (stationair) of afhankelijk van de tijd worden opgegeven.

In de versie van het programma DUCHESS gebruikt voor dit onderzoek (januari, 1987) kan de snelheid aan een rand alleen maar loodrecht op die rand worden opgelegd. In de huidige versie (april, 1987) van het programma DUCHESS kan de snelheid aan een rand in willekeurige richting worden opgegeven.

Een goede en betrouwbare manier om tot de randvoorwaarden van het model te komen is het zogenaamde "nesten". Hiertoe worden de randvoorwaarden betrokken uit een groter model door steeds een kleiner gebied uit te lichten. Voor dit onderzoek was zo'n model niet direct toegankelijk. Het "nesten" binnen DUCHESS is medio juli 1987 wel mogelijk. In het model, in dit onderzoek, is aan de Noordzeezijde (d.i. ten westen van Breskens) de waterstand opgelegd en aan de Antwerpse zijde (d.i. ten oosten van Breskens) de stroomsnelheid. De getijgolf loopt in 120 seconden door het model heen. Dit betekent dat er een extra faseverschuiving optreedt tussen waterstand en stroomsnelheid van 120 seconden. De totale faseverschuiving tussen de twee randen wordt 7755 seconden (faseverschil waterstand en stroomsnelheid in Vlissingen + 120 seconden) (fig 2.4).

#### 2.4.4. Eerste schematisatie.

Als een eerste schematisatie zijn de drie te onderzoeken alternatieven doorgerekend met de volgende variabelen:



figuur 2.4 Gemiddeld waterstands- en snelheidsverloop op de Westerschelde.

- rekenrooster:  $50 * 60$  roosterpunten
- maaswijdte:  $\Delta x = 20 \text{ m}$
- tijdstap:  $\Delta t = 10 \text{ s}$
- waterstandrand:  $h(t) = 0 + 2.10 * \cos(2 * \pi * t / 44700)$
- debietrand:  $Q(t) = -0.05 + 1.15 * \cos(2 * \pi * t / 44700 - 1.09)$
- Chézy-coëfficiënt :  $C = 51 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$
- dempingscoëfficiënt :  $\theta = 0.5$
- turbulente diffusiecoëfficiënt :  $\epsilon = \text{constant}$

## 2.5. Modelresultaten

Het computerprogramma geeft met de schematisaties volgens par. 2.4.4. geen stabiele resultaten. Er treden op de Westerschelde en in de haven sterke slingeringen in de waterstand op. De oorzaak van de slingingering is numerieke instabiliteit. Numerieke stabiliteit van een mathematisch model hangt samen met de gevoeligheid van het model voor veranderingen in de parameters. Bij een numeriek instabiel schema veroorzaakt een kleine verandering in de ene parameter een grote verandering van de andere, waardoor de berekening van geen praktische waarde meer is [Van Kan, 1982]. De volgende mogelijkheden zijn onderzocht om deze instabiliteit te elimineren:

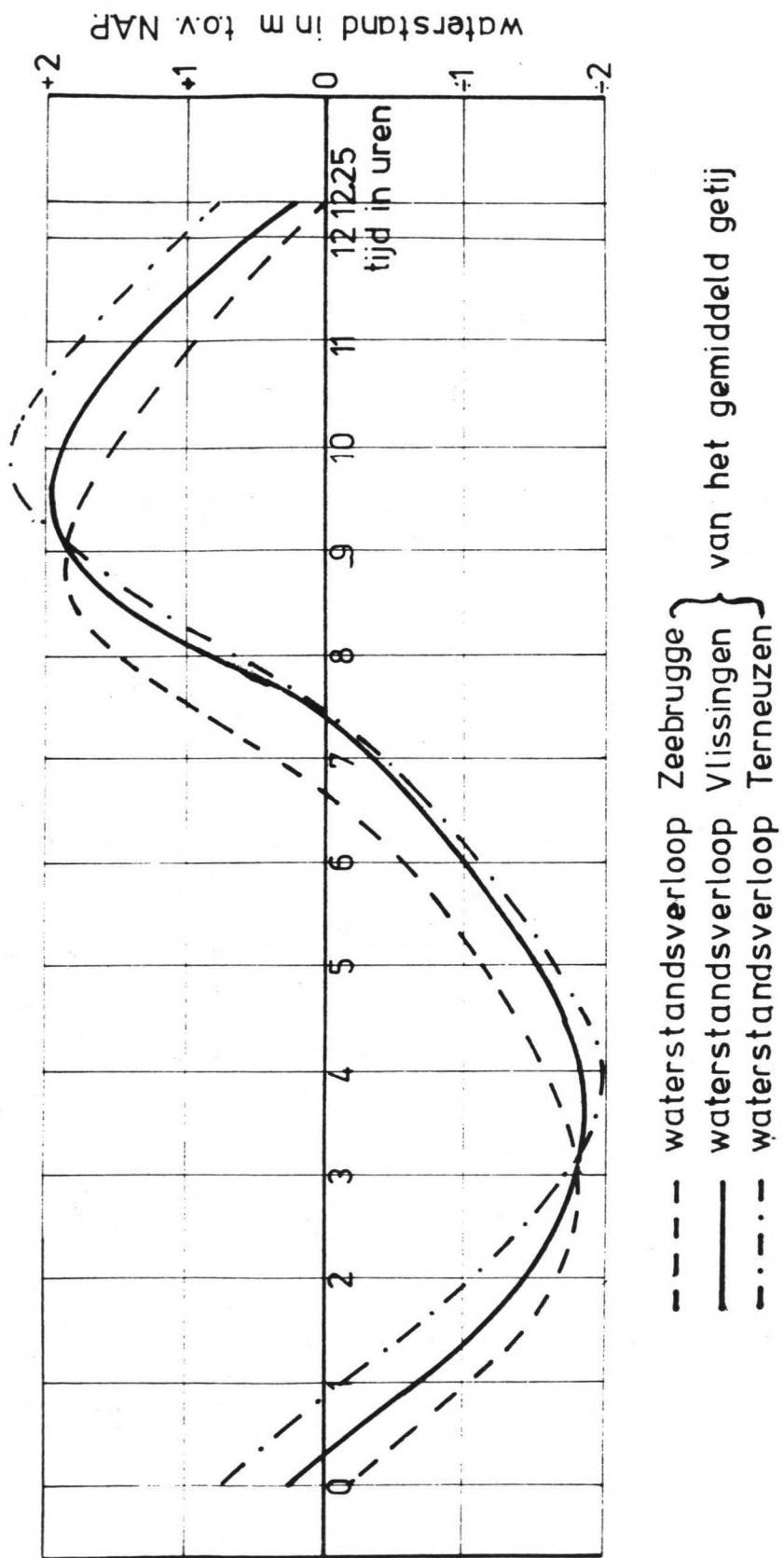
- het geleidelijk opleggen van een snelheidsrand.
- het verkleinen van de tijdstap.
- het vergroten van de dempingscoëfficiënt.
- het aanpassen van de turbulente diffusiecoëfficiënt.
- het toepassen van een sterkere bodemschematisatie.

Voorkomen moet worden dat bij de start van het programma een te grote golf door het model gaat lopen ten gevolge van het opleggen van een randvoorwaarde (bijvoorbeeld een snelheidsrand). Deze golf zal niet of pas na lange tijd uitdempen, waardoor er onevenredig veel rekentijd wordt verbruikt. Daarom wordt de opgelegde stroomsnelheid aan de rand in stappen van 400 s opgebouwd van de initiële waarde nul (ook in de rest van het model) tot 1 m/s. Op dat tijdstip wordt de berekening met tijdstappen van 10 s voortgezet, en de stroomsnelheid harmonisch (sinusvormig) opgelegd.

Een andere mogelijkheid is het opleggen van de snelheid van 1 m/s in het gehele model. Dit geeft geen betere resultaten, de begingolf blijft aanwezig.

Het voorschrijven van de snelheid in specifieke punten is nagenoeg onmogelijk omdat dan in elk roosterpunt de snelheid moet worden omgerekend naar een specifiek debiet.

Bij een niet egaal bodemprofiel zal de stroomsnelheid initieel in elk punt afwijken van de werkelijke snelheid die in dat punt na enige tijd zal optreden, zodat



figuur 2.5 Gemiddelde getijkrommen Zeebrugge, Vlissingen en Terneuzen.

zeer veel verschillende slingeringen zullen optreden. En bij kleine modellen, zoals in dit onderzoek toegepast, profileren deze slingeringen zich veel sterker dan bij de grotere modellen (waarbij een veel groter gebied geschematiseerd is).

Het opbouwen in tijdstappen van 400 s geeft kleinere slingeringen omdat enige damping optreedt. Deze damping is echter niet voldoende om binnen een redelijke rekentijd (dat is ongeveer 4 minuten computerrekentijd) een goed resultaat te verkrijgen. En het verkleinen van de tijdstap levert geen aanmerkelijke verbetering op.

De vergroting van de numerieke dampingscoëfficiënt ( $\theta$ ) van 0.5 naar 1 en een nauwkeuriger invoer van de turbulente diffusiecoëfficiënt ( $\epsilon$  is afhankelijk gesteld van het debiet) geeft een duidelijke verbetering te zien. Desondanks is de slingingering nog te groot en de damping te gering.

De volgende stap is een vereenvoudiging van de bodemschematisatie, elke oneffenheid in de bodem kan in principe instabiliteit veroorzaken. De bodem is buiten de haven (constant) op NAP - 13.00 m en in de haven op NAP - 6.00 m gesteld. Deze verandering geeft een lichte verbetering.

Alle hiervoor beschreven aanpassingen leveren kleine verbeteringen, maar de instabiliteit blijft aanmerkelijk.

Om toch enig inzicht te krijgen in het stroombeeld zijn de tijdsafhankelijke randen (harmonisch) vervangen door twee vaste waterstandsranden. Door het constante waterstandsverschil tussen de twee randen ontstaat er een stationaire stroming in het model.

Met een constant verhang kan alleen alternatief 2 (haven met twee ingangen) worden berekend. De volgende twee situaties zijn onderzocht:

- constant verhang over de Westerschelde en de haven.
- constant verhang over alleen de haven.

Slechts het laatste model biedt enige perspectieven omdat de slingingering in de waterstand dan nagenoeg verdwijnt. De stroming in de vloedsituatie geeft nog geen stationair beeld. Door de handelshaven (Oost- en Westhaven fig 1.2) niet in de schematisatie mee te nemen treedt een aanzienlijke verbetering op.

## 2.6. Definitieve schematisatie

Met de tweede schematisatie (constant verhang over alleen de haven) zijn de stroming en de stroomsnelheid in de jachthaven bij verschillende verhangen over de haven te berekenen.

Deze verhangen zijn bepaald uit de getijkrommen van Zeebrugge-Vlissingen-Terneuzen (fig 2.5). Het water-



standsverschil op een bepaald tijdstip is omgewerkt naar het waterstandsverschil over de haven tijdens een getijperiode (fig 2.6). De continue kromme van het waterstandsverschil over de haven is omgewerkt tot een stationair waterstandsverschil gedurende een periode. In totaal zijn er tien periodes en wordt voor vijf stationaire waterstandsverschillen met DUCHESS gewerkt. Voor het computerprogramma betekent dit:

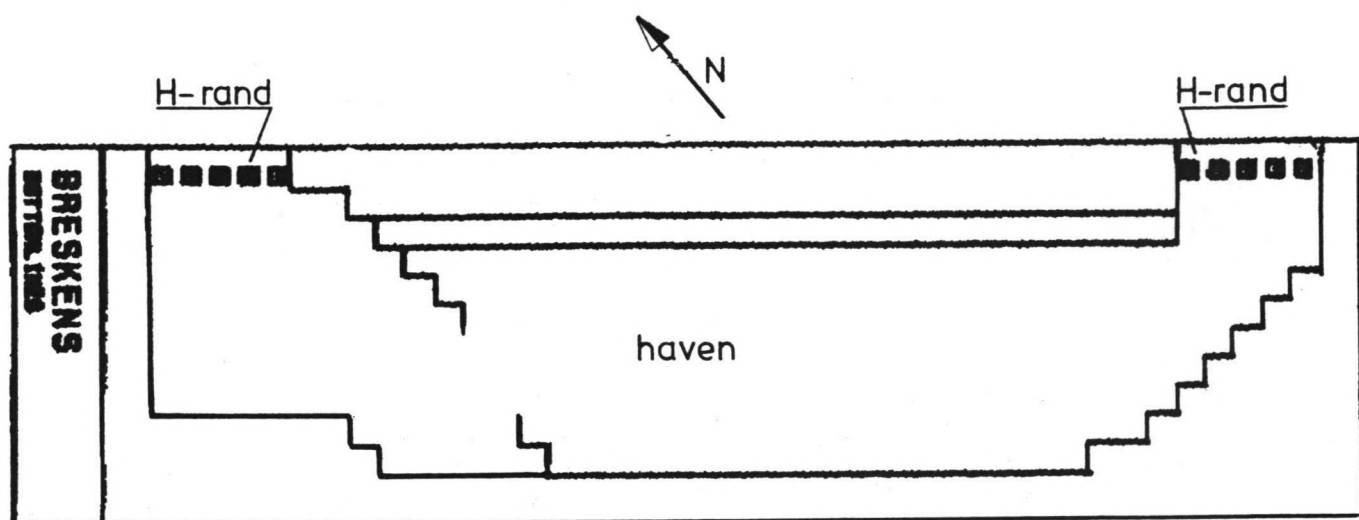
- haven met twee ingangen (fig 2.7)
- $\Delta x = 20 \text{ m}$
- $\Delta t = 10 \text{ s}$
- $\Delta h =$  vloedstroom:  $0.005 \text{ m}$ ,  $0.01 \text{ m}$   
                   ebstroom :  $0.005 \text{ m}$ ,  $0.01 \text{ m}$ ,  $0.016 \text{ m}$
- Chézy-coëfficiënt =  $51 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$
- $\theta = 1.0$
- $\epsilon =$  functie van het debiet

## 2.7. Resultaten

Uiteindelijk is alleen voor het alternatief met twee haveningangen (alternatief 2) het stroombeeld in de haven bepaald (fig 2.8A en 2.8B). Het is een sterke schematisatie van de werkelijke situatie. De grootte van de stroomsnelheid wordt in paragraaf 2.8 getoetst met een één-dimensionale berekening. De stationaire situatie is na 8000 seconden bereikt en is voor de verschillende waterstandsverschillen over de haven in figuren weergegeven (bijlage 1). De resultaten zijn weergegeven in tabel 2.1.

| $\Delta h$ [-] | $v$ [m/s] | $Q$ [m <sup>3</sup> /s] |
|----------------|-----------|-------------------------|
| 0.0 (H.W.)     | 0.00      | 0                       |
| 0.005          | 0.19      | 117                     |
| 0.010          | 0.25      | 175                     |
| 0.016          | 0.32      | 207                     |
| 0.010          | 0.25      | 175                     |
| 0.005          | 0.19      | 117                     |
| 0.0 (L.W.)     | 0.00      | 0                       |
| 0.005          | 0.18      | 74                      |
| 0.010          | 0.27      | 125                     |
| 0.005          | 0.18      | 74                      |

TABEL 2.1 Stroomsnelheid en debiet in de haven bepaald met een waterstandsverschil over de haven.



figuur 2.7 Uiteindelijke schematisatie haven.

## 2.8. Toetsing resultaten DUCHESS

Om een indruk te krijgen van de juiste orde van grootte van de resultaten berekend met DUCHESS, is er een één-dimensionale berekening uitgevoerd, met behulp van de vergelijking van Manning [Henderson, 1966]:

$$v = \frac{R^{2/3} * S^{1/2}}{n} \quad (2.4)$$

waarin:  $v$  = stroomsnelheid [m/s]  
 $R$  = hydraulische straal [m]  
 $S$  = verhang energielijn [-]  
 $n$  = Mannings ruwheidsfactor [s/m<sup>1/3</sup>]

De haven is voor de één-dimensionale berekening geschematiseerd tot een rechthoekige bak met een lengte van 900 m en een breedte van 110 m (fig 2.9). Dit komt overeen met de gemiddelde lengte en breedte van de stroombaan volgens het stroombeeld berekend met DUCHESS (fig 2.8B).

De waarde van Mannings ruwheidsfactor is voor vele stromingscondities bekend (tabel 2.2) [Nortier, 1971]. Voor de vijf stationaire gevallen berekend met DUCHESS is de ruwheidsfactor  $n$  bepaald. In tabel 2.3 zijn de resultaten van de berekening weergegeven.

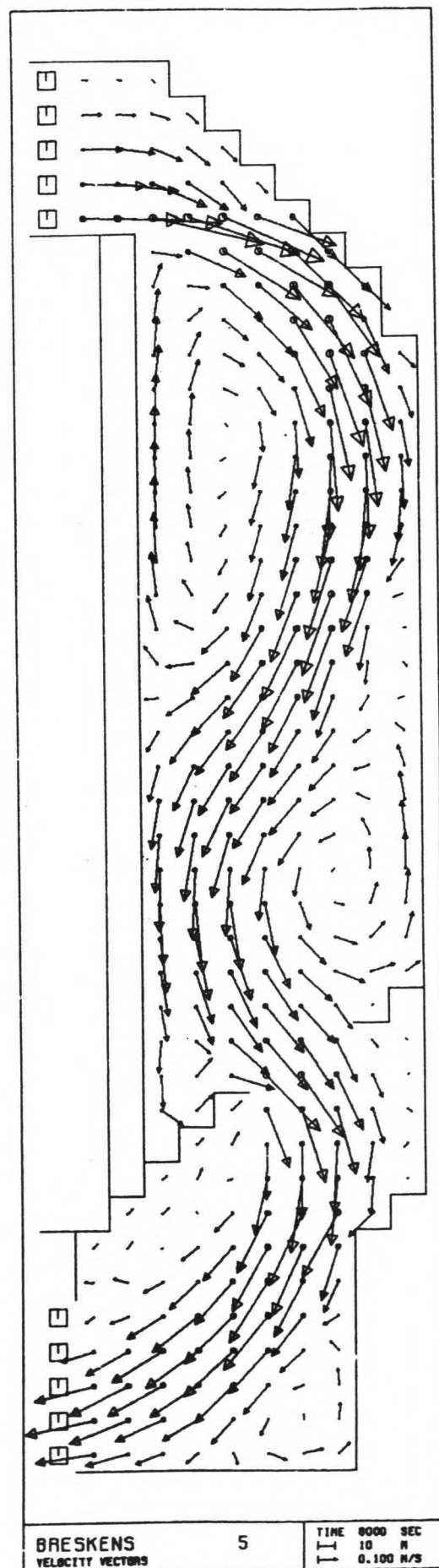
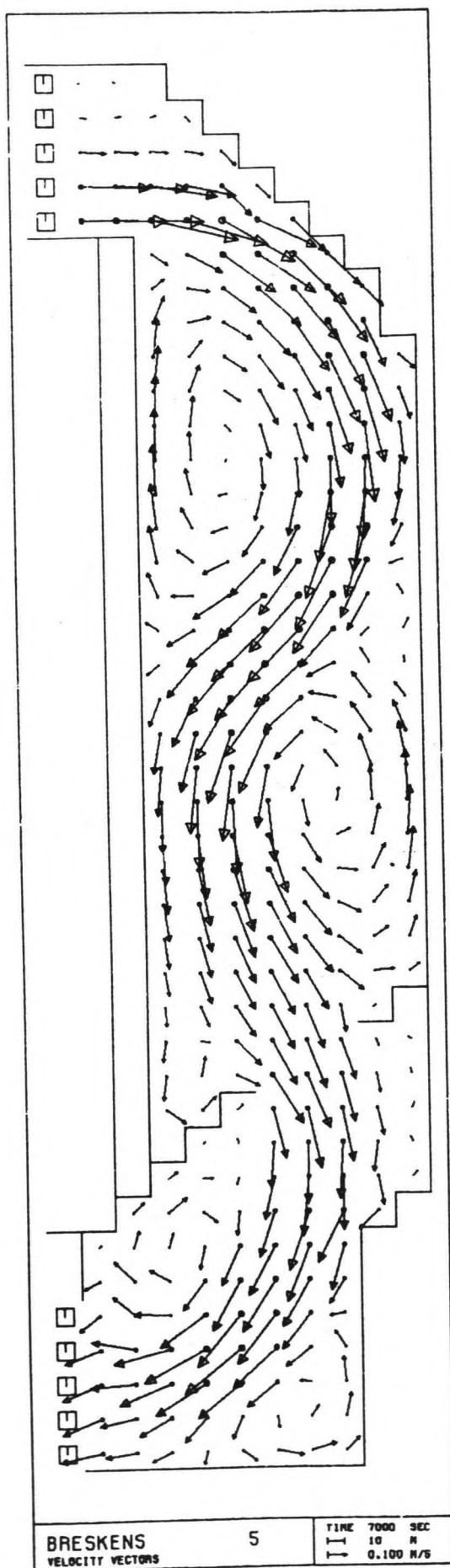
| delta h | S (1E-5) | R   | v    | n     |             |
|---------|----------|-----|------|-------|-------------|
| 0.005   | 0.56     | 5.4 | 0.19 | 0.038 | ebstroom    |
| 0.010   | 1.11     | 5.4 | 0.25 | 0.041 |             |
| 0.016   | 1.81     | 5.4 | 0.32 | 0.041 |             |
| 0.005   | 0.56     | 5.4 | 0.18 | 0.040 | vloedstroom |
| 0.010   | 1.11     | 5.4 | 0.27 | 0.038 |             |

TABEL 2.3 Resultaten berekening ruwheidsfactor  $n$

De waarde van de ruwheidsfactor  $n$  behorende bij de snelheden berekend met DUCHESS is ongeveer 0.040, hetgeen overeenkomt met bekende waarden voor beken en rivieren (tabel 2.2).

De ruwheidsfactor is aanvaardbaar en daarom is de daarbij behorende snelheid (berekend met DUCHESS) van de goede orde van grootte.

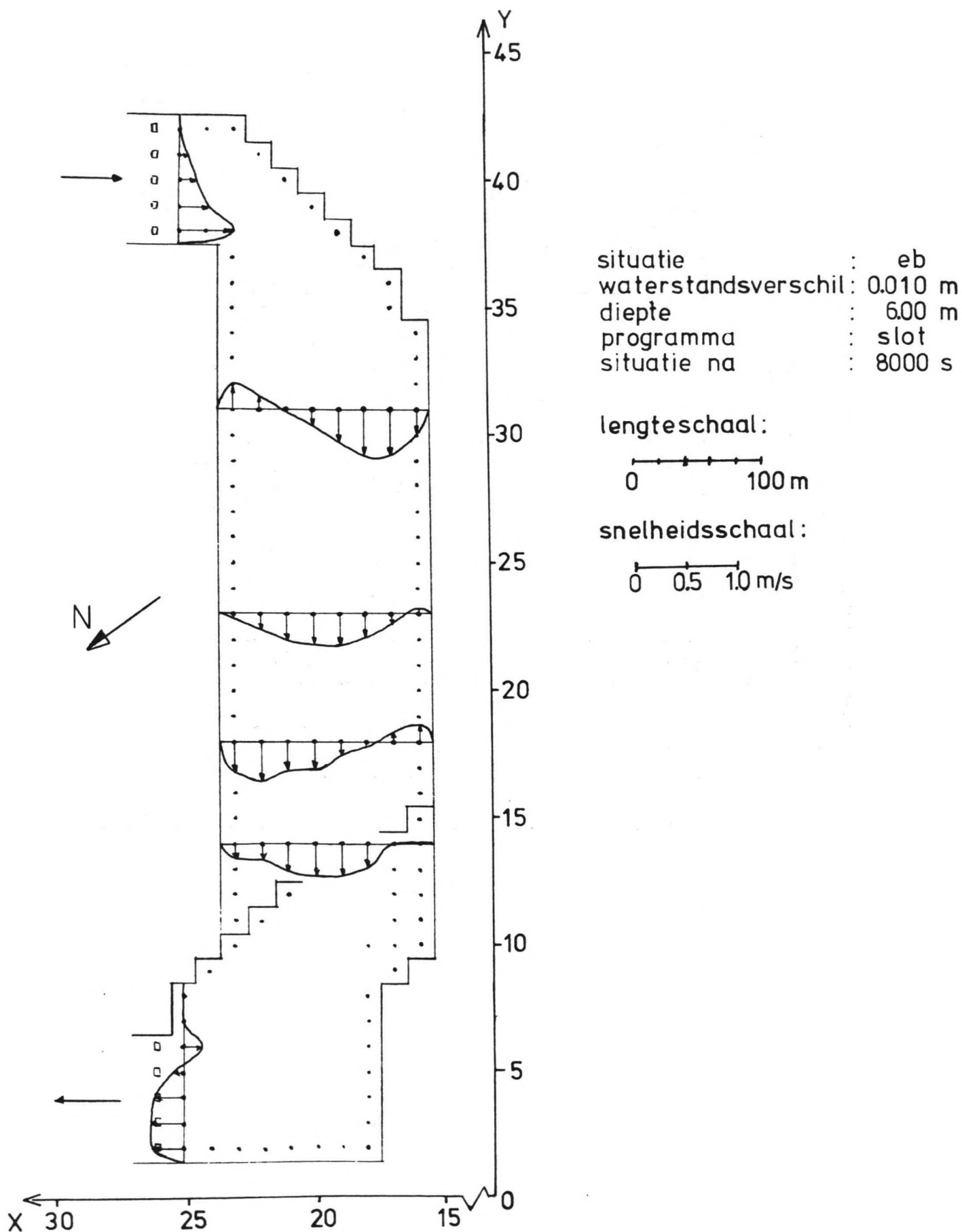
Bovenstaande toetsing van de snelheden zegt nog niets over het stroombeeld in de haven. Ervan uitgaande dat de stroomsnelheden van de goede orde van grootte zijn mag worden aangenomen dat het stroombeeld bepaald met DUCHESS een redelijk beeld geeft.



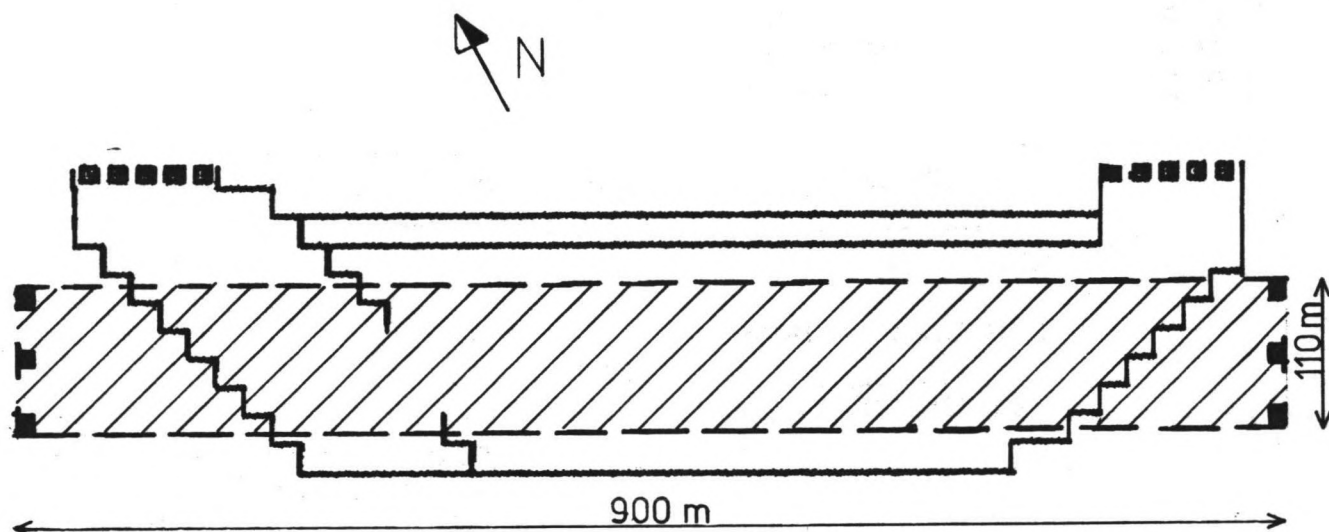
figuur 2.8A Stroomsnelheden in haven tijdens eb,  
in verschillende raaien.

| WAARDEN VAN $n$                                        |          |        |                                   |
|--------------------------------------------------------|----------|--------|-----------------------------------|
| Materiaal                                              | conditie |        | normaal bij berekeningen gebruikt |
|                                                        | goed     | slecht |                                   |
| onbehandeld gietijzer                                  | 0,012    | 0,015  | 0,014                             |
| geasfalteerd gietijzer                                 | 0,011    | 0,013  | 0,012                             |
| geklonken staalplaat                                   | 0,013    | 0,017  | 0,015                             |
| aardewerk buizen                                       | 0,010    | 0,017  | 0,013                             |
| metselwerk                                             | 0,012    | 0,017  | 0,015                             |
| goed afgewerkte beton                                  | 0,010    | 0,013  | 0,011                             |
| cementpleister                                         | 0,011    | 0,015  | 0,013                             |
| betonnen buizen                                        | 0,012    | 0,016  | 0,013                             |
| betonnen goten                                         | 0,012    | 0,018  | 0,014                             |
| houten buizen                                          | 0,010    | 0,013  | 0,011                             |
| houten goten (geschaafd)                               | 0,010    | 0,014  | 0,012                             |
| houten goten (ongeschaafd)                             | 0,011    | 0,015  | 0,013                             |
| basalt in cement                                       | 0,017    | 0,030  | —                                 |
| open steenbezetting                                    | 0,025    | 0,035  | —                                 |
| <u>kanalen en sloten</u>                               |          |        |                                   |
| aarde, glad en uniform afgewerkt                       | 0,017    | 0,025  | 0,023                             |
| rotsinsnijdingen idem                                  | 0,025    | 0,035  | 0,033                             |
| rotsinsnijdingen, ruw, onregelm.                       | 0,035    | 0,045  | —                                 |
| gebaggerd in aarde                                     | 0,025    | 0,033  | 0,028                             |
| aarden bodem, steenbestorting                          |          |        |                                   |
| langs talud                                            | 0,028    | 0,035  | 0,032                             |
| <u>natuurlijke beken, rivieren</u>                     |          |        |                                   |
| schoon, recht, regelmatig                              | 0,025    | 0,033  | —                                 |
| enige begroeiing en stenen                             | 0,030    | 0,040  | —                                 |
| bochtig met diepten en ondiepten                       | 0,033    | 0,045  | —                                 |
| bochtig met diepten en ondiepten, stenen en begroeiing | 0,035    | 0,050  | —                                 |

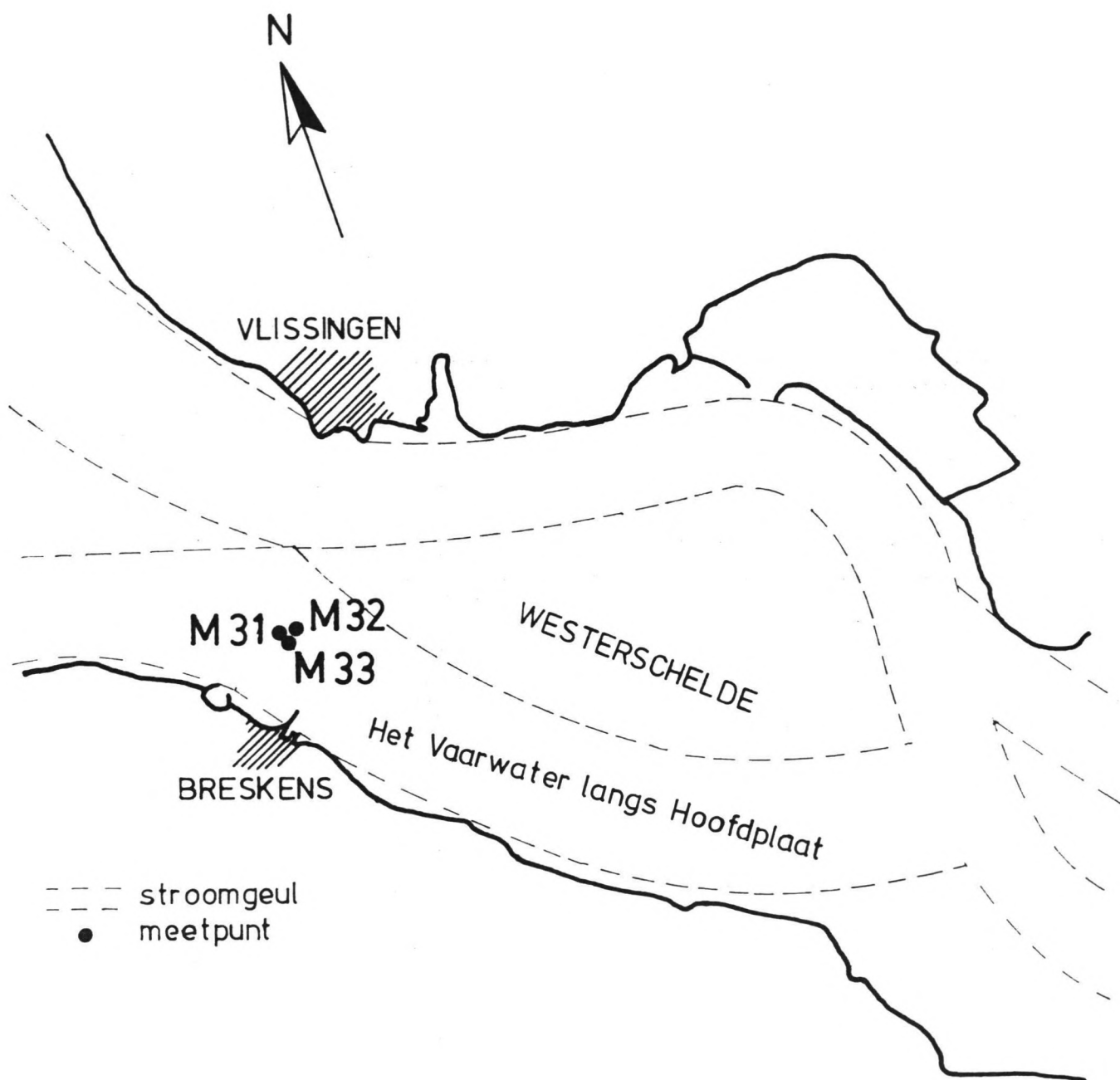
TABEL 2.2 Enige waarden van Mannings ruwheidsfactor



figuur 2.8B Stroombeeld in de haven tijdens eb.



figuur 2.9 Schematisatie van de haven voor de één -  
dimensionale berekening.



figuur 3.1 Meetpunten Rijkswaterstaat.

### 3. Baggerbezwaar

#### 3.1. Inleiding

In dit hoofdstuk wordt beschreven hoe voor de drie alternatieven (fig 1.4, 1.5 en 1.6) het baggerbezwaar is bepaald.

Voor de situatie van twee haveningangen met een stroming door de haven (alternatief 2) is uitgegaan van het stroombeeld zoals beschreven in hoofdstuk 2. Bij de twee andere alternatieven is geen sprake van een doorstroming en kan volstaan worden met een kombergingsberekening.

Om de aanslibbing c.q. de aanzanding te kunnen bepalen is het noodzakelijk om de concentratieverdeling van het materiaal te kennen. Hiertoe zijn aan de hand van metingen (paragraaf 3.2.) twee theoretische benaderingen toegepast (paragraaf 3.3.).

Vervolgens kan de hoeveelheid te baggeren materiaal worden bepaald (paragraaf 3.4.).

#### 3.2. Stroom-, zand- en slibgegevens

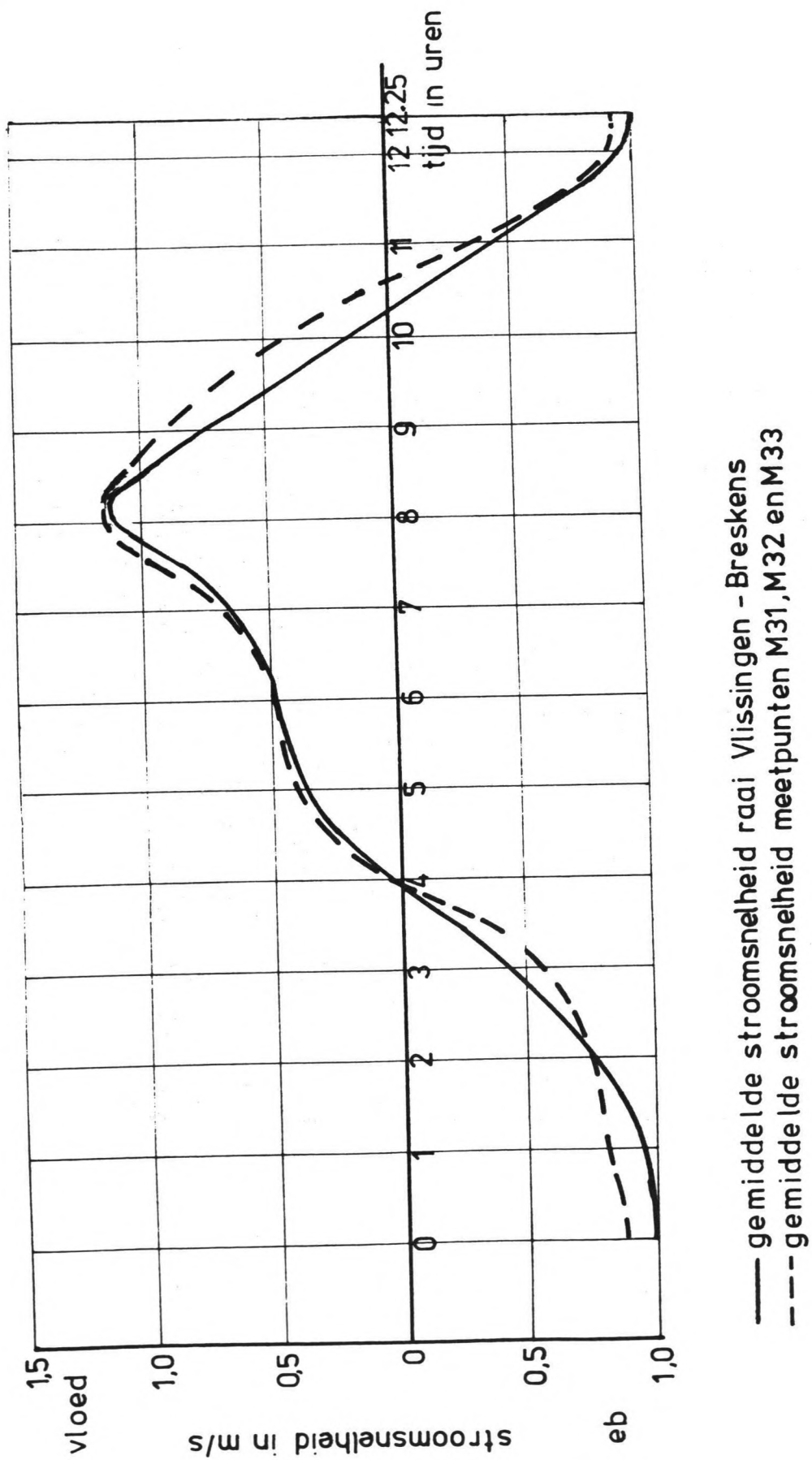
Door de Rijkswaterstaat zijn op de Westerschelde verscheidene metingen verricht in de loop der jaren, naar zand- en slibconcentraties en stroomsnelheden. Drie van deze metingen zijn gedaan in de stroomgeul voor Breskens (fig 3.1) in oktober 1973, augustus 1973 en mei 1976.

De metingen zijn uitgevoerd met tussenpozen van ongeveer een uur en duurden twintig minuten. Op zes verschillende hoogten over de waterdiepte zijn de stroomsnelheid, de zand- en de slibconcentraties gemeten. Deze gegevens zijn per meting in een grafiek uitgezet. In totaal zijn er 34 van deze metingen geanalyseerd (bijlage 2).

Uit deze gegevens zijn de gemiddelde stroomsnelheid, en de zand- en slibconcentratie over de diepte bepaald. Uit de gevonden gemiddelden is het verloop van de stroomsnelheid over een getijperiode bepaald. Worden de gevonden stroomsnelheden vergeleken met die in de raai Vlissingen-Breskens (langjarig gemiddelde, gemiddeld getij) dan blijkt dat deze goed met elkaar overeenkomen (fig 3.2). Dit betekent dat de met de drie metingen bepaalde gemiddelde concentratieverdelingen over de getijperiode als goede indicatie van de jaarlijkse gemiddelden kunnen worden beschouwd.

De drie gebruikte metingen zijn verricht in de stroomgeul "Het Vaarwater langs Hoofdplaat" zodat ze representatief worden geacht voor de situatie vlak voor de haveningang.

Met betrekking tot alternatief twee met een stroming



figuur 3.2 Stroomsnelheid uit meetpunten en in de raai Vliissingen - Breskens.

door de haven (twee ingangen) zijn de gegevens verder uitgewerkt. Van slib en zand is een concentratieverdeling over de hoogte berekend, bij verschillende stroomsnelheden (paragraaf 3.3).

### 3.3. Concentratieverdelingen

#### 3.3.1. Theorieën van Rouse en Coleman

Met de theorieën van Rouse en Coleman zijn de gemeten concentratieverdelingen benaderd om de concentratieverdelingen voor de nieuwe haveningang te bepalen. Dit is nodig om in paragraaf 3.4. het suspensietransport dat de haven in komt te kunnen bepalen.

Rouse en Coleman hebben beiden op basis van waarnemingen een theorie ontwikkeld over het verloop van de concentratieverdeling van sediment over de hoogte (ten opzichte van de bodem).

De basis van de theorieën is de evenwichtsvergelijking:

$$w \cdot c(z) + \epsilon \cdot dc(z)/dz = 0 \quad (3.1)$$

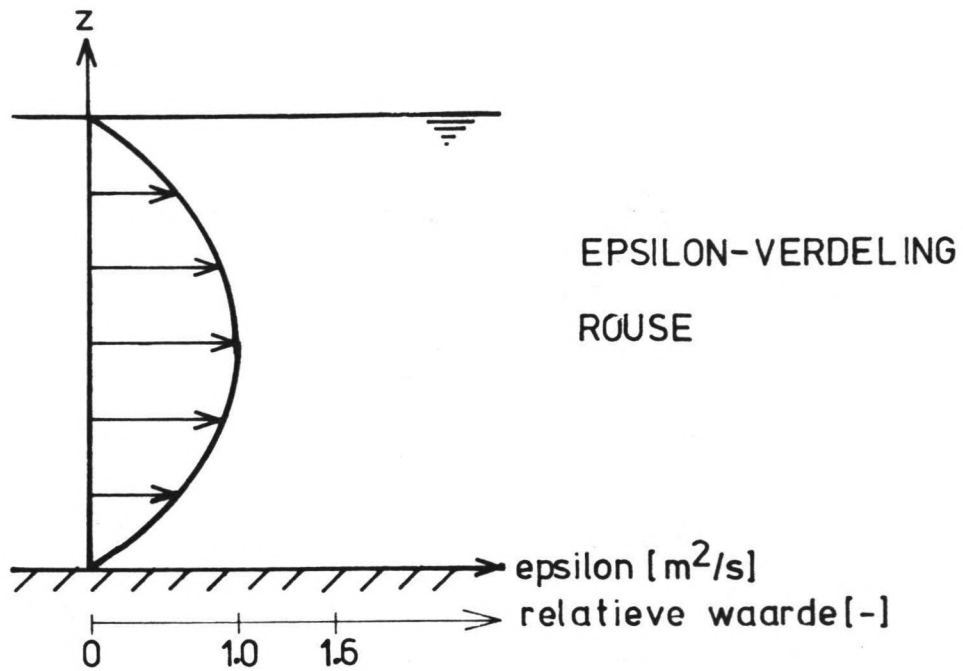
waarin:  $w$  = valsnelheid van sediment in stilstaand water [m/s]  
 $\epsilon$  = turbulente diffusiecoëfficiënt van sediment [m<sup>2</sup>/s]  
 $c(z)$  = concentratie op hoogte  $z$  boven de bodem [mg/l]  
 $z$  = hoogte boven de bodem [m]

De vergelijking geeft een evenwichtsconcentratie over de hoogte, hierbij treedt dan geen resulterend vertikaal sedimenttransport op.

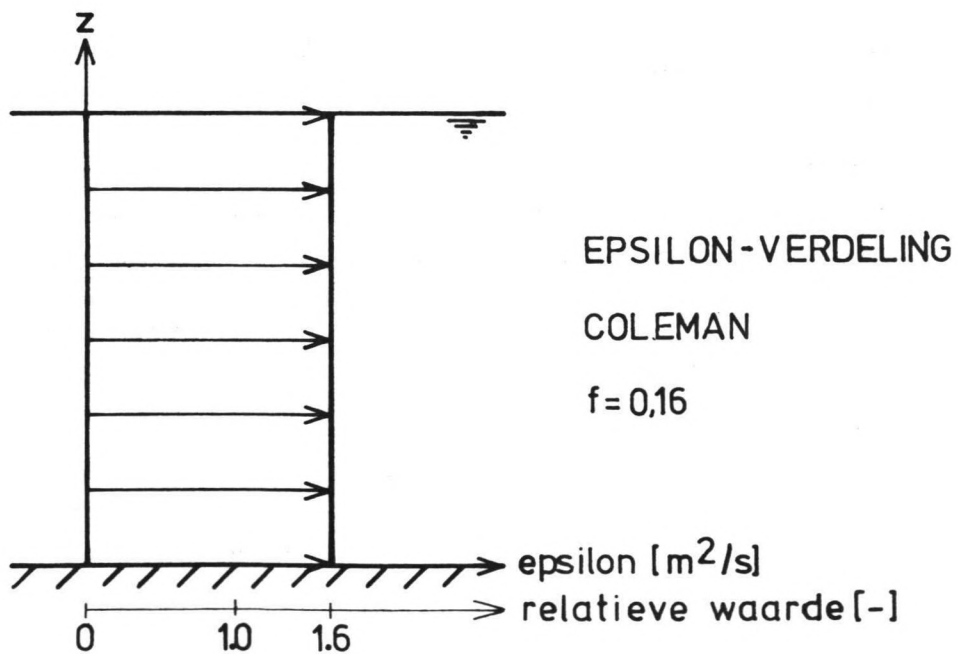
Het verschil tussen de theorie van Rouse en die van Coleman is de beschrijving van de turbulente diffusiecoëfficiënt van het sediment als functie van  $z$ . Rouse gaat uit van een parabolisch verloop van epsilon over de hoogte  $z$  boven de bodem (fig 3.3). Verondersteld wordt dat de diffusiecoëfficiënt van het sediment gelijk is aan de turbulente diffusiecoëfficiënt van water (ook de turbulente viscositeit genoemd). Dit geeft:

$$\epsilon = K \cdot \{v^*\} \cdot z \cdot ((h-z)/h) \quad (3.2)$$

waarin:  $\epsilon$  = turbulente diffusiecoëfficiënt van sediment [m<sup>2</sup>/s]  
 $K$  = constante van Von Karman [-]  
 $\{v^*\}$  = schuifspanningssnelheid [m/s]  
 $z$  = hoogte boven de bodem [m]  
 $h$  = waterdiepte [m]



figuur 3.3 epsilon-verdeling volgens Rouse.



figuur 3.4 epsilon-verdeling volgens Coleman.

Voor de constante van Von Karman is de gebruikelijke waarde van 0.40 aangehouden. Precieser gesteld is deze constante afhankelijk van de concentratie, hoe hoger de concentratie sediment hoe kleiner de constante. De afhankelijkheid van de concentratie is niet exact bekend. Ten gevolge van de dempende werking van het zwevend zand op de turbulentie kan de Von Karman-constante een factor twee kleiner worden [Kerssens, 1974]. De schuifspanningssnelheid is bepaald door:

$$\{v^*\} = v_{gem} * \sqrt{g} / C \quad (3.3)$$

waarin:  $v_{gem}$  = gemiddelde snelheid in de verticaal [m/s]  
 $g$  = versnelling van de zwaartekracht [m/s<sup>2</sup>]  
 $C$  = Chézy-coëfficiënt [m<sup>1/2</sup>/s]

Met deze benadering van epsilon komt Rouse tot de volgende concentratieverdeling over de hoogte:

$$c(z) = c_b * \{r/(h-r) * (h-z)/z\}^{\{z^*\}} \quad (3.4)$$

met  $\{z^*\} = w/(K * \{v^*\})$

waarin:  $c(z)$  = concentratieverdeling op hoogte  $z$  [mg/l]  
 $c_b$  = bodemconcentratie [mg/l]  
 $r$  = ribbelhoogte [m]  
 $\{z^*\}$  = dimensieloze parameter

Coleman heeft aangenomen dat epsilon (turbulente diffusiecoëfficiënt) constant is over de hoogte (fig 3.4). Volgens de door Coleman beschouwde waarnemingen is epsilon te schrijven als:

$$\epsilon = f * v_{gem} * h * \sqrt{g} / C \quad (3.5)$$

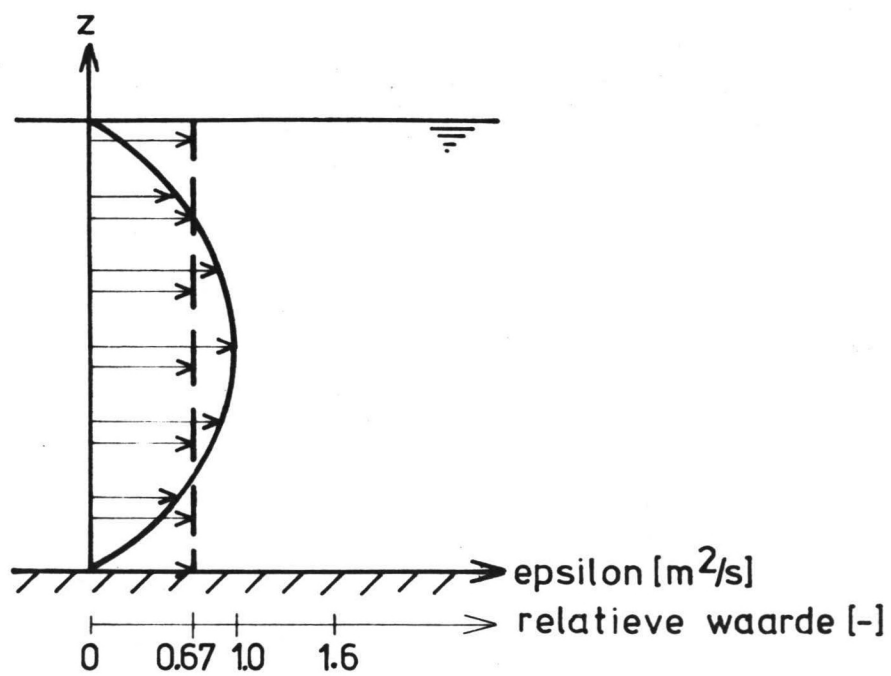
waarin:  $f$  = coëfficiënt [-]

De coëfficiënt  $f$  is door Coleman gesteld op 0.16. Met de evenwichtsvergelijking voor het sediment geeft dit de volgende concentratieverdeling:

$$c(z) = c_b * \exp(-w * z / \epsilon) \quad (3.6)$$

### 3.3.2. Vergelijking tussen Rouse en Coleman

Coleman heeft zijn benadering van de turbulente diffusiecoëfficiënt geverifieerd door metingen in een aantal rivieren in de Verenigde Staten van Amerika te verrichten. Het sediment in de rivieren bestond uit



figuur 3.5 Vergelijking van de turbulente diffusie-coëfficiënt volgens Coleman en Rouse.

zand. Dit betekent dat de Coleman-benadering in eerste instantie slechts voor de zandfractie toegepast kan worden.

Rouse heeft een meer fundamentele benadering gedaan zodat deze zowel voor zand als voor slib gebruikt kan worden.

Vergelijking van de twee benaderingen van de turbulente diffusiecoëfficiënt laat zien dat Coleman een 1.6 keer grotere waarde voor epsilon geeft dan de maximale waarde van epsilon bij de Rouse-verdeling.

De waarde van de coëfficiënt  $f$  volgens Coleman (0.16) is vermoedelijk te hoog [Van de Graaff, 1980]. Om voor Coleman de gemiddelde waarde van epsilon te krijgen die Rouse veronderstelt moet  $f$  gelijk zijn aan 0.067 (fig 3.5).

### 3.3.3. Bepaling van de valsnelheid

De valsnelheden ( $w$ ) voor slib en zand uit de in 3.3.1 genoemde vergelijkingen zijn bepaald uit de concentratiemetingen verricht door de Rijkswaterstaat. Zowel met Coleman als met Rouse is een gemiddelde waarde voor de valsnelheid berekend.

Voor zand wordt met Coleman,  $f = 0.16$ , de waarde 0.0129 m/s en met Rouse de waarde 0.0035 m/s gevonden. Indien de coëfficiënt  $f = 0.067$  wordt genomen geeft dit voor zand een valsnelheid van 0.0054 m/s.

Voor slib wordt de gemiddelde valsnelheid met Rouse 0.0017 m/s en met Coleman ( $f = 0.16$ ) 0.0065 m/s.

De valsnelheid van slib volgens Coleman wijkt sterk af van die van Rouse, dit verschil wordt veroorzaakt doordat Coleman zijn formule heeft gebaseerd op metingen in rivieren met zand.

Uit de valsnelheid van het materiaal kan de D50-waarde worden bepaald. Voor deeltjes kleiner dan 60  $\mu\text{m}$  is de D50 berekend volgens Stokes:

$$D50 = \sqrt{(18 * \nu * w) / (g * \Delta)} \quad (3.7)$$

waarin: D50 = de diameter van het materiaal waarbij 50% een diameter heeft kleiner dan D50 [m].

$\nu$  = kinematische viscositeit ( $1\text{E}-6$ ) [ $\text{m}^2/\text{s}$ ].

$\Delta$  = relatieve dichtheid van het materiaal [-].

Voor deeltjes groter dan 60  $\mu\text{m}$  is een empirische formule gehanteerd [Massie, (ed.), 1980], geldig voor 50  $\mu\text{m}$  < D50 < 300  $\mu\text{m}$ , en een temperatuur van 10 ° Celsius;

$$\log(1/w) = 0.47584 * (\log D50)^2 + 2.1795 (\log D50) + 3.1415 \quad (3.8)$$

In tabel 3.1 zijn de berekende waarden weergegeven waarbij voor de zand- en slibfractie de gemiddelde valsnelheid en de gemiddelde diameter is weergegeven. De berekening volgens Coleman is voor verschillende f-waarden uitgevoerd, om een indruk te krijgen van het effect van de coëfficiënt f.

|      | Theorie          | Wgem [m/s] | D50 [µm] |
|------|------------------|------------|----------|
| zand | Coleman, f=0.16  | 0.0129     | 134      |
|      | Coleman, f=0.067 | 0.0054     | 78       |
|      | Rouse            | 0.0034     | 61       |
| slib | Coleman, f=0.16  | 0.0065     | 86       |
|      | Coleman, f=0.067 | 0.0027     | 56       |
|      | Rouse            | 0.0017     | 43       |

TABEL 3.1: Valsnelheden en gemiddelde korreldiameter volgens de benadering van Coleman respectievelijk Rouse, uit concentratiemetingen.

Uit monsternamen in en vlak buiten de jachthaven van Breskens volgt dat de zandfractie een D50 heeft die ligt tussen 110 en 160 µm [Van Dijk en Eimers, 1986]. In de geul "Het Vaarwater langs Hoofdplaat" is door Blik een D50 van 160 µm gevonden. Deze metingen zijn gedaan in het diepe gedeelte van de geul zodat relatief grof materiaal gevonden wordt [Blik, 1977].

Uit bovenstaande volgt dat voor de zandfractie de Coleman-benadering met f=0.16 goed het aanwezige materiaal weergeeft. Rouse geeft een twee keer kleinere D50 voor het zand, wat bijna als slib gekwalificeerd moet worden. Voor het slib moet de coëfficiënt f zeker kleiner dan 0.16 zijn. Voor de berekening van de aanslibbing wordt de f-waarde gelijk gesteld aan 0.067. Hiermee is de gemiddelde waarde van epsilon volgens Rouse gelijk aan de waarde van epsilon volgens Coleman. Wil de Coleman benadering dezelfde diameter geven als die gevonden met Rouse dan moet de f-waarde gelijk zijn aan 0.042.

Bij zand geeft Coleman en bij slib geeft Rouse de beste benadering, desondanks wordt het baggerbezwaar berekend met de beide benaderingen. De gedachte hierbij is dat als het baggerbezwaar bij de gunstigste benadering te groot is, het voldoende bewezen is dat een haven met twee ingangen ongunstiger is dan een haven met één ingang.

Met deze veronderstellingen wordt in 3.4.2., voor de haven met twee ingangen, de aanslibbing en de aanzanding bepaald.

### 3.4. Bepaling baggerbezwaar

Met de hiervoor vermelde gegevens kan berekend worden wat per alternatief de totale hoeveelheid te baggeren materiaal zal zijn per jaar. Achtereenvolgens wordt dit voor de drie uitbreidingsmogelijkheden onderzocht.

#### 3.4.1. Alternatief 1

De eerste variant is een uitbreiding van de jachthaven tot twee keer het huidige oppervlak (fig 1.4), waarbij de huidige haveningang eveneens de toegang van de jachthaven vormt.

Het sediment dat in de jachthaven achterblijft wordt op basis van baggergegevens van de huidige haven bepaald. Momenteel wordt er, volgens ervaringscijfers, 25.000 m<sup>3</sup> materiaal per jaar gebaggerd in de jachthaven [Gemeente Oostburg, 1986]. Baggerspecie met een dichtheid van ongeveer 1.400 kg/m<sup>3</sup> bevat 600 kg vaste stof per m<sup>3</sup> [Brandjes en Granneman, 1984]. Hiervan uitgaande komt er in één jaar 15.000 ton vaste stof in de jachthaven terecht. Het gemiddeld getijverschil is 4.00 m en het havenoppervlak 52.500 m<sup>2</sup>, dus komt er per vloedperiode 210.000 m<sup>3</sup> water in de jachthaven. Dat is met gemiddeld 705 getijden per jaar 148 miljoen m<sup>3</sup> water per jaar. Dit betekent dat er gemiddeld 101 mg/l (=15.000 ton/148 miljoen m<sup>3</sup>) sediment in de jachthaven achterblijft.

Als de haven twee keer groter wordt zal het baggerbezwaar ongeveer twee keer groter worden. Dan moet er 50.000 m<sup>3</sup> per jaar worden gebaggerd.

#### 3.4.2. Alternatief 2

Het tweede alternatief is een haven met twee ingangen, waardoor een zekere stroomsnelheid in de haven optreedt (fig 1.5). Hierdoor is het wellicht mogelijk om de aanslibbing c.q. aanzanding in de haven te reduceren.

In hoofdstuk 2 zijn met behulp van het computerprogramma DUCHESS de stroomsnelheden in de haven bepaald. Aan de hand van deze stroomsnelheden en de afmetingen van de "stroombaas" is voor de verschillende perioden het debiet in de haven berekend (fig 2.6).

De aanzanding en aanslibbing van de haven worden apart behandeld omdat verschillende berekeningsmethoden worden toegepast.

### 3.4.2.1 Aanzanding

Voor de berekening van de aanzanding in de haven wordt uitgegaan van de methode ontwikkeld door Bijker [Bijker, 1980]. Hierin wordt bepaald hoe groot het suspensietransport ( $S_{sus}$ ) is bij veranderende randvoorwaarden, i.c. waterdiepte en/of snelheid.

De door Bijker ontwikkelde methode is opgezet om op een eenvoudige wijze de aanzanding te bepalen in een gebag-gerde geul. Hierbij neemt de stroomsnelheid af ten gevolge van een toename van de diepte in de geul, waardoor in het algemeen sedimentatie optreedt. Voor de berekening van de aanzanding in de haven van Breskens is gerekend met de stroomsnelheden bepaald volgens DUCHESS. Deze zijn gemiddeld lager dan de stroomsnelheden op de Westerschelde ten gevolge van onder andere vertragsingsverliezen (kleiner verhang en kleinere waterdiepte in de haven).

De aanzanding wordt bepaald door:

$$\frac{S_s(x) - S_{s,2}}{S_{s,1} - S_{s,2}} = \exp \left[ \frac{-E \cdot w \cdot x}{q} \right] \quad (3.9)$$

waarin:  $S_s(x)$  = suspensietransport op afstand  $x$  [m] van de haveningang [m<sup>3</sup>/sm]  
 $S_{s,1}$  = suspensietransport in "Het Vaarwater langs Hoofdplaat" [m<sup>3</sup>/sm]  
 $S_{s,2}$  = evenwichtssuspensietransport in de haven bepaald met de Kalinske-Frijlink-formule [m<sup>3</sup>/sm]  
 $w$  = de valsnelheid van het materiaal [m/s]  
 $q$  = specifiek debiet in de haven [m<sup>2</sup>/s]  
 $x$  = afstand vanaf de haveningang [m]  
 $E$  =  $\frac{hw,1 \cdot (hw,2 - hw,1)}{hw,1 \cdot \{1 - \exp(-hw,1)\} - \alpha \cdot hw,1 \cdot \{1 - \exp(-hw,2)\}}$   
 $hw,1$  =  $(w \cdot h_1) / \epsilon_{s1}$   
 $hw,2$  =  $(w \cdot h_2) / \epsilon_{s2}$   
 $h_1$  = beschouwde waterdiepte in "Het Vaarwater langs Hoofdplaat" [m]  
 $h_2$  = waterdiepte in de haven [m]  
 $\epsilon_{s1}$  = turbulente diffusiecoëfficiënt in "Het Vaarwater langs Hoofdplaat" [m<sup>2</sup>/s]  
 $\epsilon_{s2}$  = turbulente diffusiecoëfficiënt in de haven [m<sup>2</sup>/s]  
 $cb_1$  = bodemconcentratie buiten de haven [m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>]  
 $cb_2$  = bodemconcentratie in de haven [m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>]  
 $\alpha$  =  $cb_2 / cb_1$

Het evenwichtstransport in de haven is bepaald met de door Bijker aangepaste Kalinske-Frijlink-formule, waarbij de invloed van golven in dit geval buiten beschouwing wordt gelaten [Massie, (ed.), 1980];

$$S_b = B \cdot D_{50} \cdot \{v\} \cdot \exp \left[ \frac{-0.27 \cdot \Delta \cdot C^2 \cdot D_{50}}{\mu \cdot v^2} \right] \quad (3.10)$$

$$S_{sus} = 1.83 \cdot Q \cdot S_b \quad (3.11)$$

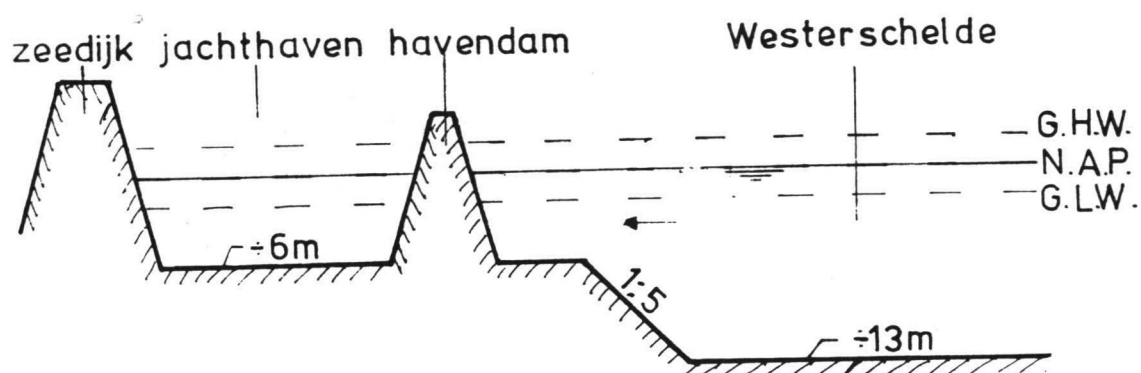
waarin:  $S_b$  = bodemtransport [ $m^3/sm$ ]  
 $Q$  = integraalwaarde (Einstein-integralen)  
 $B$  = dimensieloze coëfficiënt  
 $D_{50}$  = gemiddelde diameter van het materiaal [ $m$ ]  
 $\{v\}$  = schuifspanningssnelheid [ $m/s$ ]  
 $\Delta$  = relatieve dichtheid van het materiaal [-]  
 $C$  = Chézy - coëfficiënt [ $m^{1/2}/s$ ]  
 $\mu$  = ribbelfactor  
 $v$  = gemiddelde stroomsnelheid [ $m/s$ ]

Bijker adviseert voor de coëfficiënt  $B$  een waarde tussen 2 en 5. Uit ijking van de Kalinske-Frijlink-formule in "Het Vaarwater langs Hoofdplaat" blijkt dat de coëfficiënt de waarde 3 moet hebben (Appendix B). In dit rapport wordt verder gerekend met de waarde  $B=5$  voor de haven. Dit geeft een groter evenwichtstransport in de haven waarmee een gunstiger beeld wordt gegeven van de hoeveelheid te baggeren materiaal (met andere woorden er hoeft dan minder gebaggerd te worden). Het suspensietransport vlak vóór de haveningang wordt bepaald met :

$$S_{sus} = v \cdot c \cdot h \quad (3.12)$$

waarin:  $v$  = gemiddelde snelheid [ $m/s$ ]  
 $c$  = gemiddelde concentratie over de hoogte [ $mg/l$ ]  
 $h$  = waterdiepte [ $m$ ]

De gemiddelde snelheid met de daarbij behorende gemiddelde concentratie zijn bepaald uit metingen verricht door de Rijkswaterstaat [Rijkswaterstaat, 1973, 1976]. Bijker heeft het suspensietransport als  $v \cdot c \cdot h$  vergeleken met de exacte waarde  $S_{sus} = \int v \cdot c \cdot dz$ . Voor alleen stroming (geen golven) is de gemaakte fout bij deze benadering kleiner dan 10%. Verwacht mag worden dat deze fout groter is bij condities voor golven én stroming. Golven worden echter niet meegenomen in dit onderzoek. De golfhoogten in de haven zijn relatief laag waardoor de orbitaalsnelheid bij de bodem gering is. Hierdoor is de extra opwoeling waardoor meer materiaal in suspensie komt gering.



figuur 3.6 Dwarsdoorsnede over nieuwe haveningang.

De concentratieverdeling over de hoogte wordt bepaald met de theorie van Coleman voor drie verschillende diameters met een D50 van 61, 78 en 134  $\mu\text{m}$  (bepaald in paragraaf 3.3).

Omdat het bodemtalud van de haveningang relatief steil is (1:5), wordt verondersteld dat het bodemtransport in "Het Vaarwater langs Hoofdplaat" niet de haven inkomt (fig 3.6).

Voor het suspensietransport dat de haven inkomt wordt van twee veronderstellingen uitgegaan namelijk:

- het totale suspensietransport in "Het Vaarwater langs Hoofdplaat" komt de haven in (d.i. over de volle 13.00 m waterdiepte) (fig 3.7A).
- alleen het suspensietransport in de bovenste zes meter komt de haven in (fig 3.7B).

De tweede veronderstelling is waarschijnlijk gunstiger ten aanzien van het baggerbezwaar, om de eenvoudige reden dat er minder materiaal binnenkomt.

Bij de berekening waarbij alleen de bovenste zes meter de haven in komt wordt de bodemconcentratie in "Het Vaarwater langs Hoofdplaat" ( $c_{b1}$ ) bepaald uit de gemiddelde concentratie:

$$c = \int c(z) dz = \int c_b \exp(-wz/\epsilon) dz \quad (3.13)$$

waaruit volgt:

$$c_b = \{c \cdot w \cdot h / \epsilon\} \cdot \{1 - \exp(-w \cdot h / \epsilon)\}^{-1} \quad (3.14)$$

De bodemconcentratie in de haven ( $c_{b2}$ ), behorende bij het evenwichtstransport in de haven, is volgens de formulering door Bijker:

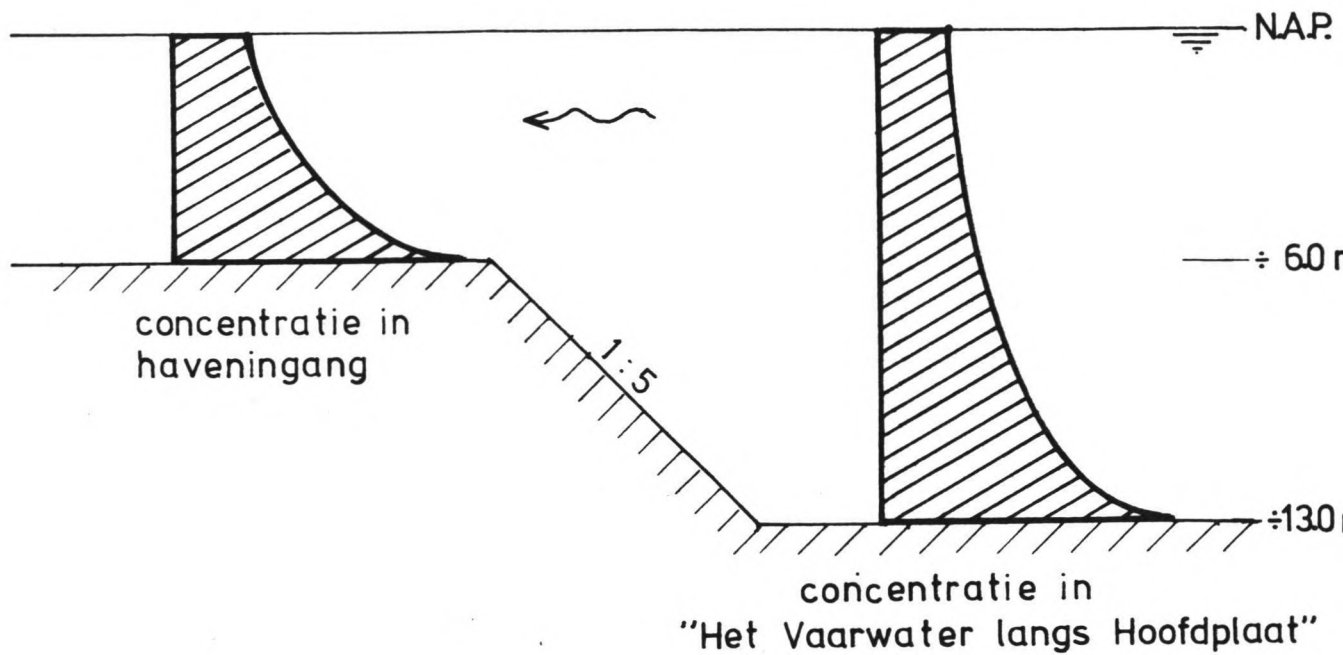
$$c_{b2} = S_b \cdot C / (6.34 \cdot v \cdot r \cdot \sqrt{g}) \quad (3.15)$$

Het evenwichtssuspensietransport in de haven ( $S_{s,2}$ ) wordt zoals eerder vermeld met de door Bijker bewerkte Kalinske-Frijlink-formule berekend.

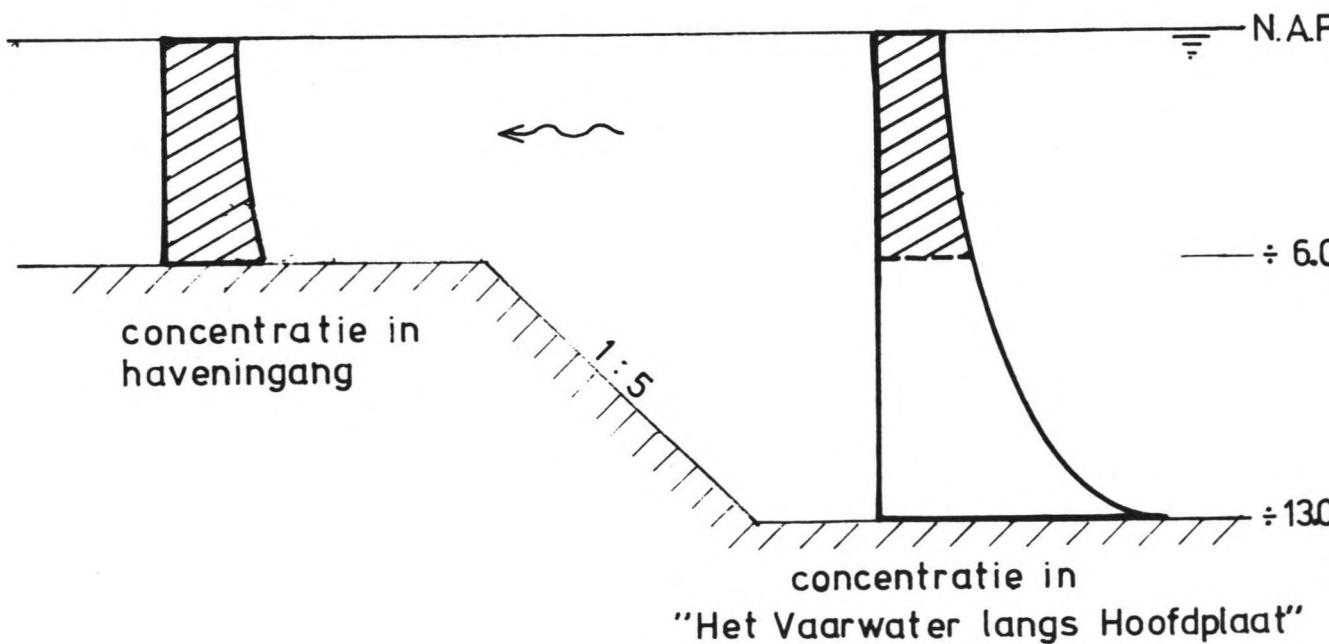
Om een indruk te krijgen hoe snel het sediment in suspensie uitzakt wordt onderstaand voorbeeld gegeven. Gegeven is:

|                    |   |                                                  |
|--------------------|---|--------------------------------------------------|
| D50                | = | 78 $\mu\text{m}$                                 |
| w                  | = | 0.0054 m/s                                       |
| $\epsilon$         | = | $0.067 \cdot \{v\} \cdot h \text{ m}^2/\text{s}$ |
| $v(\text{haven})$  | = | 0.32 m/s                                         |
| $v(\text{buiten})$ | = | 0.65 m/s                                         |
| C                  | = | 51 $\text{m}^3/\text{s}$                         |
| $S_{b,2}$          | = | $5.612\text{E}-7 \text{ m}^3/\text{sm}$ .        |

In tabel 3.2 is weergegeven de sedimentatie van gesuspendeerd materiaal als fractie van de maximaal mogelijke afzet van materiaal als functie van de afstand



figuur 3.7A Concentratieverdelingen in "Het Vaarwater langs Hoofdplaat" en in de haven (schematisch weergegeven).



figuur 3.7B Concentratieverdelingen in "Het Vaarwater langs Hoofdplaat" en in de haven.

vanaf de haveningang (x).

| x   | $[Ss,1-Ss(x)]/[Ss,1-Ss,2]$ |
|-----|----------------------------|
| 25  | .21                        |
| 50  | .37                        |
| 100 | .60                        |
| 150 | .75                        |
| 200 | .84                        |
| 300 | .94                        |
| 400 | .97                        |
| 500 | .99                        |
| 900 | 1.00                       |

TABEL 3.2 Sedimentatie van gesuspendeerd materiaal als fractie van de maximaal mogelijke afzet van materiaal als functie van de afstand vanaf de haveningang.

Uit tabel 3.2 blijkt dat bij de gegeven situatie al het binnenkomende zand in de haven bezinkt. Voor de andere getijperiodes zijn dezelfde berekeningen toegepast (Bijlage 3). Ook uit deze berekeningen blijkt dat nagenoeg al het zand zal bezinken in de haven. De resultaten van de berekeningen en de uiteindelijke hoeveelheid te baggeren materiaal zijn in tabel 3.3 voor verschillende veronderstellingen weergegeven. De veronderstellingen zijn:

- concentratieverdeling over 6.00 en over 13.00 m diepte.
- concentratieverdeling bepaald met curve fitting en met Coleman.

|             | 6.00 m  |               | 13.00 m |               |
|-------------|---------|---------------|---------|---------------|
|             | Coleman | Curve-fitting | Coleman | Curve-fitting |
| 61 $\mu$ m  | 136.000 | 145.000       | 723.000 | 1.174.000     |
| 78 $\mu$ m  | 181.000 | 195.000       | 786.000 | 1.280.000     |
| 134 $\mu$ m | 203.000 | 216.000       | 814.000 | 1.328.000     |

Tabel 3.3 Hoeveelheid jaarlijks te baggeren materiaal (zand) in m<sup>3</sup> voor de verschillende veronderstellingen en korreldiameters.

### 3.4.2.2 Aanslibbing

De hoeveelheid slib die in de haven in suspensie blijft wordt bepaald uit een energie beschouwing voor het sediment [Bijker, 1982]. Is deze hoeveelheid bepaald dan kan berekend worden hoeveel sediment in de haven achter blijft.

Bijker gaat hierbij uit van de volgende veronderstellingen:

- bodemconcentratie is evenredig met de bodemschuifspanning.
- concentratieverdeling over de diepte is nagenoeg constant (de verticale concentratiegradient is klein).

Dit betekent dat de transportcapaciteit van de stroom, bij gelijk blijvende bodemweerstand, lineair toeneemt met de waterdiepte.

De energie die in de stroom aanwezig is per eenheid van breedte is:

$$\rho * g * I * q = \rho * g * I * h * v = \tau * v = \Omega \quad (3.16)$$

waarin:  $\rho$  = massadichtheid [kg/m<sup>3</sup>]  
 $g$  = zwaartekrachtversnelling [m/s<sup>2</sup>]  
 $I$  = verhang [-]  
 $q$  = specifiek debiet [m<sup>2</sup>/s]  
 $h$  = waterdiepte [m]  
 $v$  = gemiddelde stroomsnelheid [m/s]  
 $\tau$  = bodemschuifspanning [N/m<sup>2</sup>]  
 $\Omega$  = stromingsenergie [N/ms]

Een gedeelte van de stromingsenergie wordt gebruikt voor het transporteren van het zwevend slib:

$$\bar{\Omega} * \Omega \quad (3.17)$$

waarin:  $\bar{\Omega}$  = dimensieloze coëfficiënt,  $0 < \bar{\Omega} < 1$

Dit deel van de stromingsenergie moet gelijk zijn aan de energie die nodig is om de massa van het materiaal te verplaatsen (per eenheid van breedte):

$$I * g * v * c * h = \bar{\Omega} * \Omega \quad (3.18)$$

waarin:  $c$  = gemiddelde concentratie [mg/l]

Substitutie van vergelijking (3.16) in (3.18) geeft de volgende uitdrukking voor de gemiddelde concentratie:

$$c = \frac{\bar{\Omega} * \tau * v}{I * g * v * h} = \frac{\bar{\Omega} * \tau}{I * g * h} \quad (3.19)$$

Dit betekent dat de concentratie evenredig is met  $\tau/h$ . Uitgaande van vergelijking (3.19) wordt de gemiddelde concentratie van het slib in de haven, respectievelijk in "Het Vaarwater langs Hoofdplaat" bepaald door:

$$c(h) = \frac{\bar{\sigma} \cdot \tau(h)}{I \cdot g \cdot h(h)} \quad \text{en} \quad c(w) = \frac{\bar{\sigma} \cdot \tau(w)}{I \cdot g \cdot h(w)} \quad (3.20 \text{ en } 3.21)$$

waarin:  $c(h)$  = gemiddelde concentratie in de haven [mg/l]

$c(w)$  = gemiddelde concentratie in "Het Vaarwater langs Hoofdplaat" [mg/l]

De gemiddelde concentratie in "Het Vaarwater langs Hoofdplaat" is bekend uit metingen van de Rijkswaterstaat [Rijkswaterstaat, 1973, 1976]. De gemiddelde slibconcentratie in de haven wordt bepaald uit de verhouding tussen  $c(h)$  en  $c(w)$ :

$$\frac{c(h)}{c(w)} = \frac{\tau(h) \cdot h(w)}{\tau(w) \cdot h(h)} \quad (3.22)$$

Dit geeft voor de gemiddelde slibconcentratie in de haven:

$$c(h) = \frac{\tau(h) \cdot h(w) \cdot c(w)}{\tau(w) \cdot h(h)} \quad (3.23)$$

Voor de bepaling van de uitgaande slibconcentratie wordt, evenals voor zand, gebruik gemaakt van de methode ontwikkeld door Bijker (Bijker, 1980). De formule hiervoor luidt;

$$\frac{Ss(x) - Ss,2}{Ss,1 - Ss,2} = \exp \left[ \frac{-E \cdot w \cdot x}{q} \right] \quad (3.24)$$

waarin:  $Ss(x)$  = suspensietransport op afstand  $x$  [m] van de haveningang [m<sup>3</sup>/sm]

$Ss,1$  = suspensietransport in "Het Vaarwater langs Hoofdplaat" [m<sup>3</sup>/sm]

$Ss,2$  = evenwichtssuspensietransport in de haven [m<sup>3</sup>/sm]

$w$  = valsnelheid van het materiaal [m/s]

$q$  = specifiek debiet in de haven [m<sup>2</sup>/s]

$x$  = afstand vanaf de haveningang [m]

$E$  =  $(hw,2 - hw,1) / (hw,2 \cdot (1 - \alpha))$

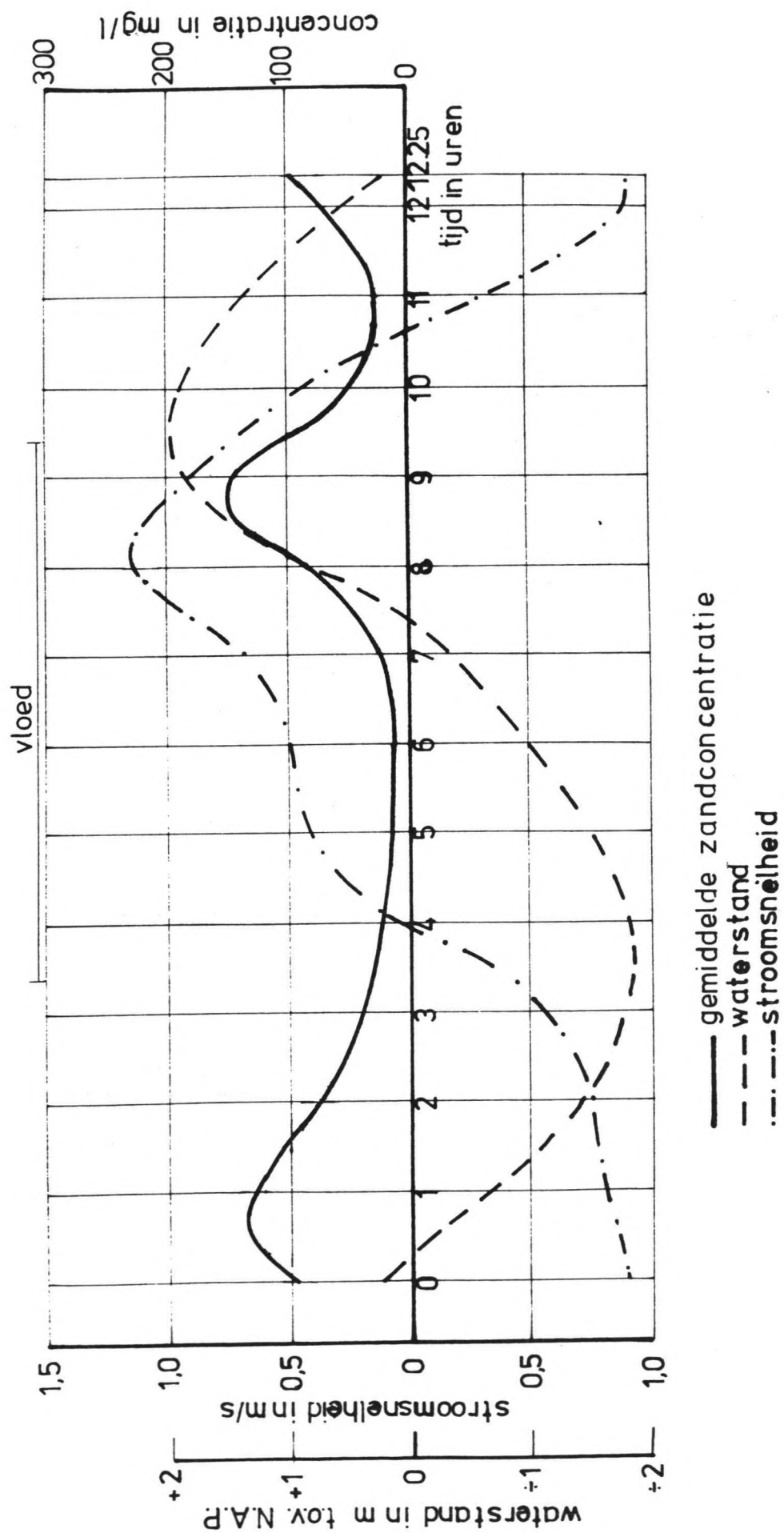
$hw,1$  =  $(w \cdot h1) / \epsilon_{s1}$

$hw,2$  =  $(w \cdot h2) / \epsilon_{s2}$

$h1$  = beschouwde waterdiepte in "Het Vaarwater langs Hoofdplaat" [m]

$h2$  = waterdiepte in de haven [m]

$\epsilon_{s1}$  = turbulente diffusiecoëfficiënt in



figuur 3.8 Gemiddelde zandconcentratie in "Het Vaarwater langs Hoofdplaat".

$$\begin{aligned}
 & \text{"Het Vaarwater langs Hoofdplaat"} \\
 & \text{[m}^2/\text{s]} \\
 \text{eps2} &= \text{turbulente diffusiecoëfficiënt in} \\
 & \text{de haven [m}^2/\text{s]} \\
 \alpha &= (\text{hw}_1/\text{hw}_2)^2 * (\text{h}_1/\text{h}_2)
 \end{aligned}$$

Evenals bij aanzanding is de sedimentatie van slib berekend voor verschillende uitgangspunten, namelijk:

- concentratieverdeling over 6.00 en 13.00 m diepte (fig 3.7A en 3.7B).
- concentratieverdeling bepaald met curve-fitting, Coleman en Rouse.

In tabel 3.4 zijn de gevonden hoeveelheden te baggeren slibweergegeven. In bijlage 4 zijn de berekeningen in tabelvorm gegeven.

|                  | 6.00 m  |               |         | 13.00 m       |               |
|------------------|---------|---------------|---------|---------------|---------------|
|                  | Coleman | Curve-fitting | Rouse   | Coleman/Rouse | Curve-fitting |
| 43 $\mu\text{m}$ | 58.000  | 74.000        | 110.000 | 479.000       | 667.000       |
| 56 $\mu\text{m}$ | 77.000  | 94.000        | n.v.t.  | 629.000       | 845.000       |
| 86 $\mu\text{m}$ | 100.000 | 122.000       | n.v.t.  | 785.000       | 1.057.000     |

TABEL 3.4 Hoeveelheid jaarlijks te baggeren materiaal (slib) in m<sup>3</sup> voor de verschillende veronderstellingen.

### 3.4.3. Alternatief 3

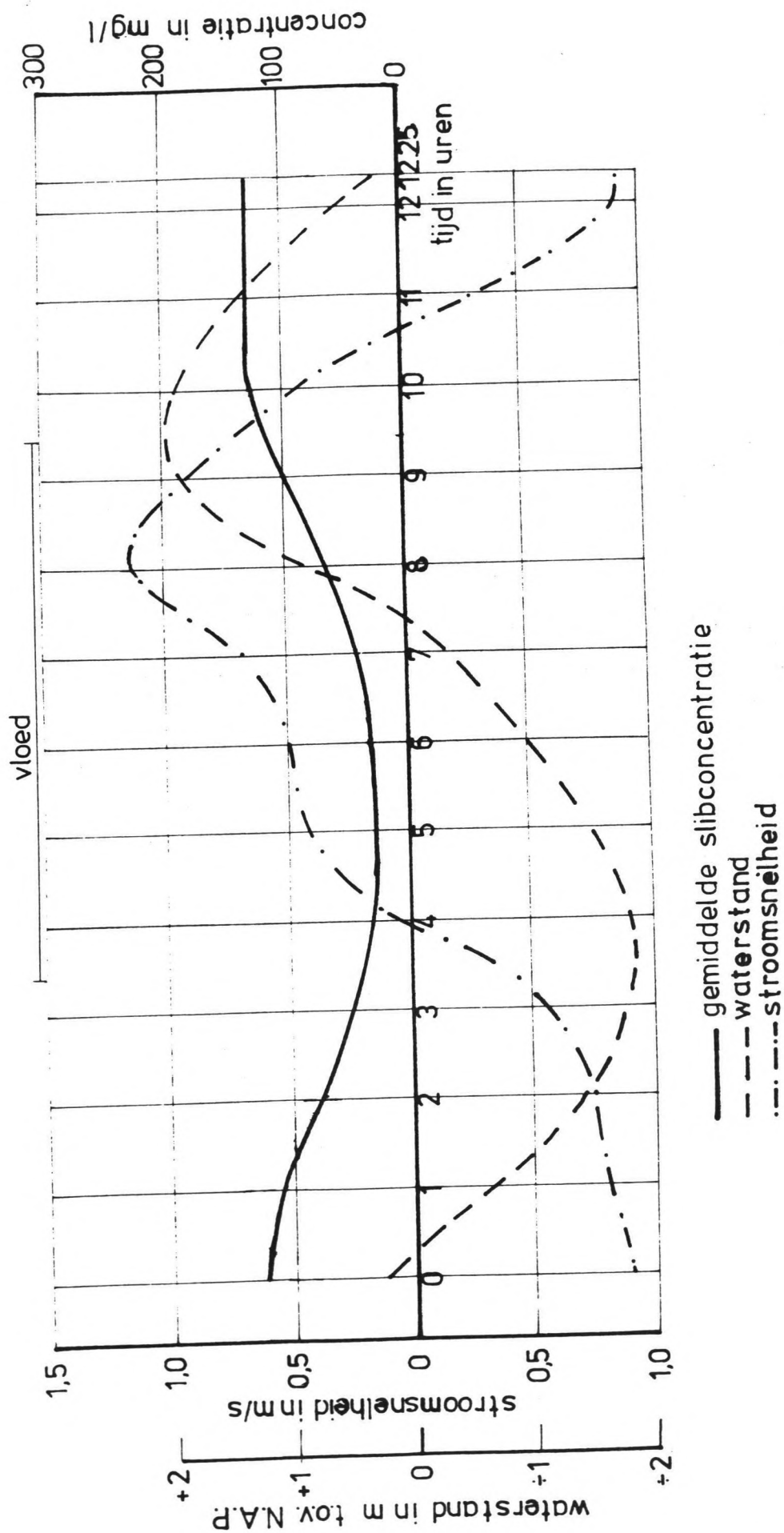
In deze variant wordt de nieuwe jachthaven (oud + uitbreiding) afgesloten ter plaatse van A (fig 1.6). De berekening van het baggerbezwaar is op de zelfde manier gedaan als bij alternatief 1, namelijk uitgaande van komberging (paragraaf 3.4.1).

Het oppervlak van de haven wordt 105.000 m<sup>2</sup>, per jaar stroomt er 296 miljoen m<sup>3</sup> water de haven in.

Voor de nieuwe situatie is de concentratie van het instromend water bepaald uit de metingen verricht door de Rijkswaterstaat [Rijkswaterstaat, 1973, 1976]. Deze gegevens zijn verwerkt tot concentratieverdelingen over het getij voor respectievelijk zand en slib (fig 3.8 en 3.9).

Uit deze figuren is voor de vloedperiode de gemiddelde concentratie bepaald, deze is voor zand 55 mg/l en voor slib 55 mg/l. Per liter komt er dan gemiddeld 110 mg sediment de haven in.

Er wordt in eerste instantie van uitgegaan dat al het



figuur 3.9 Gemiddelde slibconcentratie in "Het Vaarwater langs Hoofdplaat".

sediment dat de haven inkomt de tijd heeft om te bezinken tijdens een getijperiode (dit wordt aan het eind van deze paragraaf onderbouwd).

Dit betekent dat er 33 miljoen kg vaste stof in de haven achterblijft ( 296 miljoen m<sup>3</sup> \* 0.110 kg/m<sup>3</sup>). Met 600 kg vaste stof per m<sup>3</sup> geeft dit 55.000 m<sup>3</sup> baggermateriaal per jaar.

In andere havens langs de Westerschelde wordt voor de bepaling van het sediment dat in de haven achter blijft de vuistregel gebruikt, dat 80% van de binnenkomende concentratie bezinkt. Dit zou voor alternatief drie betekenen dat er 44.000 m<sup>3</sup> per jaar gebaggerd moet worden [Swart, 1984].

De aanname dat alles in de haven bezinkt is afhankelijk van de valsnelheid en de verblijftijd in de haven van het sediment.

De valsnelheden van slib en zand zijn bepaald in paragraaf 3.3.3..

De berekeningen worden uitgevoerd voor de kleinste waarde van de valsnelheid die gevonden is, namelijk 0.0017 m/s (slib met D50 van 43 µm).

De afstand waarover het sediment kan uitzakken is ongeveer 400 m, dit is de gemiddelde afstand van havenmond tot achterin de haven.

De gemiddelde vulstroom in de haveningang is:

$$v = \frac{\text{oppervlak haven} * \text{getijverschil}}{\text{vultijd} * \text{oppervlakte instroomopening}} \quad (3.25)$$

$$= \frac{105.000 * 4.00}{22.000 * (100.00 * 6.00)} = 0.03 \text{ m/s}$$

De afstand waarbinnen een deeltje, dat zich aan het wateroppervlak bevindt, op de bodem neerkomt bedraagt:

$$L = \frac{\text{diepte} * \text{vulsnelheid}}{\text{valsnelheid}} \quad (3.26)$$

$$L = \frac{6.00 * 0.03}{0.0017} = 106 \text{ m}$$

Met andere woorden het slib zal in de haven bezinken. Het zand dat een grotere valsnelheid heeft zal dan zeker in de haven bezinken.

Een andere benadering is om te kijken of het gesuspendeerde materiaal lang genoeg in de haven verblijft om uit te zakken.

Het materiaal met een valsnelheid van 0.0017 m/s heeft 3.600 sec nodig om over 6.00 m (de gemiddelde diepte in de haven) uit te zakken. De vloed periode duurt 22.000 sec, dit betekent dat het gesuspendeerde materiaal tijd genoeg heeft om uit te zakken.

### 3.5. Conclusie

In tabel 3.5 is een recapitulatie gegeven van de berekende hoeveelheden te baggeren materiaal bij de drie alternatieven. Voor alternatief twee en drie zijn de minimale en de maximale waarde gegeven. Tevens is de verhouding tot alternatief één gegeven.

| alternatief | te baggeren [m3] |           | factor |
|-------------|------------------|-----------|--------|
| 1           | 50.000           |           | 1.0    |
| 2           | min              | 194.000   | 3.9    |
|             | max              | 2.385.000 | 47.7   |
| 3           | min              | 44.000    | 0.9    |
|             | max              | 55.000    | 1.1    |

TABEL 3.5 Hoeveelheid te baggeren materiaal per alternatief per jaar en de onderlinge verhouding.

Wat betreft de verhouding tussen de onderlinge alternatieven moet de volgende opmerking worden gemaakt. Alternatief één is bepaald op basis van baggerstaten van de oude haven (alleen het gebied van de jachthaven), terwijl alternatief twee en drie zijn bepaald aan de hand van meetgegevens van de Rijkswaterstaat in "Het Vaarwater langs Hoofdplaat". Dit betekent dat alternatieven twee en drie zonder meer met elkaar vergeleken kunnen worden, maar dat de vergelijking ten opzichte van alternatief één met enige voorzichtigheid moet worden betracht.

Het is overduidelijk dat bij een haven met twee ingangen de baggerkosten veel hoger zullen worden dan bij een ingang (bij zeer gunstige aanname 4 en bij zeer ongunstige aanname 48 keer zoveel).

Bij een gecombineerde ingang (alternatief 1) zal de vulstroom in de bestaande mond groter zijn. Hierdoor kan de diepte in de havenmond makkelijker worden gehandhaafd. In het geval van gescheiden ingangen geldt dit niet zodat alternatief 1 de voorkeur verdient.

#### 4. Literatuur

- Besselink, P.W., Toepassingen van 2-D-modellen voor water- en sedimentbeweging bij zandsluitingen, afstudeerrapport T.U.-Delft, faculteit Civiele Techniek, 1985.
- Bijker, E.W., Sedimentation in channels and trenches, Proc. 17th Conf. on Coastal Eng., Sydney, 1980, vol II, pp 1708-1718.
- Bijker, E.W., Siltation in dredged channels, Proc. of Congress on Future of roads and rivers in Suriname and neighbouring region, Paramaribo, 1982.
- Blik, A.J., Het opwekken van aanzanding in "Het Vaarwater langs Hoofdplaat", afstudeerrapport T.U.-Delft, faculteit Civiele Techniek, 1977.
- Booij, N., User guide for the program DUCHESS, T.U.-Delft, faculteit Civiele Techniek, 1987.
- Brandjes, P.J.M. en Granneman, C.C.O.N., Aanslibbing haven Colijnsplaat, afstudeerrapport T.U.-Delft, faculteit Civiele Techniek, 1984.
- Van Dijk, R.P. en Eimers, P.J., Vooronderzoek uitbreiding jachthaven Breskens, afstudeerrapport T.U.-Delft, faculteit Civiele Techniek, 1986.
- Gemeente Oostburg, Baggerwerk door Rijkswaterstaat in de jachthaven van Breskens, brief d.d. 12-9-1986.
- Van de Graaff, J., extra stencils college Morfologie van kusten en estuaria, T.U.-Delft, faculteit Civiele Techniek, 1985.
- Henderson, -- , 1966.
- Van Kan, J., collegedictaat Numerieke Analyse CII, T.U.-Delft, faculteit Civiele Techniek, 1984.
- Kerssens, P.J.M., Aanpassingslengte van zwevend-zandverticalen, afstudeerrapport T.U.-Delft, faculteit Civiele Techniek, 1974.
- Massie, W.W., ed., collegedictaat Coastal Engineering Vol I and II, T.U.-Delft, faculteit Civiele Techniek, 1980.

- Nortier, I.W., -- , 1971.
- Rijkswaterstaat Adviesdienst Vlissingen, opneming dieptecijfers- en lijnen Westerschelde, 1984.
- Swart, J.P., Vooronderzoek aanslibbing Braakmanhaven, Rijkswaterstaat, 1984.
- Vreugdenhil, C.B., Waterloopkundige berekeningen I, collegedictaat T.U.-Delft, faculteit Civiele Techniek, 1979.
- De Vries, M., collegedictaat Vloeistofmechanica T.U.-Delft, faculteit Civiele Techniek, 1984.

Overige bronnen:

- Bouwcommissie Watersportvereniging Breskens.
- Rijkswaterstaat, dienst getijdewateren, Middelburg.
- Rijkswaterstaat, Adviesdienst Terneuzen.
- Rijkswaterstaat, Adviesdienst Vlissingen.
- Waterschap "Het Vrije van Sluis", Breskens.

## 5. Symbolen en notaties

### Romeinse letters

| Symbool | Definitie                                                          | Eenheden                             |
|---------|--------------------------------------------------------------------|--------------------------------------|
| B       | coëfficiënt Bijker-Kalinske                                        | -                                    |
| C       | Chézy-coëfficiënt                                                  | m <sup>1/2</sup> /s                  |
| c       | Coriolis-coëfficiënt                                               | -                                    |
| c       | golfvoortplantingssnelheid                                         | m/s                                  |
| c       | concentratie                                                       | mg/l, m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> |
| cb      | bodemconcentratie                                                  | mg/l, m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> |
| D       | waterdiepte                                                        | m                                    |
| D50     | diameter v.h. materiaal waarbij<br>50% een kleinere diameter heeft | m                                    |
| delta   | relatieve dichtheid                                                | -                                    |
| delta   | verschilfactor                                                     | -                                    |
| E       | factor                                                             | -                                    |
| eps     | turbulente diffusiecoëfficiënt                                     | m <sup>2</sup> /s                    |
| f       | coëfficiënt (Coleman)                                              | -                                    |
| fr      | wrijvingsfactor                                                    | -                                    |
| g       | zwaartekrachtsversnelling                                          | m/s <sup>2</sup>                     |
| h       | waterniveau t.o.v. referentievlak                                  | m                                    |
| I       | verhang                                                            | -                                    |
| L       | bezinkafstand                                                      | m                                    |
| n       | Mannings ruwheidsfactor                                            | s/m                                  |
| p       | atmosferische druk                                                 | Pa                                   |
| Q       | specifiek debiet (DUCHESS)                                         | m <sup>2</sup> /s                    |
| Q       | totaal debiet                                                      | m <sup>3</sup> /s                    |
| Q       | integraalwaarde (Einstein)                                         | -                                    |
| Qx      | specifiek debiet (DUCHESS)                                         | m <sup>2</sup> /s                    |
| Qy      | specifiek debiet (DUCHESS)                                         | m <sup>2</sup> /s                    |
| q       | specifiek debiet                                                   | m <sup>2</sup> /s                    |
| R       | hydraulische straal                                                | m                                    |
| r       | ribbelhoogte                                                       | m                                    |
| S       | verhang energielijn                                                | -                                    |
| Sb      | bodemtransport                                                     | m <sup>3</sup> /ms                   |
| Ss      | suspensietransport                                                 | m <sup>3</sup> /ms                   |
| Ssus    | suspensietransport                                                 | m <sup>3</sup> /ms                   |
| t       | tijd                                                               | s                                    |
| u       | stroomsnelheid in x-richting                                       | m/s                                  |
| v       | stroomsnelheid in y-richting                                       | m/s                                  |
| vgem    | gemiddelde stroomsnelheid                                          | m/s                                  |
| v*      | schuifspanningssnelheid                                            | m/s                                  |
| Wx      | windschuifspanning                                                 | N/m <sup>2</sup>                     |
| w       | valsnelheid korrelmateriaal                                        | m/s                                  |
| x       | coördinaatrichting                                                 | -                                    |
| y       | coördinaatrichting                                                 | -                                    |
| z       | bodemniveau t.o.v. referentieniveau                                | m                                    |
| z       | coördinaatrichting                                                 | m                                    |

## Griekse letters

| Symbol           | Definitie                | Eenheden          |
|------------------|--------------------------|-------------------|
| $\alpha$ (alfa)  | factor                   | -                 |
| $\Delta$ (delta) | relatieve dichtheid      | -                 |
| $\kappa$ (kappa) | konstante von Karman     | -                 |
| $\mu$ (mu)       | ribbelfactor             | -                 |
| $\xi$ (zeta)     | dimensieloze coëfficiënt | -                 |
| $\rho$ (rho)     | massadichtheid           | kg/m <sup>3</sup> |
| $\tau$ (tau)     | bodemschuifspanning      | N/m <sup>2</sup>  |
| $\nu$ (nu)       | kinematische viscositeit | m <sup>2</sup> /s |
| $\Omega$ (omega) | stromingsenergie         | N/ms              |



## APPENDIX A

### Vergelijking tussen curve-fitting en geijkte formule

#### A1 Inleiding

Door de Rijkswaterstaat zijn op drie plaatsen in "Het Vaarwater langs Hoofdplaat" concentratie- en snelheidsmetingen, als functie van de diepte, verricht gedurende een gedeelte van de getijperiode (fig 3.1) [Rijkswaterstaat, 1973, 1976].

Uit deze metingen is de concentratieverdeling van zand en slib over de getijperiode bepaald met twee methoden, namelijk:

- curve-fitting (dat is de best passende lijn of kromme door een aantal punten trekken).
- concentratieverdeling op basis van de theorie van respectievelijk Coleman en Rouse.

#### A1.1 Curve-fitting

Deze methode is toegepast voor de gemiddelde- en voor de bodemconcentratie van respectievelijk zand en slib. De gemeten concentratie en stroomsnelheid (gemiddeld over de diepte) is voor elke meet sessie in een grafiek uitgezet tegen de tijd (fig A.1, A.2 en A.3).

Deze drie figuren worden samen gevoegd op basis van de stroomsnelheid (fig A.4). Deze is bekend in een raai door "Het Vaarwater langs Hoofdplaat" [Van Dijk en Eimers, 1986].

De samengestelde snelheidskromme van de drie meetperiodes komt goed overeen met de gemiddelde snelheidskromme in de raai Vlissingen-Breskens (fig 3.2).

De figuren A.1, A.2 en A.3 zijn op basis van de stroomsnelheid samengesteld tot één figuur. Door de gezamenlijke meetpunten wordt de best passende lijn getrokken. In figuur A.5, gemiddelde zandconcentratie, en figuur A.6, gemiddelde slibconcentratie, is het resultaat van curve-fitting getekend.

#### A1.2 Theorie van Coleman

In hoofdstuk drie zijn de theorieën van Coleman en Rouse beschreven en is de gemeten concentratieverdeling zo goed mogelijk benaderd. In het verdere verloop wordt in eerste instantie alleen met Coleman gewerkt. Er wordt namelijk gekeken naar de gemiddelde concentratie over dertien meter diepte en die is voor beide methoden (Coleman of Rouse) bij dezelfde randvoorwaarden gelijk.

Dit komt doordat beide methoden aan dezelfde meetwaarden zijn geijkt.  
De concentratie op een bepaalde diepte  $z$  is:

$$c(z) = c(b) * \exp(-w * z / \text{eps})$$

Integratie over de diepte geeft de gemiddelde concentratie:

$$c = \{[c(b) * \text{eps}] / [w * h]\} * \{1 - \exp[-w * h / \text{eps}]\}$$

In figuren A.5 en A.6 is de gemiddelde slib- en zandconcentratie uitgezet over het getij.

### A1.3 Vergelijking curve fitting met Coleman

In figuur A.5 en A.6 zijn voor zand en voor slib de krommen zoals bepaald met curve-fitting en met Coleman uitgezet.

De methodes komen voor zand redelijk goed met elkaar overeen. Als de snelheid naar nul gaat treedt er enig verschil op.

Bij slib komen de methodes minder goed met elkaar overeen, vooral in de periodes dat de snelheid nagenoeg nul is.

Dit komt doordat de concentratie berekend met Coleman volledig afhangt van de snelheid ( $v = 0$  dan  $c = 0$ ). Als het sediment de tijd heeft om uit te zakken dan zal de concentratie volgens Coleman bereikt worden.

Stel dat de valsnelheid van zand 0.0129 m/s is (D50 van 132  $\mu\text{m}$ ), dan is de uitzaktijd over 13 m ongeveer 20 minuten. Het zand reageert vrij vlot, dit verklaart dat de kromme bepaald met curve-fitting ongeveer het zelfde verloop heeft als Coleman, ook in het gebied waar de snelheid naar nul gaat.

Bij slib is de valsnelheid ongeveer 0.0022 m/s (D50 is 42  $\mu\text{m}$ ), en heeft een bezinktijd van ongeveer 100 minuten. Rond de kentering gaat de snelheid in 60 minuten van +0.32 naar -0.40 m/s. Deze variatie is zo groot en snel dat het slib dat in suspensie is nauwelijks reageert op de snelheidsverandering.

Bij curve-fitting is dit goed te zien: er treedt maar een kleine afname op van de gemiddelde concentratie van het slib rond de kentering.

### A2 Conclusie

Uit het bovenstaande blijkt dat de gemiddelde concentratie van zand en slib redelijk door beide methodes wordt weergegeven.

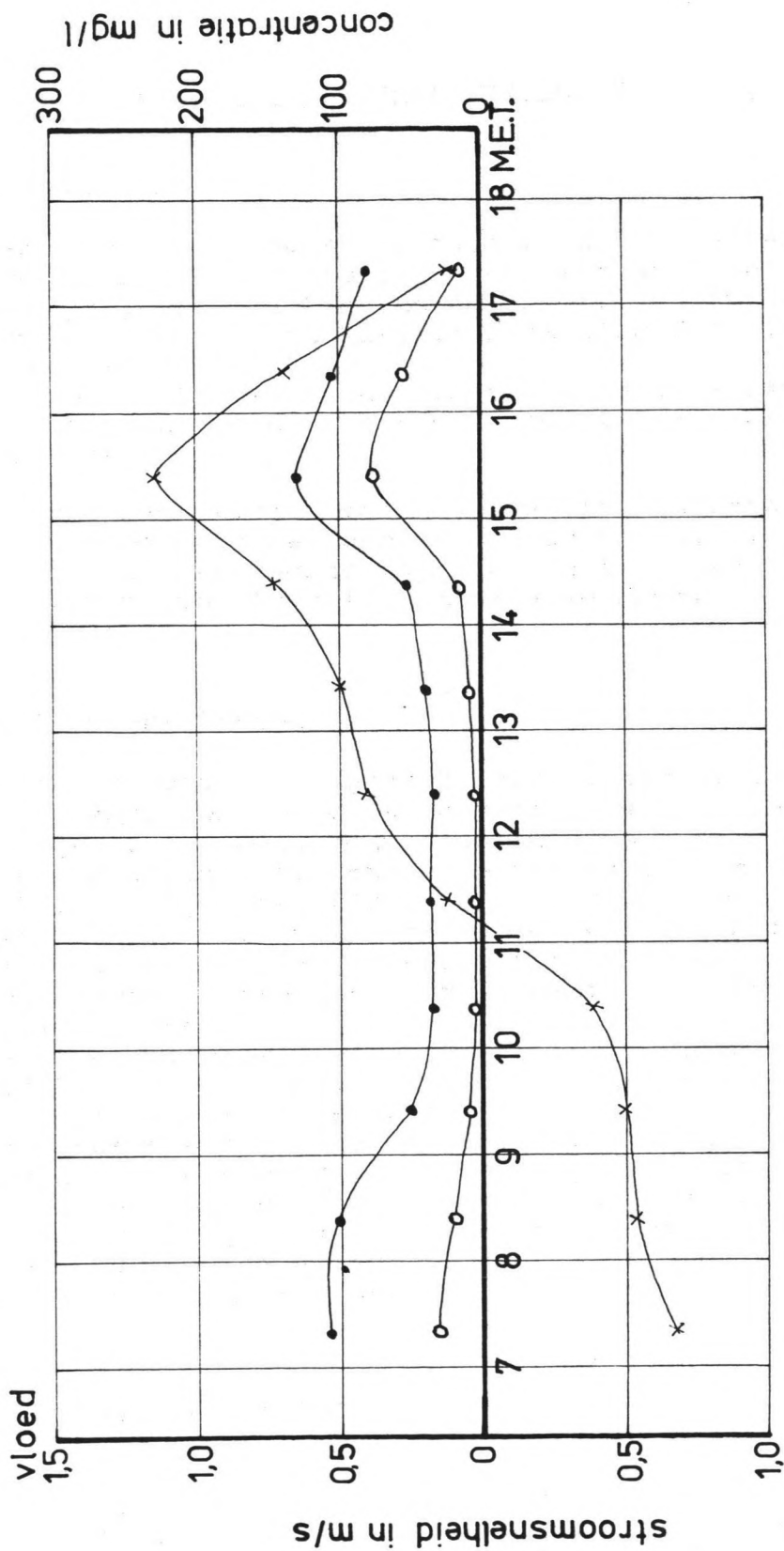
Ten aanzien van slib moet echter de situatie rond de

kentering bij gebruik van de methode van Coleman of Rouse kritisch worden bekeken. Bij snelle stroomsnelheidsverandering tijdens de kentering blijkt het gerechtvaardigd om het dal in de kromme van de slibconcentratie af te vlakken.

Wordt de methode van Coleman of Rouse zonder meer toegepast, dan bestaat de mogelijkheid dat men het slibbezwaar onderschat.

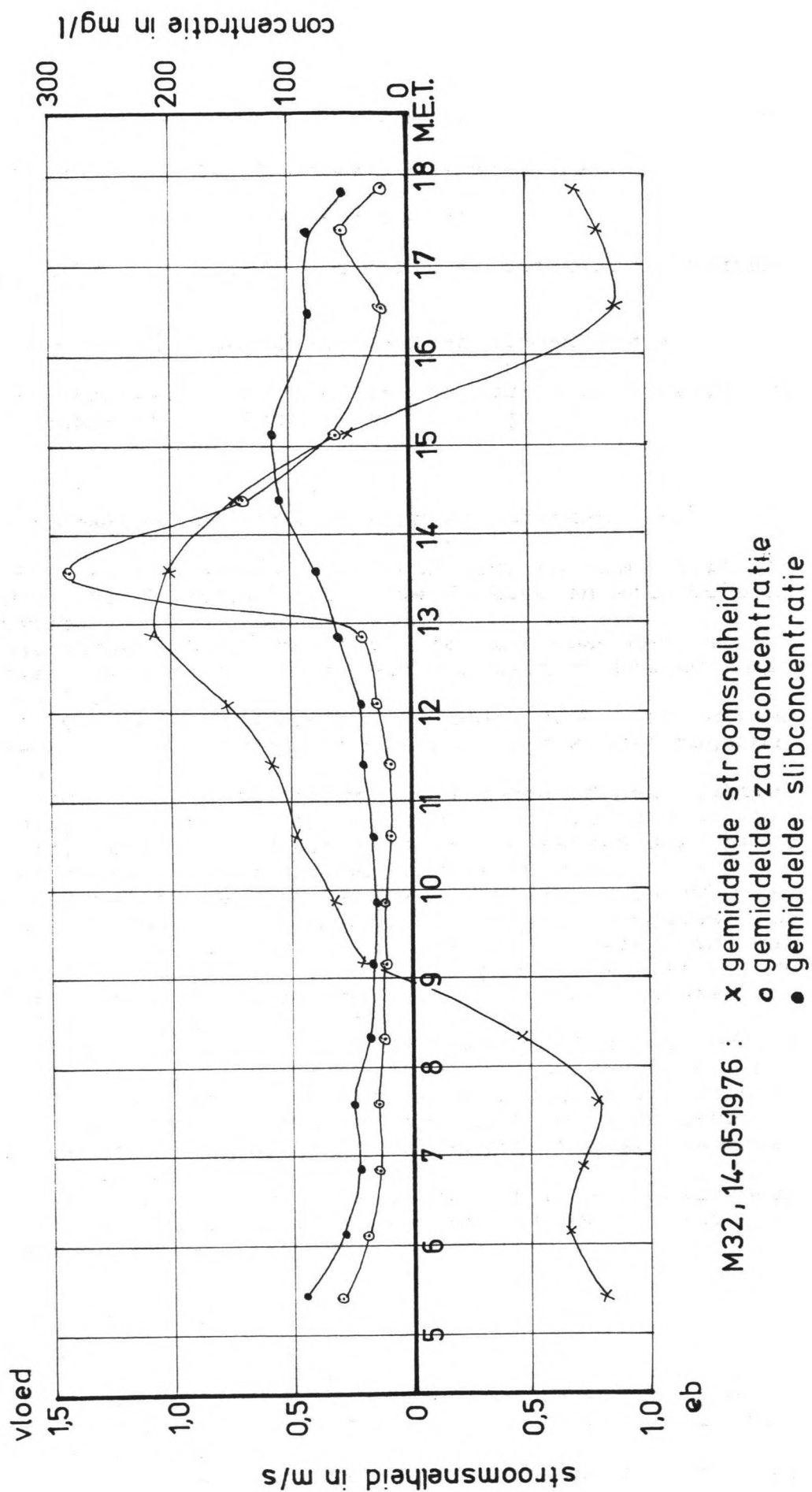
### A3 Opmerkingen

- De methode curve-fitting is een subjectieve methode.
- Bekijkt men alleen de gemiddelde concentratie in de bovenste zes meter (figuur A.7 en A.8), dan komt men tot dezelfde conclusie (paragraaf A4)
- Bij de gemiddelde concentratie in de bovenste zes meter geven Coleman en Rouse niet meer dezelfde gemiddelde waarde. Dit komt doordat ze de concentratieverdeling over de diepte verschillend weergeven. Rouse geeft een min of meer gelijkmatige verdeling over de diepte, terwijl Coleman het zwaartepunt van de concentratie dicht bij de bodem veronderstelt.
- De concentratie gevonden met Coleman en Rouse is in fase verschoven met die van curve-fitting. De methode van Coleman respectievelijk Rouse houdt geen rekening met traagheid.

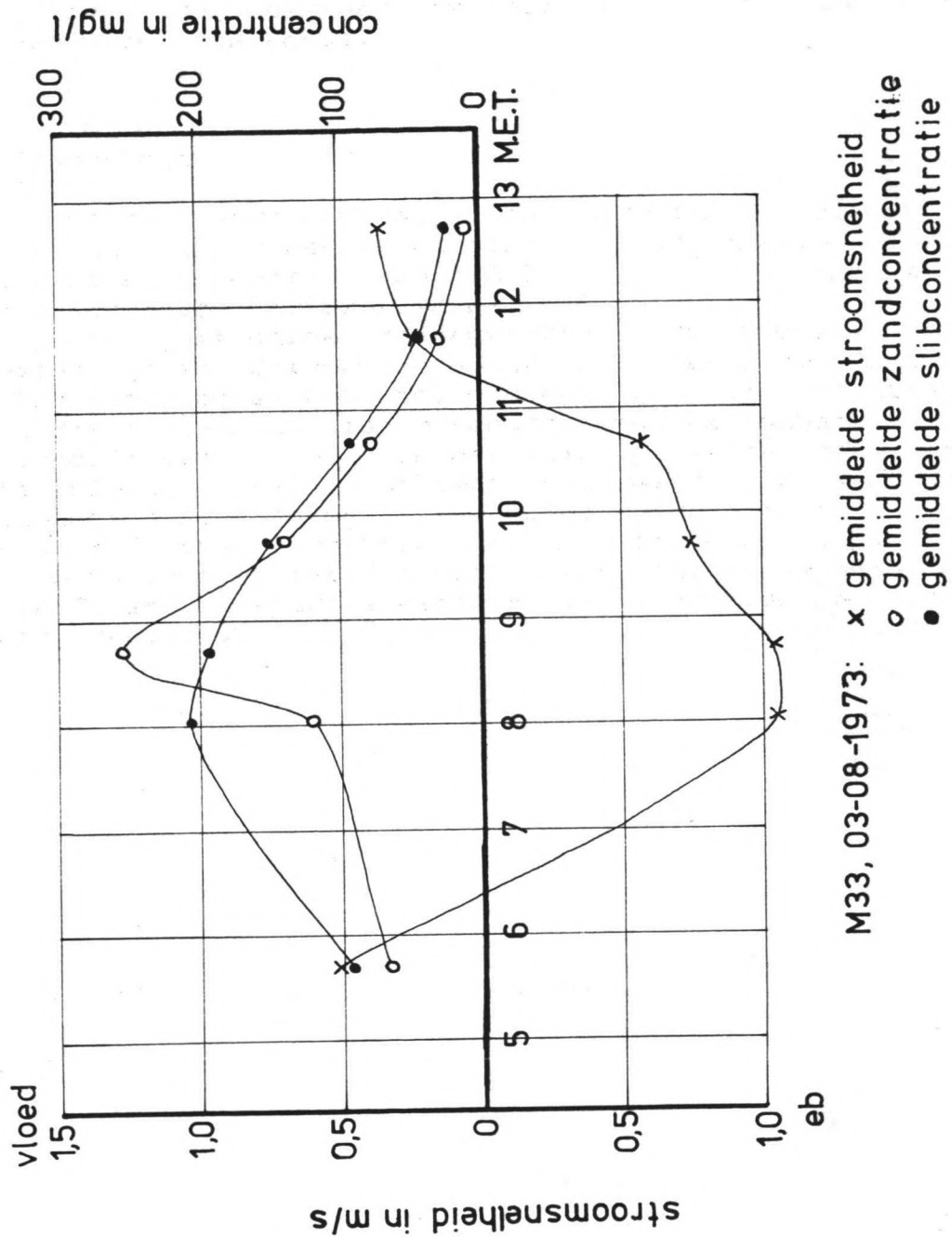


M 31, 30-10-1973:

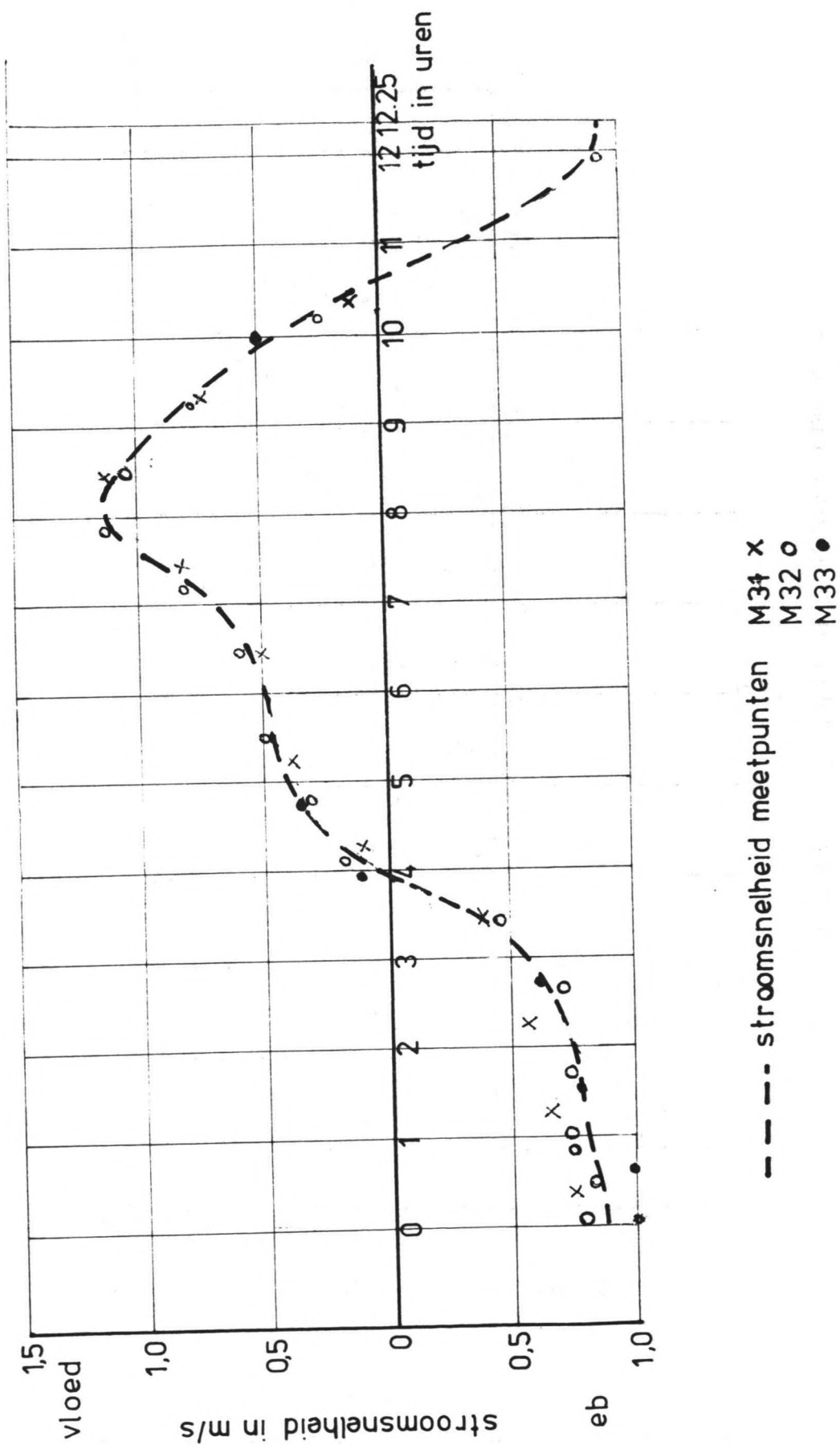
figuur A.1 Gemiddelde zand-, slibconcentratie en stroomsnelheid gemeten op 30-10-1973 in meetpunt M31.



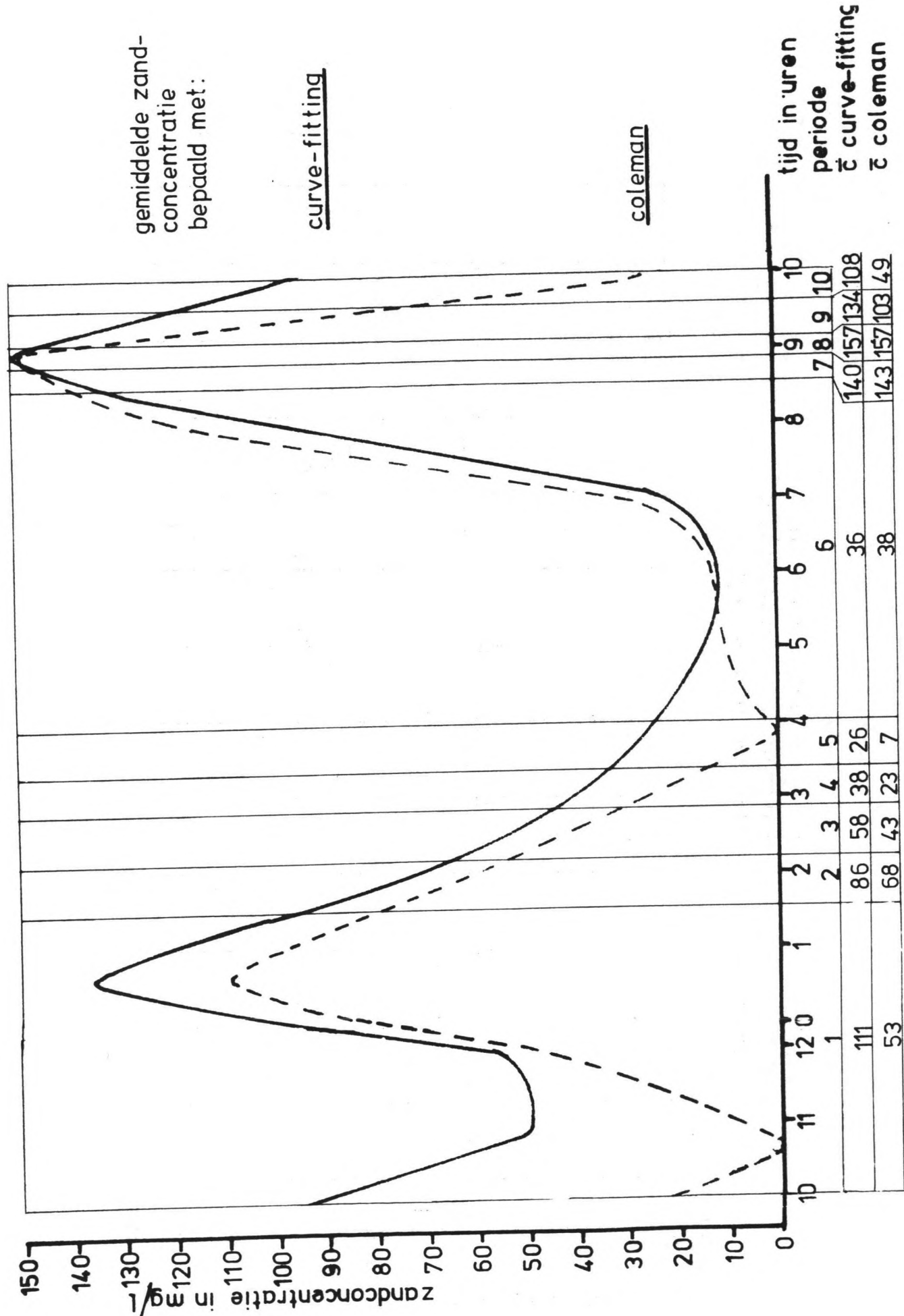
figuur A.2 Gemiddelde zand-, slibconcentratie en stroomsnelheid gemeten op 14-05-1976 in meetpunt M32.



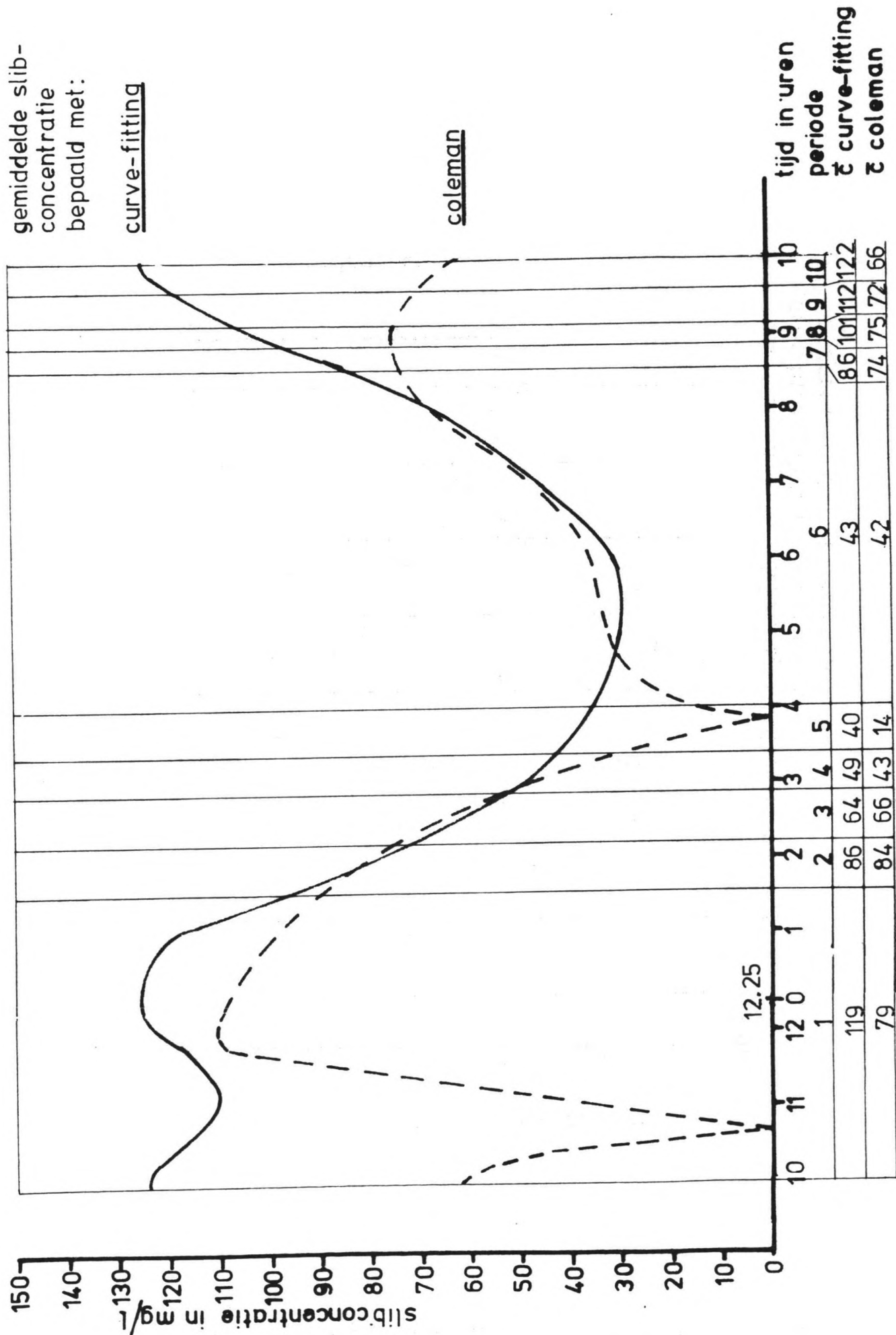
figuur A.3 Gemiddelde zand-, slibconcentratie en stroomsnelheid gemeten op 03-08-1973 in meetpunt M33.



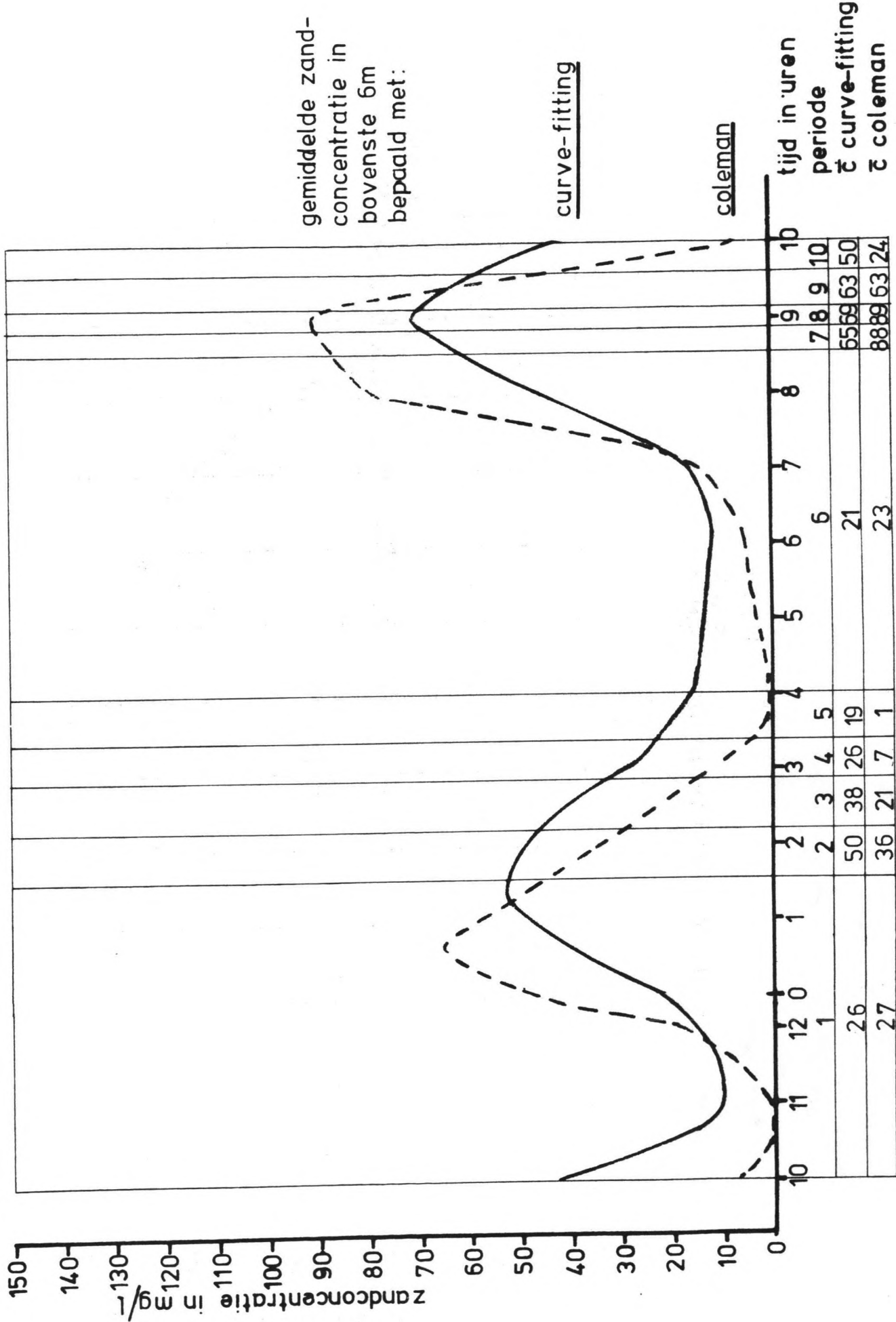
figuur A.4 Gemiddelde stroomsnelheid over de getijperiode bepaald uit de metingen in M31, M32 en M33.

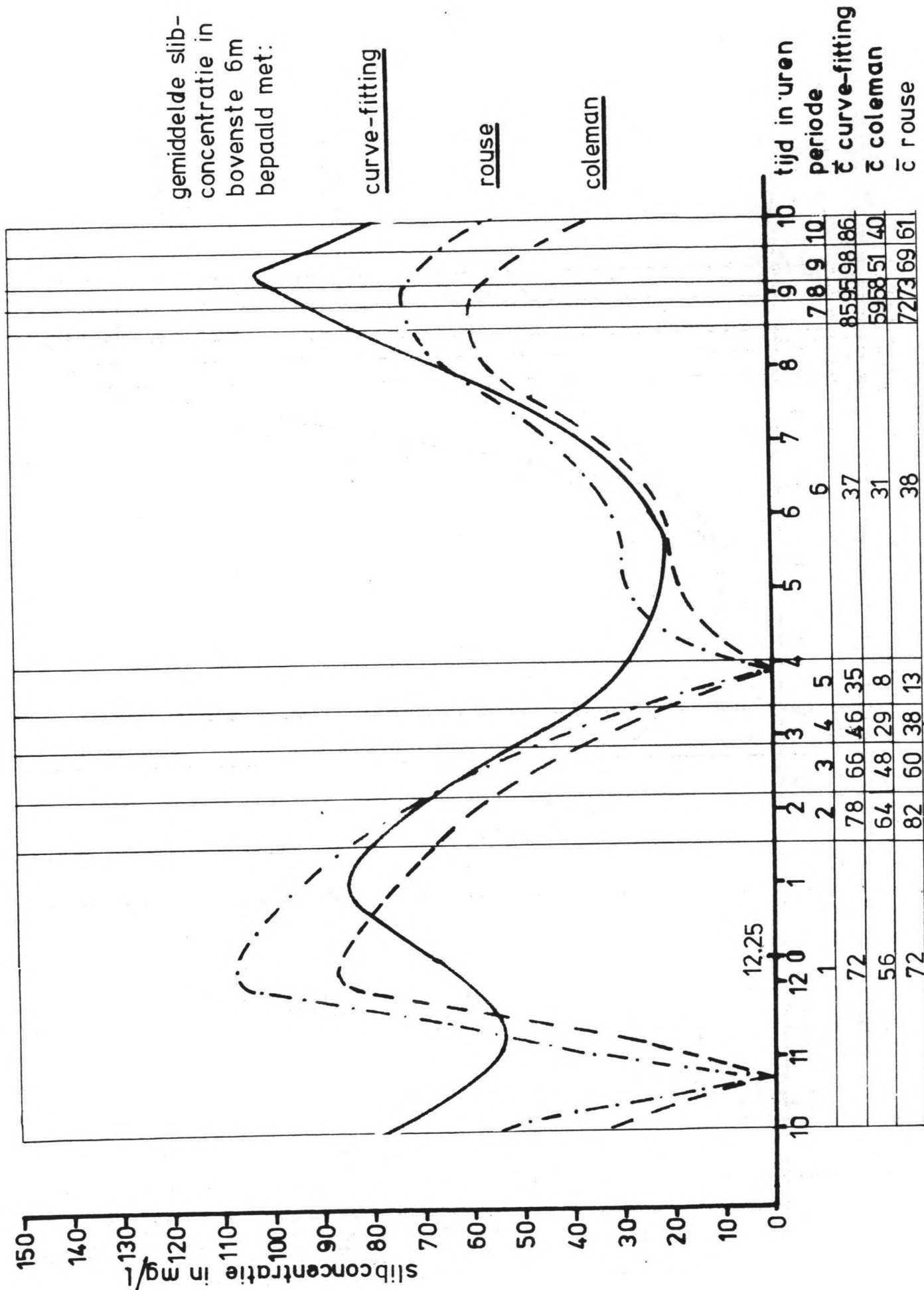


figuur A.5 Gemiddelde zandconcentratie in "Het Vaarwater langs Hoofdplaat" bepaald met respectievelijk curve-fitting en Coleman.



figuur A.6 Gemiddelde slibconcentratie in "Het Vaarwater langs Hoofdplaat" bepaald met respectievelijk curve-fitting en Coleman.





figuur A.8 Gemiddelde slibconcentratie in de bovenste zes meter bepaald met respectievelijk curve-fitting, Coleman en Rouse.



## APPENDIX B

### IJking van de coëfficiënt B uit de Kalinske-Frijlink-formule, in "Het Vaarwater langs Hoofdplaat"

Bijker adviseert voor de coëfficiënt B in de Kalinske-Frijlink-formule een waarde tussen 2 en 5.

De Kalinske-Frijlink-formule luidt, met verwaarlozing van de invloed van golven:

$$S_b = B \cdot D_{50} \cdot \{v\} \cdot \exp \left[ \frac{-0.27 \cdot \Delta \cdot C^2 \cdot D_{50}}{\mu \cdot v^2} \right]$$

waarin:  $S_b$  = bodemtransport [ $m^3/sm$ ]  
 $Q$  = integraalwaarde (Einstein-integralen)  
 $B$  = dimensieloze coëfficiënt  
 $D_{50}$  = gemiddelde diameter van het materiaal [ $m$ ]  
 $\{v\}$  = schuifspanningssnelheid [ $m/s$ ]  
 $\Delta$  = relatieve dichtheid van het materiaal [-]  
 $C$  = Chézy - coëfficiënt [ $m^{1/2}/s$ ]  
 $\mu$  = ribbelfactor  
 $v$  = gemiddelde stroomsnelheid [ $m/s$ ]

De bodemconcentratie is volgens de formulering van Bijker:

$$c_b = S_b \cdot C / (6.34 \cdot v \cdot r \cdot J_g)$$

waarin:  $c_b$  = bodemconcentratie [ $m^3/m^3$ ]  
 $r$  = ribbelhoogte [ $m$ ]

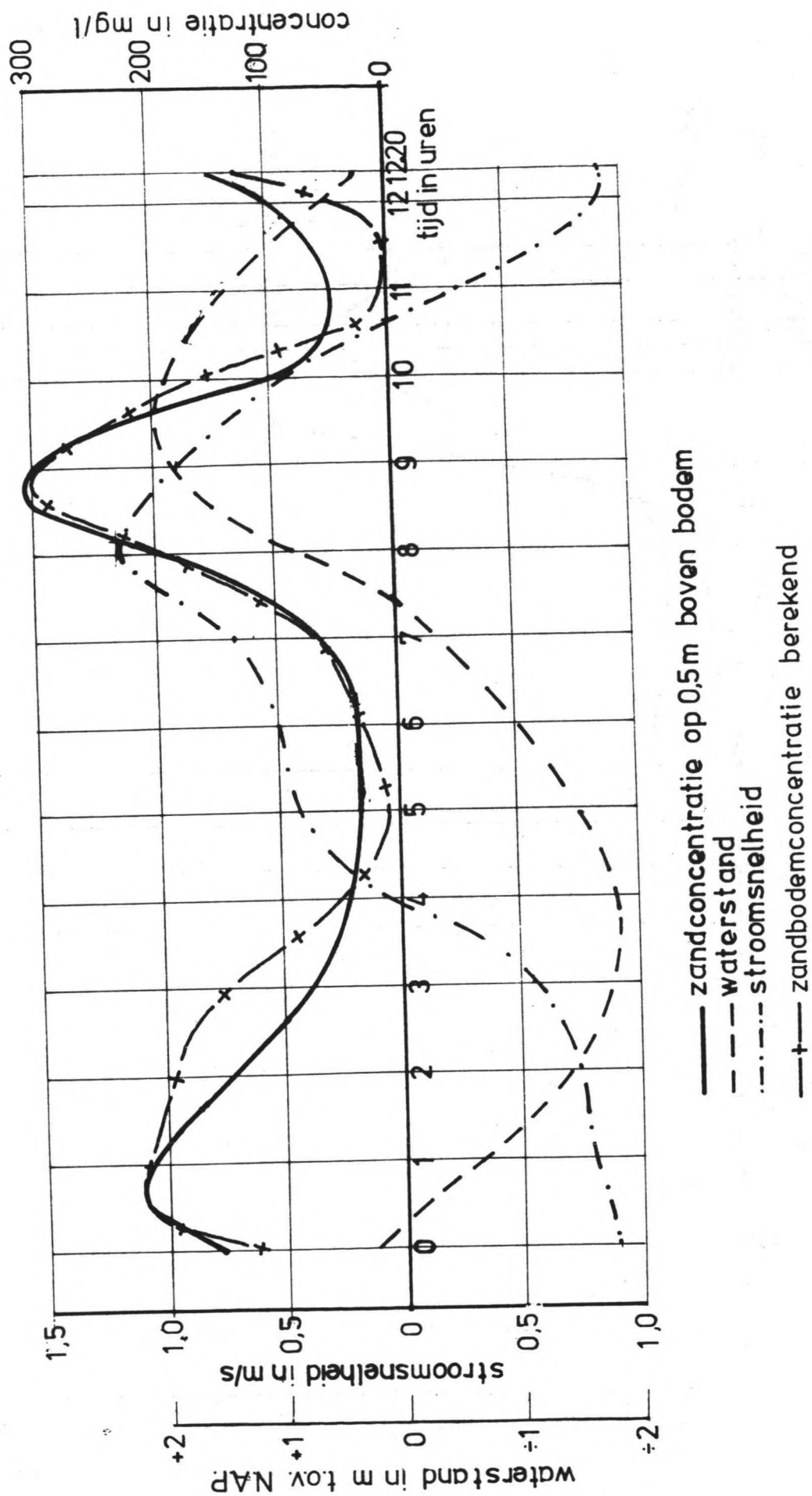
Met de bodemconcentratie- en snelheidsmetingen van de Rijkswaterstaat kan de coëfficiënt B bepaald worden in "Het Vaarwater langs Hoofdplaat"

In figuur B.1 is de gemeten en de berekende bodemconcentratie uitgezet over het getij. Tevens is in figuur B.1 de stroomsnelheid en de waterstand uitgezet.

De berekende bodemconcentratie heeft de volgende waarde voor de parameters:

$D_{50} = 134 \mu m$   
 $C = 51 m^{1/2}/s$   
 $\Delta = 1.60$   
 $\mu = 0.33$   
 $B = 3.30$   
 $r = 0.10 m$

De gemeten bodemconcentratie wordt het best benaderd door de berekende bodemconcentratie als B de waarde 3.3 heeft.



figuur B.1 Gemeten en berekende ( $B=3.3$ ) bodemconcentratie in "Het Vaarwater langs Hoofdplaat"



