

<u>Inhoudsopgave</u>	<u>Blz</u>
Lijst van belangrijkste symbolen	1
Hfd.1 Inleiding	5
1.1 Functie en werking van kribben	5
1.2 Opzet en doel van het afstudeerwerk	6
Hfd.2 Een samengesteld dwarsprofiel zonder kribben	11
2.1 De vergelijkingen	12
2.2 Uitbreiding naar een beweeglijk laagwaterbed	15
Hfd.3 Een samengesteld rivierprofiel met kribben	21
3.1 De vergelijkingen	22
3.2 Uitbreiding naar een beweeglijk laagwaterbed	33
Hfd.4 De berekeningsresultaten	36
Hfd.5 De invloed van interactie	43
5.1 Een chronologisch overzicht	44
5.2 Een theoretische beschouwing over interactie	49
5.3 Een situatie met kribben: interactie (kwant.)	56
Hfd.6 Conclusies en aanbevelingen	71
6.1 Conclusies	71
6.2 Aanbevelingen	72
Referenties	73
Bijlagen	76

Lijst van belangrijkste symbolen

<i>symbool</i>	<i>omschrijving</i>	<i>dimensie</i>
A_i	oppervlakte nat profiel	$[L^2]$
A_{cv}	oppervlakte nat profiel laagwaterbed	$[L^2]$
A_{fv}	oppervlakte nat profiel uiterwaard	$[L^2]$
a	waterdiepte	$[L]$
a_0	diepte mond	$[L]$
B	breedte	$[L]$
B_f	breedte uiterwaard	$[L]$
B_t	breedte laagwaterbed	$[L]$
B_k	kriblengte	$[L]$
B_{hw}	breedte uiterwaard geen kribben	$[L]$
B_{tw}	breedte laagwaterbed geen kribben	$[L]$
C	Chézycoëfficiënt	$[L^{1/2}T^{-1}]$
C_f	Chézycoëfficiënt uiterwaard	$[L^{1/2}T^{-1}]$
C_t	Chézycoëfficiënt laagwaterbed	$[L^{1/2}T^{-1}]$
C_{hw}	Chézycoëfficiënt uiterwaard geen kribben	$[L^{1/2}T^{-1}]$
C_{tw}	Chézycoëfficiënt laagwaterbed geen kribben	$[L^{1/2}T^{-1}]$
C_{90}	Chézycoëfficiënt betrokken op D_{90}	$[L^{1/2}T^{-1}]$
D	korreldiameter	$[L]$

D_m	gemiddelde korreldiameter	[L]
D_{50}	korreldiameter niet overschreden door 50 (gewichts)%	[L]
D_{90}	korreldiameter niet overschreden door 90 (gewichts)%	[L]
F_a	interactiekracht	[MT ⁻²]
F_{gc}	aandrijvende kracht laagwaterbed	[MT ⁻²]
F_{gf}	aandrijvende kracht uiterwaarden	[MT ⁻²]
F_{bc}	weerstrevende kracht laagwaterbed	[MT ⁻²]
F_{bf}	weerstrevende kracht uiterwaarden	[MT ⁻²]
g	versnelling zwaartekracht	[LT ⁻²]
h_1	bovenstrooms piëzometrisch niveau t.o.v. de kruin (overlaat)	[L]
h_2	benedenstrooms piëzometrisch niveau t.o.v. de kruin (overlaat)	[L]
i	verhang	[-]
L	kribafstand	[L]
m	afvoercoëfficiënt	[-]
P_a	perimeter grensvlak	[L]
P_{av}	totale perimeter grensvlakken	[L]

P_c	perimeter laagwaterbed exclusief grensvlak	[L]
P_i	perimeter	[L]
Q_{tot}	totaalafvoer	[L ³ T ⁻¹]
Q_1	afvoer laagwaterbed zonder kribben	[L ³ T ⁻¹]
Q_2	afvoer uiterwaard zonder kribben	[L ³ T ⁻¹]
Q_{10}	afvoer laagwaterbed	[L ³ T ⁻¹]
Q_{20}	afvoer kribvak	[L ³ T ⁻¹]
Q_{30}	afvoer uiterwaard	[L ³ T ⁻¹]
Q_{bf}	bankfull-afvoer	[L ³ T ⁻¹]
Q_c	afvoer waarbij kribben net niet overstroomd worden	[L ³ T ⁻¹]
Q_f	afvoer waarbij uiterwaarden net niet overstroomd worden	[L ³ T ⁻¹]
R	hydraulische straal	[L]
s	sedimenttransport per eenheid van breedte	[L ² T ⁻¹]
S	totaal sedimenttransport	[L ³ T ⁻¹]
t	tijd	[T]
u	stroomsnelheid	[LT ⁻¹]
u_k	stroomsnelheid kribvak	[LT ⁻¹]
u_*	schuifspanningssnelheid	[LT ⁻¹]
V	jaarlijkse zandvracht	[L ³]

W	valsnelheid korrels	$[LT^{-1}]$
X	transportparameter	$[-]$
Y	stroomparameter	$[-]$
z_f	bodemligging uiterwaarden referentiehoogte	$[L]$
z_{bk}	bodemligging kribvak t.o.v. referentiehoogte	$[L]$
z_k	kribhoogte t.o.v. referentiehoogte	$[L]$
z_l	bodemligging laagwaterbed t.o.v. referentiehoogte	$[L]$
z_w	waterstand t.o.v. referentiehoogte	$[L]$
λ_v	<i>apparent shear stress ratio</i>	$[-]$
ρ_w	dichtheid water	$[ML^{-3}]$
ρ_s	dichtheid sediment	$[ML^{-3}]$
Δ	relatieve dichtheid	$[-]$
$\tau_{a(v)}$	<i>apparent shear stress</i>	$[ML^{-1}T^{-2}]$
τ_b	bodemschuifspanning	$[ML^{-1}T^{-2}]$
τ_c	gem. bodemschuifspanning	$[ML^{-1}T^{-2}]$
τ_{cv}	theor.gem. schuifspanning	$[ML^{-1}T^{-2}]$
τ_i	interactieschuifspanning	$[ML^{-1}T^{-2}]$
η_i	interactiecoëfficiënt	$[-]$
Δ_h	verval over een krib	$[L]$
Δ_u	snelheidsverschil	$[LT^{-1}]$
μ	ribbelfactor	$[-]$

Hoofdstuk 1 Inleiding.

1.1 Functie en werking van kribben.

Kribben zijn kunstwerken van steen, aarde, palen of combinaties daarvan. Oorspronkelijk werden ze in de Nederlandse rivieren toegepast om oevererosie tegen te gaan en vooral ook om te zorgen voor een vlotte afvoer van drijvend ijs. Wanneer de afvoer hiervan stagneerde traden er veelvuldig overstromingen op als gevolg van een verminderde afvoercapaciteit.

Naarmate de scheepvaart belangrijker werd ging men de kribben uitbouwen om zo via een versmalling van het laagwaterbed tot een verdieping van de vaargeul te komen.

De toepassing van kribben dient dientengevolge een drieledig doel [van Ellen, 1988]:

- 1 Het voorkómen van oevererosie.
- 2 Het garanderen van voldoende vaardiepte voor de scheepvaart.
- 3 Een snelle afvoer van ijs ter voorkoming van overstromingen.

Dichte kribben

In het geval van dichte kribben, die niet overstroomd worden, wordt er in de kribvakken een neer aangedreven. Deze geleidt de hoofdstroming in de rivier. De neer is alleen stabiel als de kribben niet al te ver van elkaar liggen. De maximale kribafstand waarbij de neer nog net stabiel kan worden genoemd kan worden bepaald met behulp van de methode welke gebruikt wordt bij het ontwerpen van een goede scheepvaartopening. [de Vries, 1985 of Janssen et al, 1979]

In de kribvakken zal de stroomsnelheid bij benadering maximaal een derde bedragen van die in de hoofdstroming. [de Vries, 1985]

In het geval dat de kribben niet overstroomd worden zijn ze te beschouwen als obstakels in de stroming waarlangs het water stroomt. De hoofdstroming wordt afgebogen en er wordt een neer aangedreven.

Bij hoge afvoeren worden de kribben overstroomd. Het gevolg hiervan is dat de kribben een beduidende invloed hebben op de waterstanden bij hoge afvoeren. De stroomstrook die over de kribben gaat ondervindt een grote weerstand van de vormruwheid van de overstroomde kribben. Uit deze inleiding komt een tegenstrijdigheid naar voren:

Enerzijds: Kribben zijn vooral nodig bij lage afvoeren. Zij moeten in dat geval voldoende vaardiepte creëren voor de scheepvaart.

Anderzijds: Bij hoge afvoeren kunnen de kribben een nadelige invloed op de waterstanden hebben. Er bestaat dan een groter gevaar voor overstroming van het omliggende land.

De aanleghoogte van kribben.

In Nederland werden door de jaren heen kribben aangelegd tot een zekere min of meer vaste hoogte zonder dat daar, voor zover bekend, ooit enig diepgaand onderzoek naar is verricht. De traditionele kribhoogte, zoals die al decennia in de Nederlandse rivieren toegepast is, bedraagt: M.R.+ 1 m. M.R. is de zogenaamde middelbare rivierstand. Dat is het gemiddelde van de 8 uur waarnemingen over de 6 zomermaanden mei t/m oktober. [Rijkswaterstaat, 1988].

1.2 Opzet en doel van het afstudeeronderzoek.

Aanvankelijk was het doel van dit onderzoek : Het trachten te vinden van een optimale kribhoogte ; dit met het oog op de bovenbeschreven voor- en nadelen van (dichte) kribben. Als voorbeeld diende de situatie in de Nederlandse Rijntakken. Het gaat hier om samengestelde rivierprofielen dat wil zeggen rivieren met een laagwaterbed, voorzien van kribben, én uiterwaarden die bij hoge afvoeren geïnundeerd worden en gaan deelnemen aan de afvoer.

Het bleek al snel dat deze samengestelde rivierprofielen voor de nodige complicaties zouden zorgen in de 1 dimensionele berekeningen die de schrijver voor ogen stond. Voor enkelvoudige rivierprofielen is het relatief eenvoudig 1 D berekeningen voor een vaste of beweeglijke bedding op te zetten. Versmalling van een (alluviale) bedding, bijvoorbeeld door middel van kribben, leidt in het algemeen tot een verkleining van het verhang.

In de oude toestand (geen kribben) en de nieuwe toestand (lange tijd na de aanleg van de kribben) geldt voor de jaarlijkse zandvracht :

$$\int_0^{\infty} S(Q) \cdot f(Q) \cdot dQ = constant \dots \dots \dots (1.1)$$

Er geldt, gebruikmakend van een machtswet voor het zandtransport:

$$S = B \cdot m \cdot u^n \dots \dots \dots (1.2)$$

$$S = B \cdot m \cdot \left(\frac{Q}{B \cdot a} \right)^n = B \cdot m \cdot \left(\left(\frac{Q}{B} \right) \cdot \left(\frac{Q}{B \cdot C \cdot i^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{2}{3}} \right)^n \dots \dots \dots (1.3)$$

En dus:

$$S \sim B^{1-\frac{n}{3}} \cdot Q^{\frac{n}{3}} \cdot i^{\frac{n}{3}} \dots \dots \dots (1.4)$$

Er kan gesteld worden:

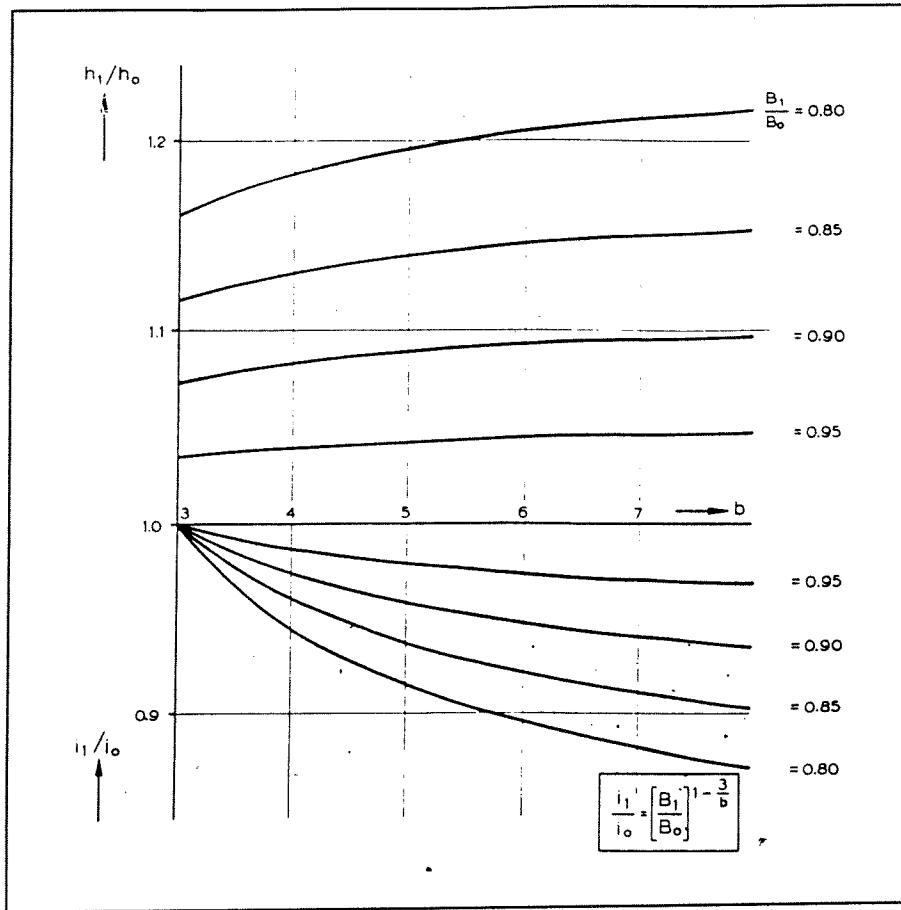
$$B^{1-\frac{n}{3}} \cdot i^{\frac{n}{3}} \int_0^{\infty} Q^{\frac{n}{3}} \cdot f(Q) \cdot dQ = constant \dots \dots \dots (1.5)$$

Aangezien de integraal in de nieuwe en oude toestand dezelfde is wordt gevonden:

$$\frac{i_1}{i_0} = \left(\frac{B_1}{B_0} \right)^{\frac{(n-3)}{n}} \dots \dots \dots (1.6)$$

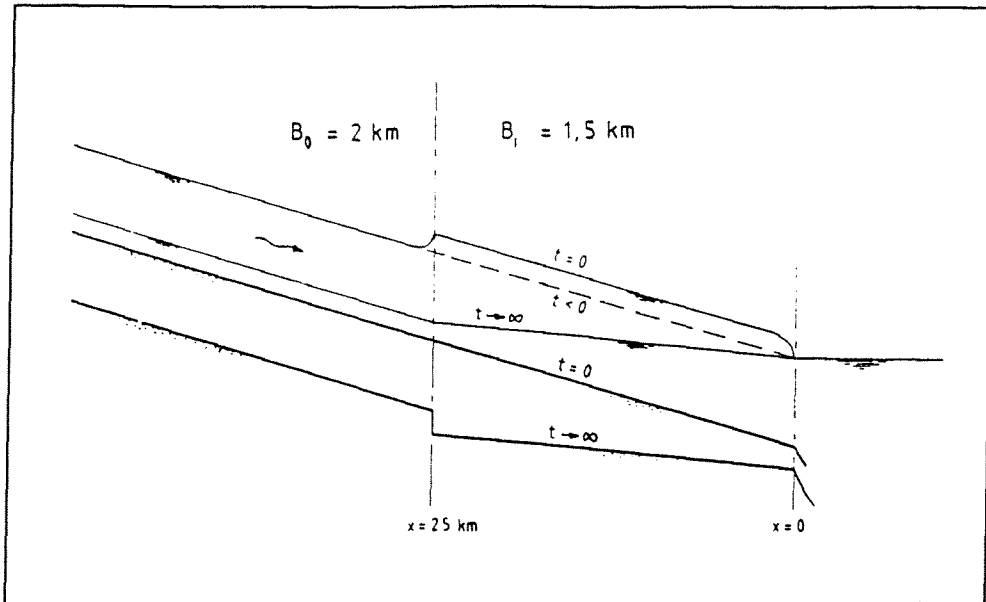
als de index 0 de oude en de index 1 de nieuwe toestand representeren.

In het algemeen betekent dit een verhangverkleining [de Vries, 1986]. Het voorgaande kan worden geïllustreerd met figuur 1.1 waarin de verhangverkleining is weergegeven afhankelijk van de mate van rivierversmalling.

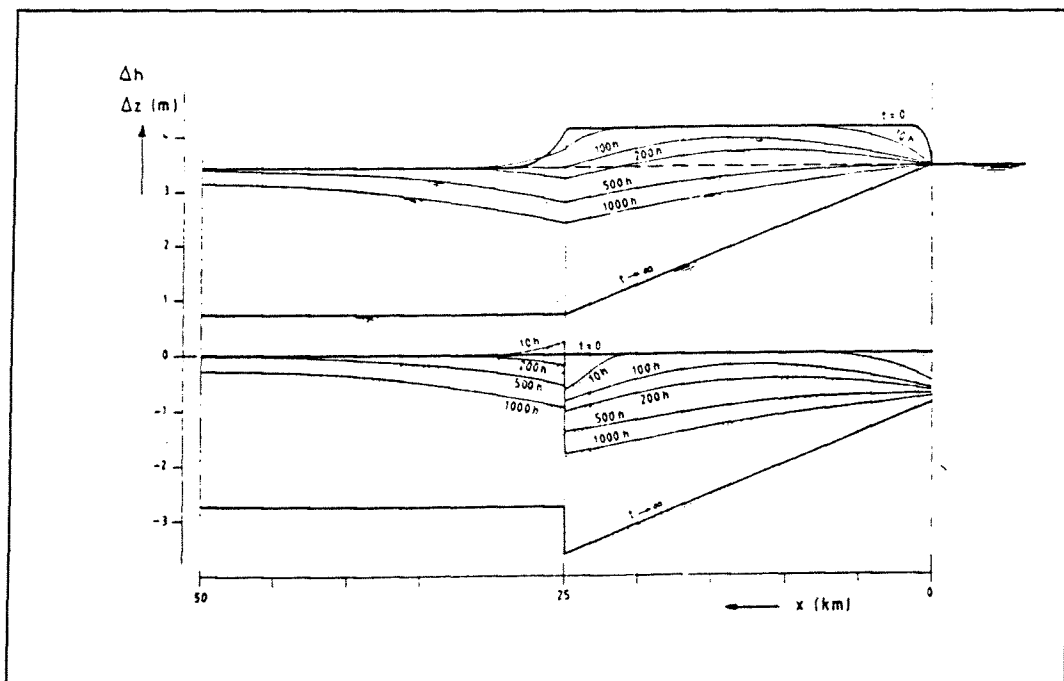


Figuur 1.1 Verhangverkleining als gevolg van riviersmalling [naar Janssen, 1979]

Een voorbeeld van een tijdsafhankelijke 1 D berekening wordt getoond in de figuren 1.2 en 1.3. Met behulp van het computerprogramma ODIRMO [Vermeer, 1985] werd het tijdsafhankelijk gedrag als gevolg van riviersmalling berekend voor de rivier de Choshui in Taiwan.



Figuur 1.2 Lengteprofiel Choshui
[naar de Vries, 1986]



Figuur 1.3 Tijdsafhankelijk gedrag Choshui
[naar de Vries, 1986]

Voor samengestelde profielen is het opzetten van dit soort berekeningen niet zo eenvoudig. Het probleem ligt hier in het feit dat er een duidelijk onderscheid moet worden gemaakt tussen de uiterwaarden en het laagwaterbed. De uiterwaarden zijn in het algemeen (zeker in Nederland) niet alluviaal in tegenstelling tot het laagwaterbed. De bodemligging en het bodemverhang ligt in de uiterwaarden vast terwijl dit in het laagwaterbed niet het geval is. Dit is nu juist een complicatie bij het opzetten van berekeningen.

In vergelijking met de tijdsafhankelijke berekeningen voor enkelvoudige rivierprofielen is een dergelijke berekening voor een samengesteld rivierprofiel met kribben aanzienlijk gecompliceerder. Een scheiding tussen de uiterwaarden, met een vast bodemverhang, en het laagwaterbed, met een variabel bodemverhang, moet worden aangebracht. Bovendien moet rekening worden gehouden met de stromingscondities in de kribvakken, wanneer de kribben overstroomd worden. Het dwarsprofiel bestaat zo feitelijk uit 3 gescheiden vakken die deelnemen aan de afvoer en dit maakt een tijdsafhankelijke berekening moeilijk.

Er is daarom in dit afstudeeronderzoek gekozen voor een andere optie. Het oorspronkelijke doel van het onderzoek werd losgelaten en er werd gekozen voor een vereenvoudigde benadering met het doel eerst meer inzicht te verkrijgen in het gedrag van samengestelde profielen met kribben. In deze vereenvoudigde benadering wordt voor het profiel één vast bodemverhang gehanteerd en wel het bodemverhang in de uiterwaarden. Beschouwd wordt een bestaand en toekomstig evenwicht d.w.z. er wordt gerekend met stationair uniforme stroming over het gehele dwarsprofiel. Om op de kribhoogte terug te komen: Er wordt nagegaan voor welke kribhoogte(n) een evenwicht onder bovengenoemde voorwaarden mogelijk is. Deze berekeningen worden voor verschillende kriblengten uitgevoerd. Tevens wordt bekeken wat de gevoeligheid is van de gevonden kribhoogte(n) voor de gebruikte zandtransportformules. Twee, wat betreft transporten zeer uiteenlopende transportformules worden voor dit doel gebruikt.

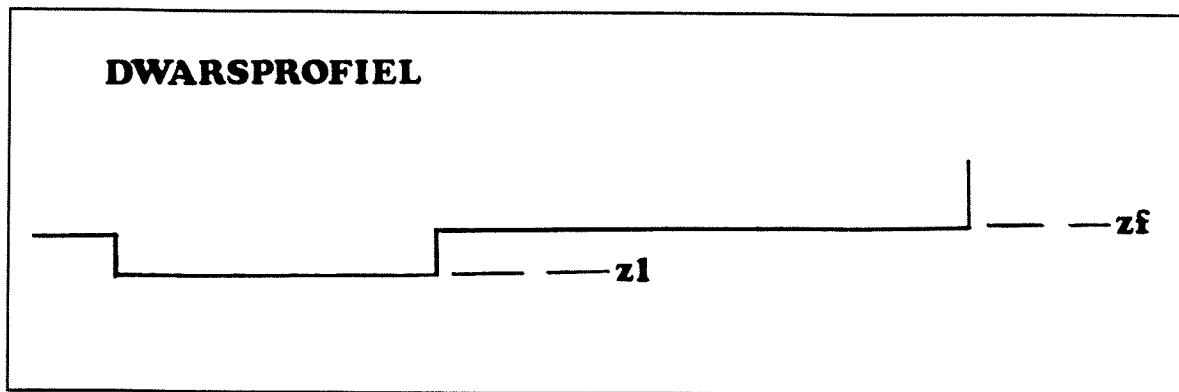
Door de wijziging van de oorspronkelijke opzet van dit afstudeeronderzoek kon er meer tijd worden vrijgemaakt voor bestudering van de interactie die zal optreden tussen de verschillende vakken van het dwarsprofiel. Aan de hand van literatuuronderzoek worden vergelijkingen afgeleid en enige berekeningen uitgevoerd die de invloed van de interactie, ook in een profiel met kribben, illustreren.

Het uitgangspunt bij de berekeningen is een rivier met een samengesteld dwarsprofiel doch **zonder** kribben. Van dit profiel wordt de jaarlijkse evenwichtszandvracht bepaald, uitgaande van een afvoer(kans)verdeling zoals die voor de Waal wordt gehanteerd. [Rijkswaterstaat, 1988].

Uitgaande van dit "bestaande" evenwicht wordt vervolgens het laagwaterbed voorzien van kribben en wordt het na deze ingreep op den duur optredende evenwicht berekend onder de gestelde beperkingen en vereenvoudigingen.

Hoofdstuk 2 Een samengesteld dwarsprofiel zonder kribben.

Eerst wordt een profiel zonder kribben beschouwd. Dit profiel ziet er schematisch als volgt uit:



Figuur 2.1 Het uitgangsprofiel van de rivier

Er is sprake van een riviervak bestaande uit een laagwaterbed met aan weerszijden uiterwaarden. Dit profiel is van het naastgelegen land gescheiden door bandijken. Een belangrijk uitgangspunt is de ligging van de uiterwaarden. De uiterwaarden zijn te beschouwen als niet-alluviaal. In Nederland bestaan ze in het algemeen uit grasland met daarin bomen, heggen e.d. In het vervolg van dit afstudeerverslag wordt de ligging van de uiterwaarden en ook het verhang als vast beschouwd. Het ligt daarom voor de hand om de ligging van de uiterwaarden als referentieniveau te kiezen met symbool "z_f". Het opgelegde verhang wordt aangeduid met het symbool "i".

Het laagwaterbed is alluviaal en geldt als het zandtransporterende onderdeel van de rivier.

2.1 De vergelijkingen.

In de rivier heerst een stationair uniforme stromingstoestand. Afhankelijk van de grootte van de afvoer zijn 2 situaties te onderscheiden:

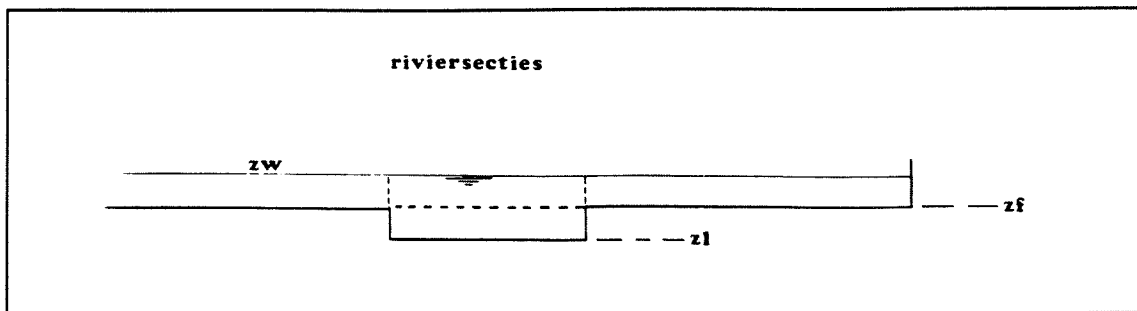
1: Een relatief lage afvoer.

Er is alleen afvoer in het laagwaterbed. Dit laat zich eenvoudig beschrijven m.b.v. de continuïteitsvoorwaarde en de vergelijking van Chézy. Dit leidt tot de volgende vergelijking:

$$Q_{tot} = B_{lw} \cdot C_{lw} \cdot (z_w - z_l)^{\frac{3}{2}} \cdot (i)^{\frac{1}{2}} \cdot \dots \dots \dots (2.1)$$

2: Een relatief hoge afvoer.

Er is in dit geval afvoer in zowel het laagwaterbed als de uiterwaarden. Het dwarsprofiel wordt opgedeeld in afzonderlijke secties die elk als hydraulisch homogeen kunnen worden beschouwd. De secties kunnen op verschillende manieren van elkaar worden gescheiden, zoals onderstaande figuur verduidelijkt.



Figuur 2.2 Het dwarsprofiel verdeeld in secties.

Hier is gekozen voor verticale scheidingsvlakken omdat deze het eenvoudigst in het gebruik zijn. Voor elke sectie kan nu de afvoer worden beschreven met een afvoerformule zoals bijv. Chézy, Manning of White-Colebrook. In dit geval Chézy.

De vergelijkingen per sectie luiden:

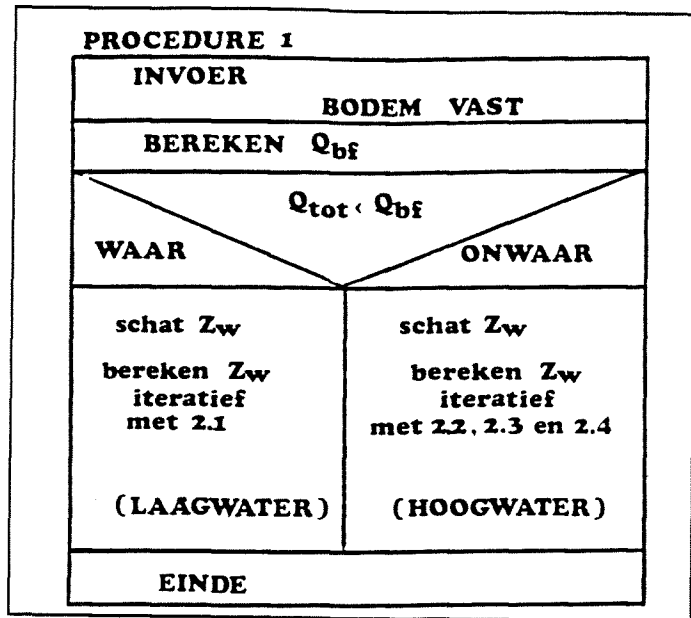
$$Q_1 = B_{lw} \cdot C_{lw} \cdot (z_w - z_l)^{\frac{3}{2}} \cdot (i)^{\frac{1}{2}} \dots \dots \dots (2.2)$$

$$Q_2 = B_{hw} \cdot C_{hw} \cdot (z_w - z_f)^{\frac{3}{2}} \cdot (i)^{\frac{1}{2}} \dots \dots \dots (2.3)$$

met als extra voorwaarde:

$$Q_{tot} = Q_1 + 2 \cdot Q_2 \dots \dots \dots (2.4)$$

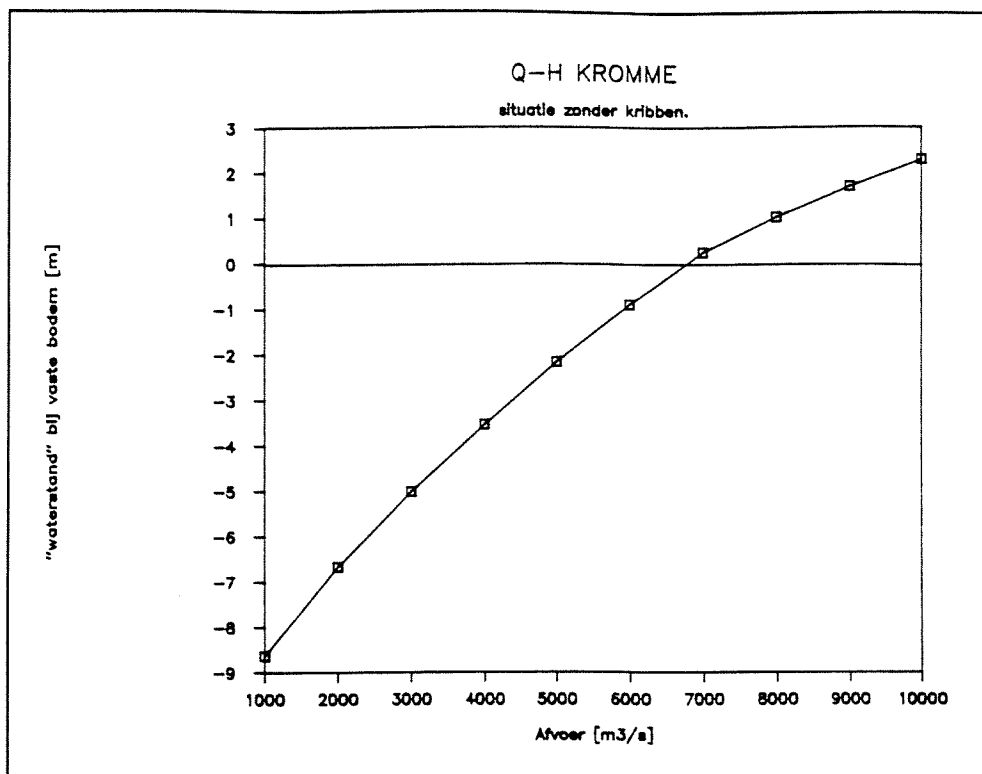
Het is van groot belang op te merken dat bij de berekeningswijze met gescheiden secties geen rekening wordt gehouden met de interactie of uitwisseling van impulsie tussen de verschillende secties van het dwarsprofiel. Het snelheidsverschil tussen de secties geeft aanleiding tot deze interactie. Dit komt later in hoofdstuk 5 uitgebreider aan de orde. Bovenstaande vergelijkingen kunnen in een eenvoudig model gebruikt worden om de waterstand te berekenen bij een gegeven vaste bodemligging en een gegeven totaalafvoer. Er staan 3 vergelijkingen met 3 onbekenden ter beschikking. Dit zijn de waterstand en de beide afvoeren door respectievelijk het laagwaterbed en de uiterwaarden. Alle andere riviergegevens worden bekend verondersteld en als zodanig in de berekening ingevoerd. Het stroomschema voor de berekening is weergegeven in figuur 2.3.



Figuur 2.3 Stroomschema eerste berekening

Q_{bf} is in deze berekening de zg. bankful-afvoer, d.w.z. die afvoer waarbij de uiterwaarden nog net niet geïnundeerd worden. Deze afvoer markeert de overgang tussen de twee eerder beschreven situaties. Er wordt nogmaals benadrukt dat hier in eerste instantie de bodemligging vast en bekend is verondersteld.

Wanneer de berekening uitgevoerd wordt voor een reeks van afvoeren dan ontstaat er een Q-h kromme voor de betreffende rivier. Een voorbeeld van een dergelijke berekening is te zien in figuur 2.4. De waterstanden zijn berekend voor een reeks van afvoeren waarbij een vaste bodem werd aangenomen op -12 m t.o.v. het referentieniveau (de uiterwaarden). Uit de figuur blijkt dat er boven het bankfull-niveau een knik ontstaat in de kromme ten teken dat er een duidelijke vergroting van de afvoercapaciteit is door de deelname van de uiterwaarden aan de afvoer.

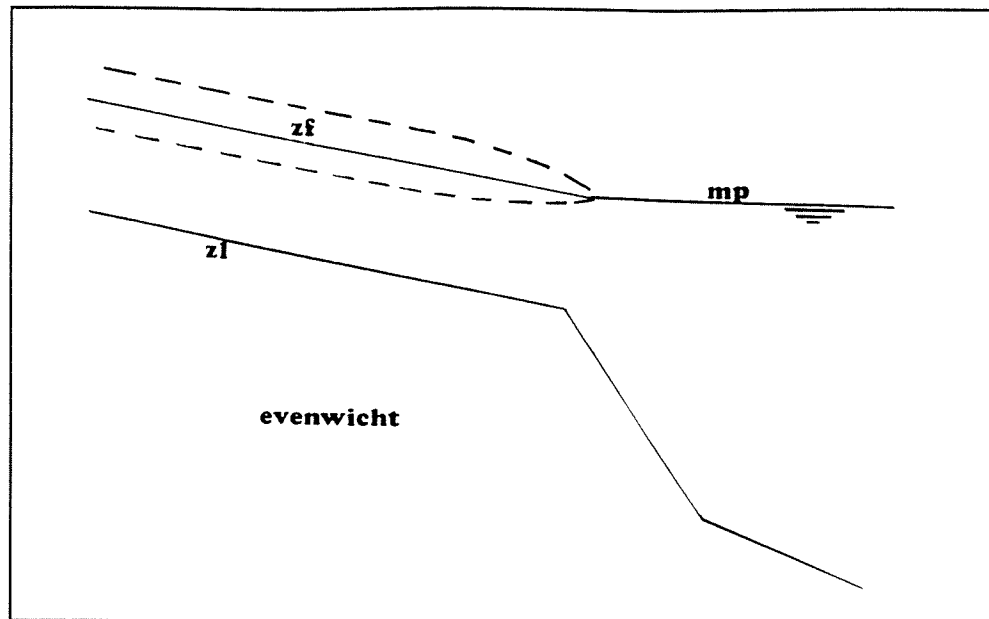


Figuur 2.4 Berekening van de waterstanden bij vaste bodem.

2.2 Uitbreiding naar een beweeglijk laagwaterbed.

Met de voorgaande berekening als uitgangspunt is de volgende stap die naar een situatie waarbij het laagwaterbed beweeglijk wordt verondersteld. Er is sprake van transporten. Uitgangspunt moet zijn dat de rivier in evenwicht verkeert. Bij een variabele afvoer is er sprake van een dynamisch evenwicht. Er wordt rekening gehouden met afvoervariaties echter niet met de volgorde waarin deze plaatsvinden. Er wordt geen tijdsafhankelijk proces beschreven. Het feit dat de afvoer in de tijd niet konstant is komt tot uiting in het gebruik van een afvoerkansverdeling die opgelegd wordt. Hierover later meer. Evenwicht betekent in feite dat de totale jaarlijkse zandvracht door iedere raai van de rivier konstant is. Anders gezegd: Onder een bepaalde afvoerverdeling is er een evenwichtsbodemligging waarbij een bepaalde evenwichtszandvracht door de rivier vervoerd kan worden.

In figuur 2.5 is de rivier in lengteprofiel weergegeven.

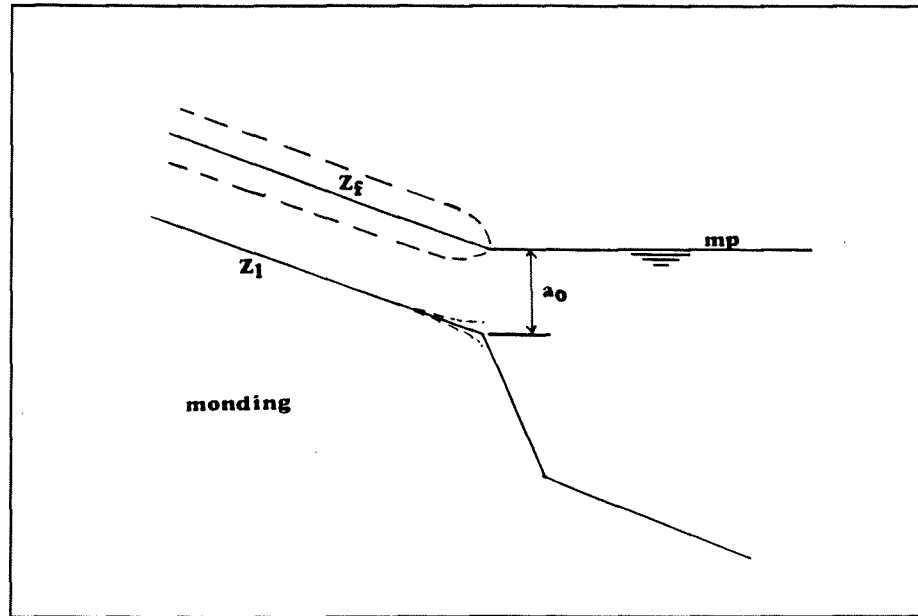


Figuur 2.5 Lengteprofiel van de rivier.

In de geschetste situatie stroomt de rivier, met een variabele bovenafvoer, uit in een groot en diep reservoir met een vast waterpeil m.p. Er wordt geen getijdewerking verondersteld. De algemene aanname is dat ter plaatse van het uitstroompunt in zee de ligging van de uiterwaarden (het referentieniveau) en het zeespiegelpeil samenvallen. Ook de evenwichtsbodemligging is in de figuur aangegeven. De variabele bovenafvoer geeft aanleiding tot stuwkrommen die bovenstrooms voor een belangrijk deel zijn uitgewerkt. De stroming in de mond zal diensgevolge niet uniform zijn in de geschetste evenwichtstoestand. De waterdiepte in de mond is niet konstant omdat de bodemligging er onder de wisselende afvoeren zal variëren. Aangezien deze variaties echter klein zullen zijn ten opzichte van de over het jaar gemiddelde waterdiepte kan in het algemeen toch gerekend worden met één konstante waterdiepte in de mond. Dit wordt verduidelijkt in figuur 2.6. De gemiddelde diepte in de mond is voor de berekening van de evenwichtsbodemligging belangrijk. Ze geeft immers de noodzakelijke benedenstroomse randvoorwaarde.

Er moet nl. gelden:

$$z_f - z_1 = a_0 \quad \dots \dots \dots (2.5)$$



Figuur 2.6 De situatie in de monding.

De gemiddelde diepte in de monding.

Voor het berekenen van de gemiddelde diepte in de monding wordt gebruik gemaakt van zandtransportformules (Meyer-Peter en Müller, Engelund-Hansen). Het zandtransport kan bij benadering worden beschreven door de machtswet:

$$S = B \cdot m \cdot u^2 \quad \dots \dots \dots (2.6)$$

Voor de jaarlijkse zandvracht geldt, met behulp van een afvoerkansverdeling, de volgende relatie:

$$V = \int_0^{\infty} S(Q) \cdot f(Q) \cdot dQ \dots \dots \dots (2.7)$$

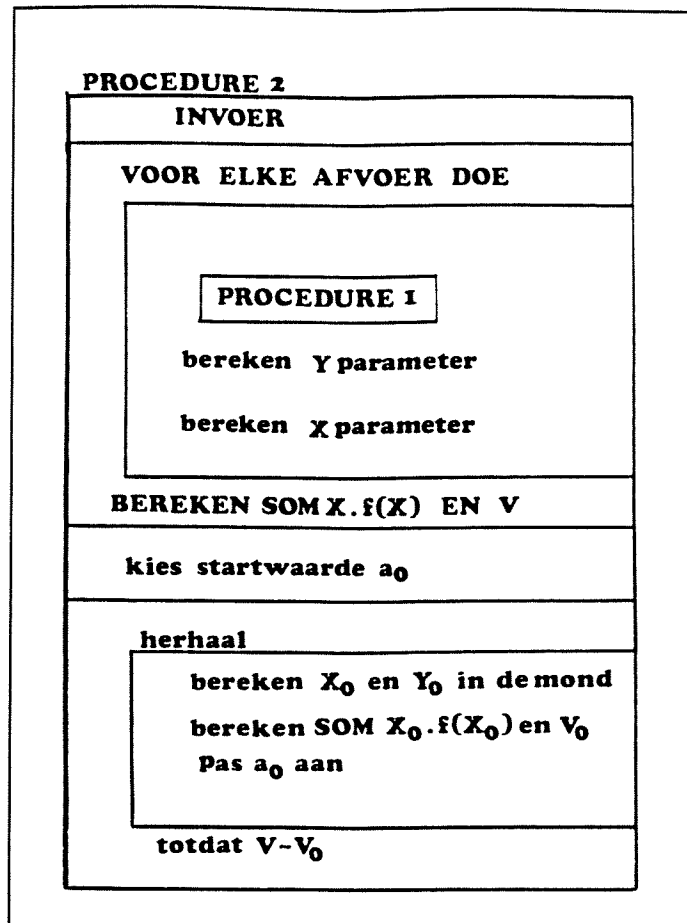
Deze zandvracht is bij evenwicht konstant door elke raai.

De zandtransportformules maken i.h.a. gebruik van een stroomparameter Y en een transportparameter X. De zandvracht wordt bepaald door berekening van deze parameters voor elk van de optredende afvoeren onder inachtnaam van het gewicht dat aan elke afvoer conform de kansverdeling wordt toegekend. Zo geldt bijv. bij toepassing van de formule van Meyer-Peter en Müller:

$$V = B \cdot D_m^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{g \cdot \Delta} \cdot \sum X \cdot f(X) \cdot t \dots \dots \dots (2.8)$$

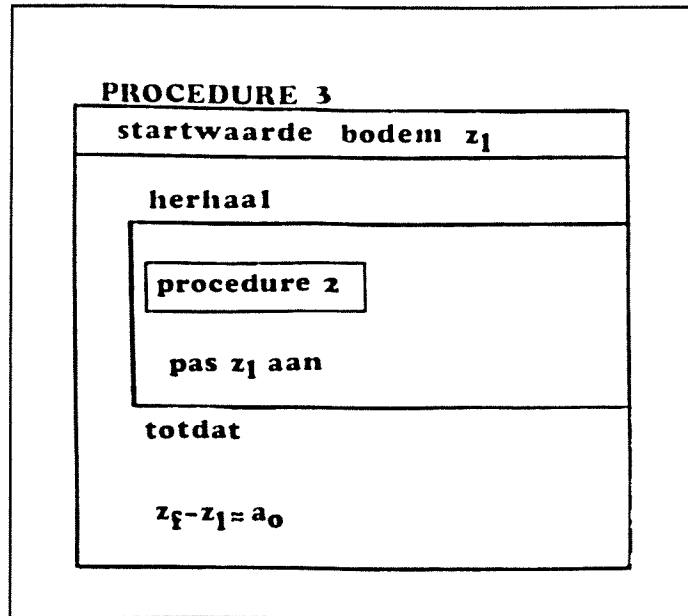
Hierin is t de tijdsduur van een jaar in seconden uitgedrukt.

De volledige zandtransportformules die in dit verslag gebruikt worden zijn weergegeven in bijlage 1. Omdat geldt dat bij evenwicht de jaarlijkse zandvracht konstant moet zijn door elke raai moet dit ook gelden in de mond, waar bij benadering slechts één (gemiddelde) diepte heerst in tegenstelling tot plaatsen bovenstrooms. Deze gemiddelde diepte is nu iteratief te bepalen door bij berekening van de stroom- en transportparameters in de mond één diepte te substitueren en dit net zolang te herhalen totdat de zandvracht in de mond overeenkomt met de zandvracht bovenstrooms. Voor de berekening van de gemiddelde diepte in de mond kan ook een stroomschema worden opgesteld. Deze berekening geschiedt in eerste instantie onder de aanname dat de evenwichtsbodemligging bekend is. Later zal dan nog de benedenstroomse voorwaarde getoetst moeten worden. Het stroomschema is weergegeven in figuur 2.7.



Figuur 2.7 Stroomschema tweede berekening.

De laatste stap die nu nog gezet dient te worden is het berekenen van de definitieve evenwichtsbodemligging en dit betekent dat nog voldaan moet worden aan de benedenstroomse randvoorwaarde. Dit leidt tot het stroomschema in figuur 2.8.

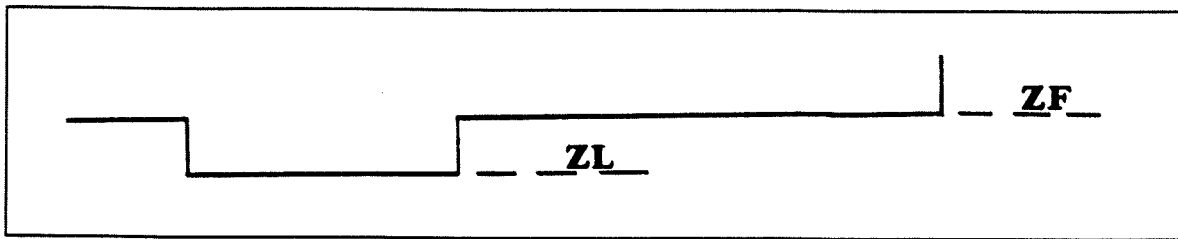


Figuur 2.8 Stroomschema derde berekening.

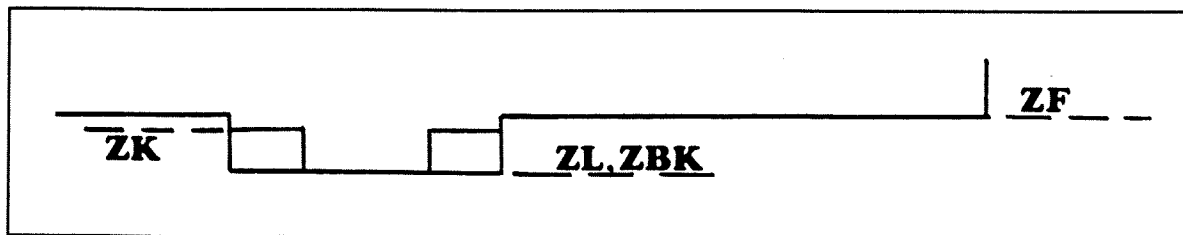
Zo is er een stroomschema ontstaan dat een weergave is van het zg. basis-programma. Met behulp van dit basisprogramma kan een berekening uitgevoerd worden voor een rivier met een samengesteld dwarsprofiel zonder kribben onder verwaarlozing van de interactie die bij hogere afvoeren optreedt tussen het laagwaterbed en de uiterwaarden. Het resultaat van de berekening is de evenwichtsbodemligging van het laagwaterbed bij een gegeven afvoer(kans)verdeling. Het met behulp van het basisprogramma berekende evenwicht dat in de rivier heerst dient nu als uitgangspunt voor het eigenlijke onderwerp van dit afstudeerverslag: Een samengesteld rivierprofiel met in het laagwaterbed aan weerszijden dichte kribben.

Hoofdstuk 3 Een samengesteld rivierprofiel met kribben.

Uitgangspunt is het in het vorige hoofdstuk beschreven rivierprofiel dat in evenwicht verkeert. Dat wil zeggen met behulp van de in het vorige hoofdstuk beschreven procedures is de evenwichtsbodemligging van dit rivierprofiel berekend. Uitgaande van dit profiel wordt er nu in het laagwaterbed een ingreep gedaan in de vorm van kribben, aangelegd tot een bepaalde hoogte. Onderstaande figuren geven zeer schematisch de situaties weer vlak vóór en vlak na de ingreep.



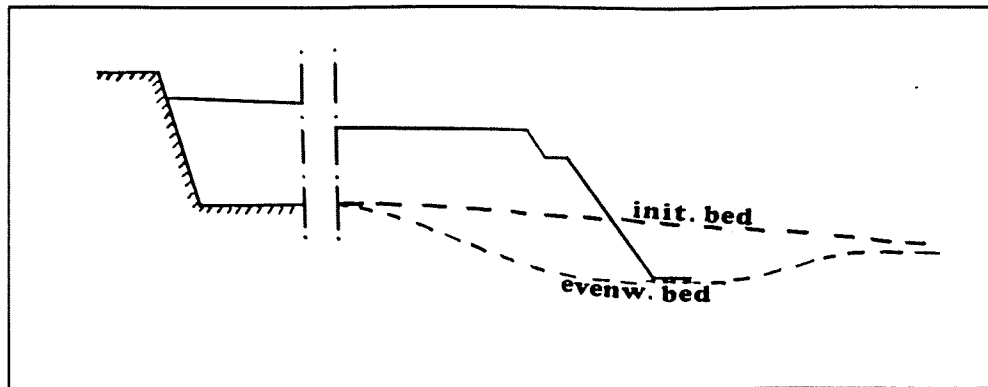
Figuur 3.1 Oorspronkelijk profiel.



Figuur 3.2 Profiel met kribben.

De weergave van deze twee situaties is met nadruk zeer schematisch. Men zal in werkelijkheid bij een dergelijke ingreep de kribtenen laten uitlopen tot het gewenste en uiteindelijk verwachte niveau van het laagwaterbed. De bodem in de kribvakken zal daarom niet, zoals weergegeven, op hetzelfde niveau liggen als het laagwaterbed, vlak na de ingreep. Om redenen van rekentechnische aard is hier tot bovenbeschreven schematisatie besloten.

Figuur 3.3 geeft een weergave van de werkelijke situatie.



Figuur 3.3 Aanleg van een krib.

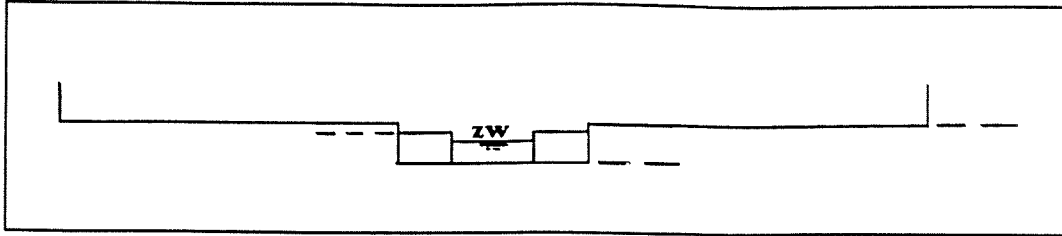
Wat betreft de bodemligging in de kribvakken, deze is een faktor van onzekerheid. Rond de kribkoppen heersen lokaal complexe stromingen. Er ontstaan vaak diepe ontgrondingskuilen t.g.v de daar optredende wervelstraten. Ook eventueel passerende schepen hebben een invloed op hetgeen zich in de kribvakken afspeelt. Er zullen plaatselijk ontgrondingen en aanzandingen plaatsvinden met als gevolg dat de kribvakbodem een zeer onregelmatig verloop krijgt. Deze lokale effecten worden echter in dit onderzoek buiten beschouwing gelaten. Later wordt nog teruggekomen op de kribvakbodem.

3.1 De vergelijkingen.

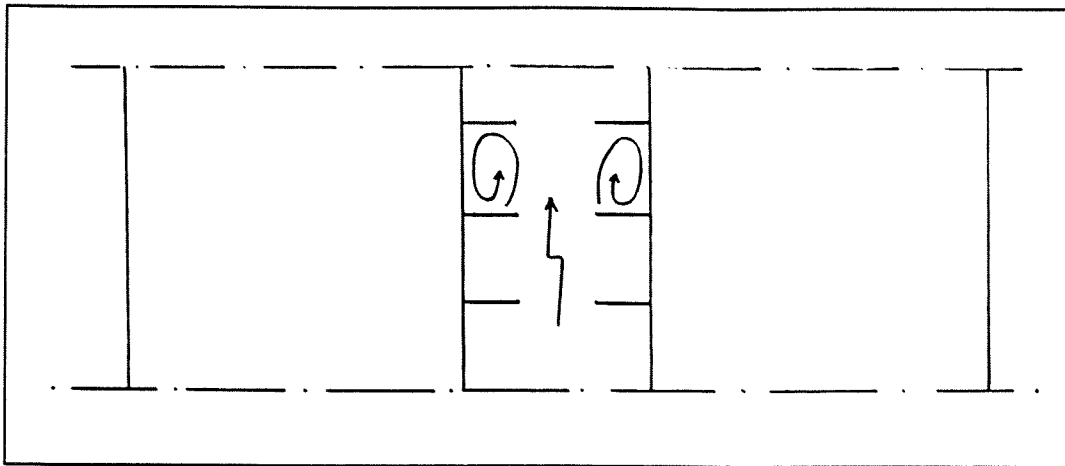
Ook nu wordt er van uitgegaan dat er, voor evenwicht, in de rivier sprake zal zijn van een stationaire uniforme stromingstoestand. De aanpak van het probleem verloopt analoog aan die in hoofdstuk 2. Voorlopig wordt de ligging van het laagwaterbed vast verondersteld. Afhankelijk van de grootte van de afvoer kunnen er nu drie situaties worden onderscheiden:

1: Een lage afvoer. De kribben worden niet overstroomd.

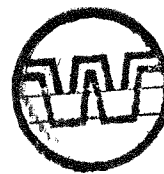
Er is alleen afvoer in het laagwaterbed. In de kribvakken is er geen netto afvoer. Hier wordt door de hoofdstroming een neer aangedreven. De figuren 3.4 en 3.5 geven deze situatie weer in dwarsprofiel en bovenaanzicht.



Figuur 3.4 Dwarsprofiel.



Figuur 3.5 Bovenaanzicht.



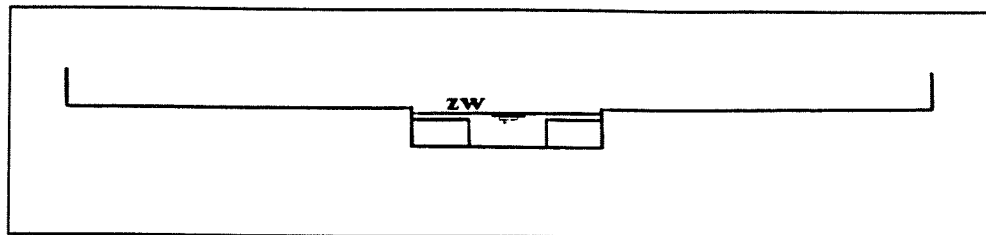
VAKGROEP
WATERBOUWKUNDE
 Afd. Civiele Techniek
 TH Delft

Dit geval verschilt in wezen niet van situatie 1 in hoofdstuk 2, zij het dat door de aanwezigheid van de kribben de stroomvoerende breedte is afgenomen. Het is eenvoudig te beschrijven met behulp van de continuïteitsvoorwaarde en de vergelijking van Chézy en leidt tot de volgende vergelijking:

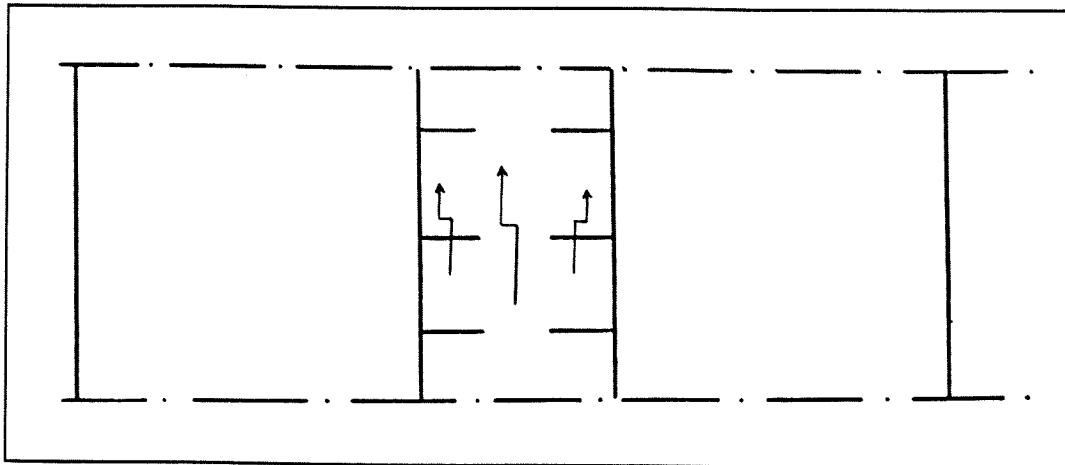
$$Q_{tot} = B_1 \cdot C_1 \cdot (z_w - z_1)^{\frac{3}{2}} \cdot (i)^{\frac{1}{2}} \dots \dots \dots (3.1)$$

2: Een lage afvoer. De kribben worden overstroomd.

Deze situatie is ingewikkelder omdat nu de kribvakken deelnemen aan de afvoer. Ook hier wordt het rivierprofiel opgedeeld in secties, gescheiden door verticale grensvlakken. Elke sectie wordt weer als hydraulisch homogeen beschouwd. Wederom wordt benadrukt dat de interactieverschijnselen die optreden tussen de verschillende secties vooral niet in de beschouwing worden betrokken. De figuren 3.6 en 3.7 geven het dwarsprofiel en het bovenaanzicht.



Figuur 3.6 Het dwarsprofiel.

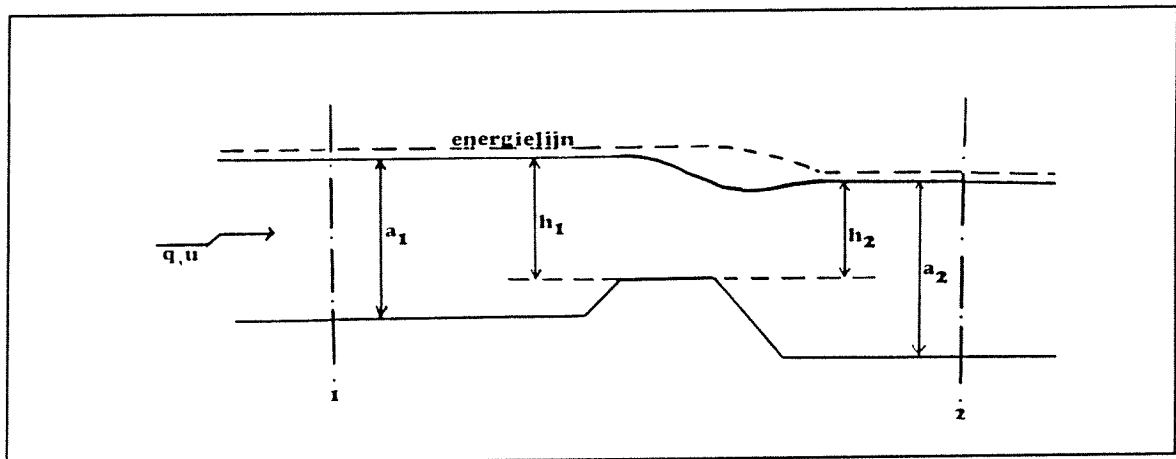


Figuur 3.7 Het bovenaanzicht.

Voor wat betreft de afvoer in het laagwaterbed kan men kort zijn. Deze wordt beschreven door de vergelijking:

$$Q_{10} = B_1 \cdot C_1 \cdot (z_w - z_1)^{\frac{3}{2}} \cdot (i)^{\frac{1}{2}} \dots \dots \dots (3.2)$$

De afvoer in de kribvakken vraagt enige uitleg. De stroming over de kribben kan worden beschouwd als een stroming over een overlaat. Bij het overstromen van de kribben treden vertragsings- of Carnotverliezen op. Dit verlies aan energiehogte wordt geïllustreerd in figuur 3.8 voor een onvolkomen overlaat.



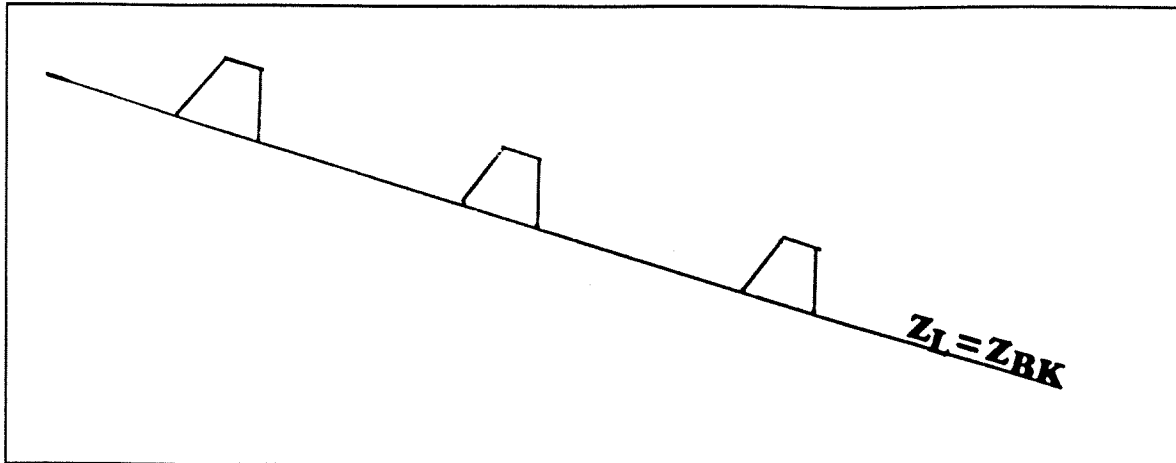
Figuur 3.8 Stroming over een onvolkomen overlaat.
[naar de Vries, 1986]

De afvoerformule voor een dergelijke overlaat luidt :

$$q = m \cdot h_2 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \left(h_1 + \frac{\bar{u}^2}{2g} - h_2 \right)} \dots \dots \dots (3.3)$$

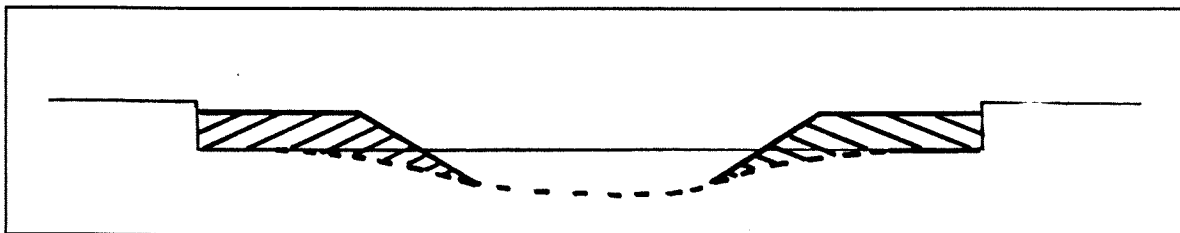
De afvoercoëfficiënt m is afhankelijk van de geometrie en de ruwheid van de overlaat. Voor een lange overlaat zal gelden $m \leq 1$. Voor een korte overlaat $m \geq 1$. Als globale schatting kan $m = 1 \pm 0,2$ worden gehanteerd.

Eerder is al de kribvakbodem ter sprake gebracht. Vlak na de ingreep in de rivier kan men zich een bodem-lengteprofiel voorstellen zoals in figuur 3.9 is weergegeven.

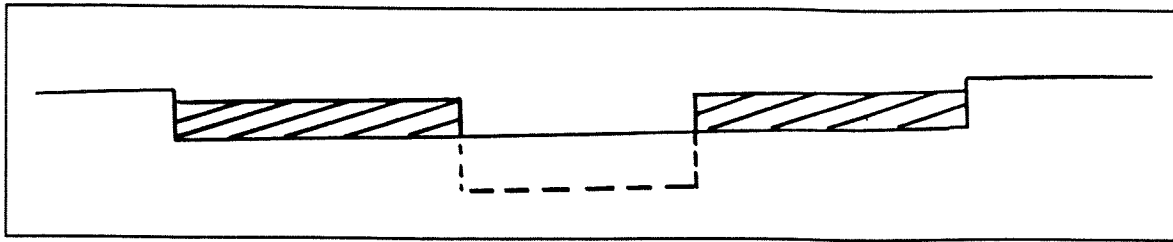


Figuur 3.9 Bodemlengteprofiel vlak na de ingreep ($t=0$)

De kribvakbodem en het laagwaterbed bevinden zich op hetzelfde niveau. De vraag is nu hoe het dwars- en lengteprofiel van de rivier er na verloop van tijd uit zullen zien. De figuren 3.10 en 3.11 geven een indruk van het toekomstige dwarsprofiel.

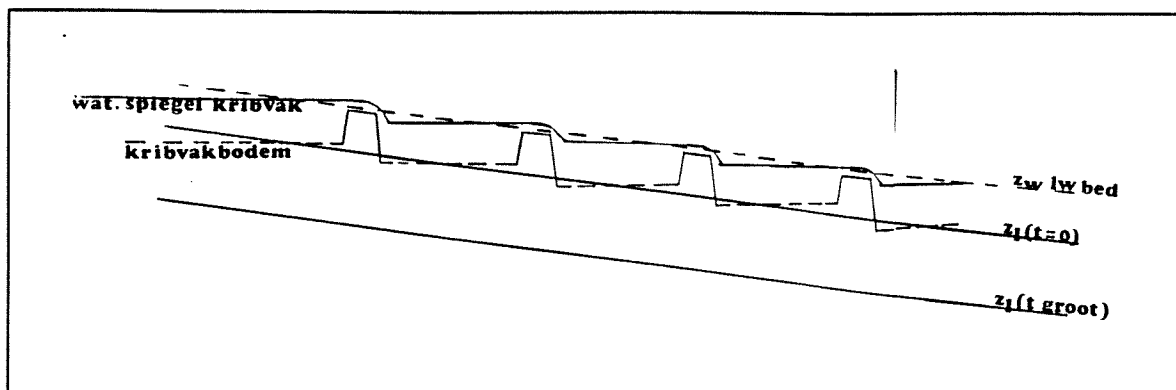


Figuur 3.10 De werkelijke situatie.



Figuur 3.11 De geschematiseerde situatie.

Voor het lengteprofiel geeft figuur 3.12 een mogelijke oplossing.



Figuur 3.12 Het lengteprofiel op $t = \infty$.

In deze benadering verlopen in de kribvakken de bodem en de waterspiegel horizontaal. Er is in de kribvakken geen verval. Het hele verval staat over de kribben. De ruweheidsbijdrage van de kribben is zeer groot t.o.v. die in de kribvakken. Er treedt ter plaatse van de kribben een sprong op in de waterspiegel én in de kribvakbodem. Een ander effect is dat er sprake is van dwarsverhangen. Vóór de kribben is het waterspiegel in de kribvakken hoger dan in het laagwaterbed. Achter de kribben is dat precies omgekeerd. Deze dwarsverhangen maken het probleem zodanig gecompliceerd dat zij zullen worden verwaarloosd. Het probleem van de interactie tussen het laagwaterbed en de kribvakken wordt vooralsnog buiten beschouwing gelaten, maar komt in hoofdstuk 5 nader aan de orde. Uit deze benadering zijn de benodigde vergelijkingen te destilleren. Uit vergelijking (3.3), de overlaatformule, is een vergelijking voor de snelheid in de kribvakken af te leiden.

$$u_k = \sqrt{\left(\frac{Q_{2o}}{B_k \cdot m \cdot h_2}\right)^2 + 2g \cdot (h_2 - h_1)} \dots \dots \dots (3.4)$$

Verder moet voldaan worden aan continuïteit in de kribvakken en dat levert voor de afvoer in een kribvak:

$$Q_{2o} = B_k \cdot u_k \cdot (z_w - z_{bk}) \dots \dots \dots (3.5)$$

Er moet uiteraard ook gelden:

$$Q_{tot} = Q_{1o} + 2 \cdot Q_{2o} \dots \dots \dots (3.6)$$

Voor het verval dat over elke krib staat kan geschreven worden:

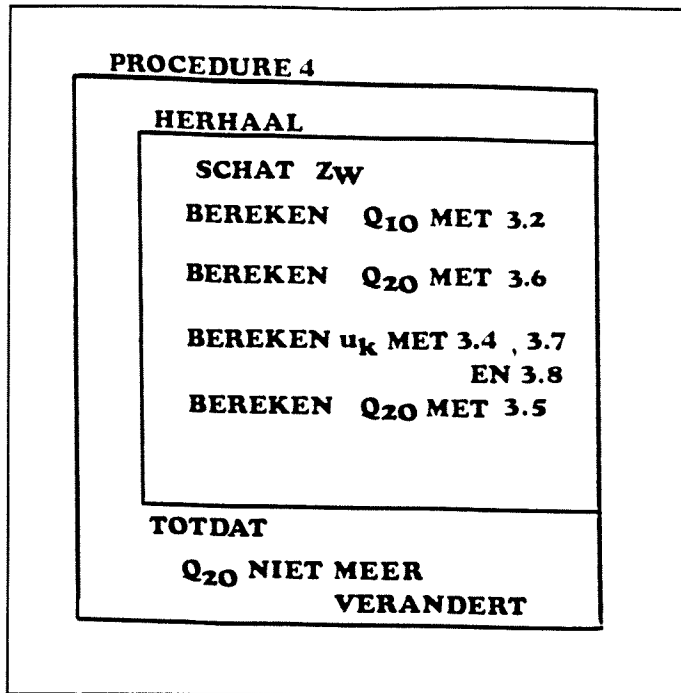
$$\Delta_h = h_1 - h_2 = i \cdot L \dots \dots \dots (3.7)$$

En tevens geldt:

$$h_2 = z_w - z_k - 0,5 \cdot \Delta_h \dots \dots \dots (3.8)$$

Met het afgeleide stelsel vergelijkingen is het mogelijk de waterstand iteratief te berekenen. Voorlopig wordt het laagwaterbed vast verondersteld.

De iteratieve bepaling van de waterstand verloopt als volgt :



Figuur 3.13 Het iteratieschema.

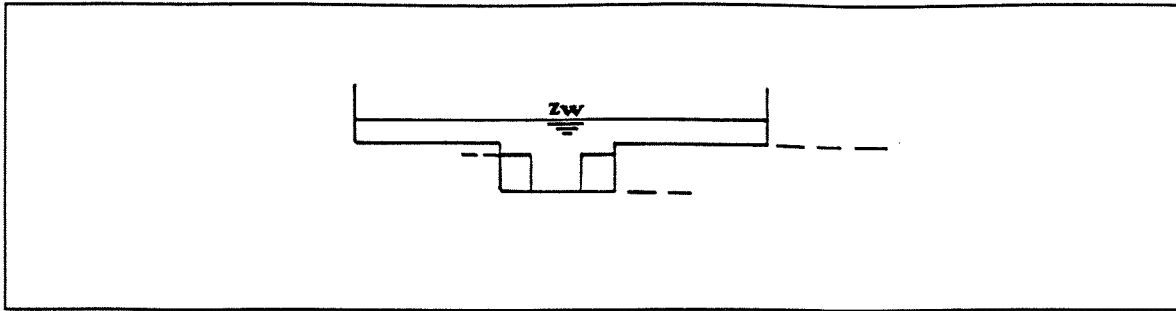
3: Een hoge afvoer. Kribben én uiterwaarden worden overstroomd.

Deze situatie (Fig 3.14 en 3.15) voegt in principe één vergelijking aan het stelsel toe, nl. een vergelijking voor de afvoer in de uiterwaarden:

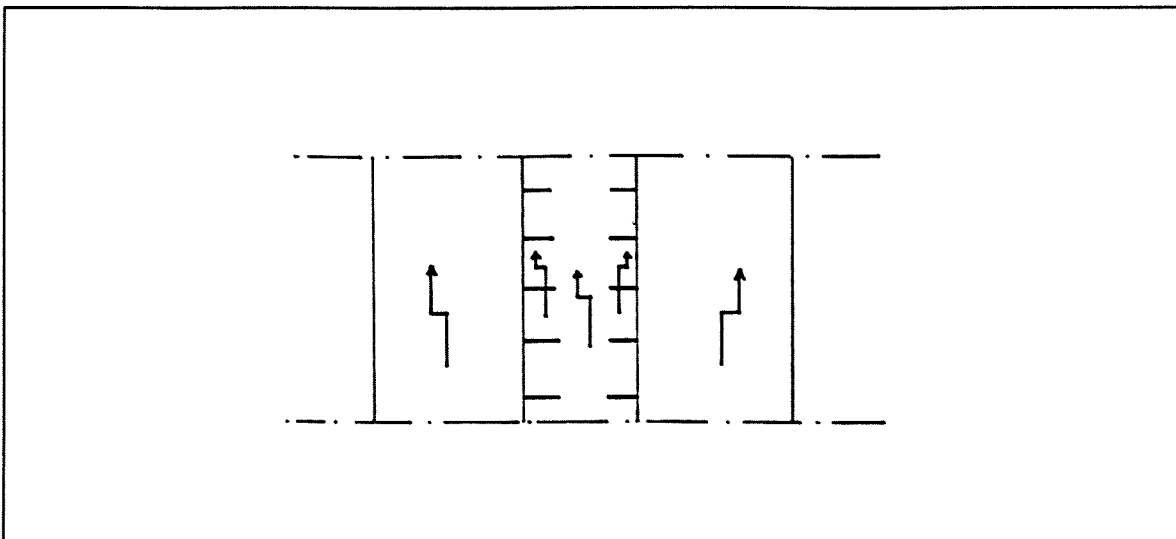
$$Q_{30} = B_f \cdot C_f \cdot (z_w - z_f)^{\frac{3}{2}} \cdot (i)^{\frac{1}{2}} \dots \dots \dots (3.9)$$

Bovendien geldt in dit geval voor de totaalafvoer:

$$Q_{tot} = Q_{10} + 2 \cdot Q_{20} + 2 \cdot Q_{30} \dots \dots \dots (3.10)$$

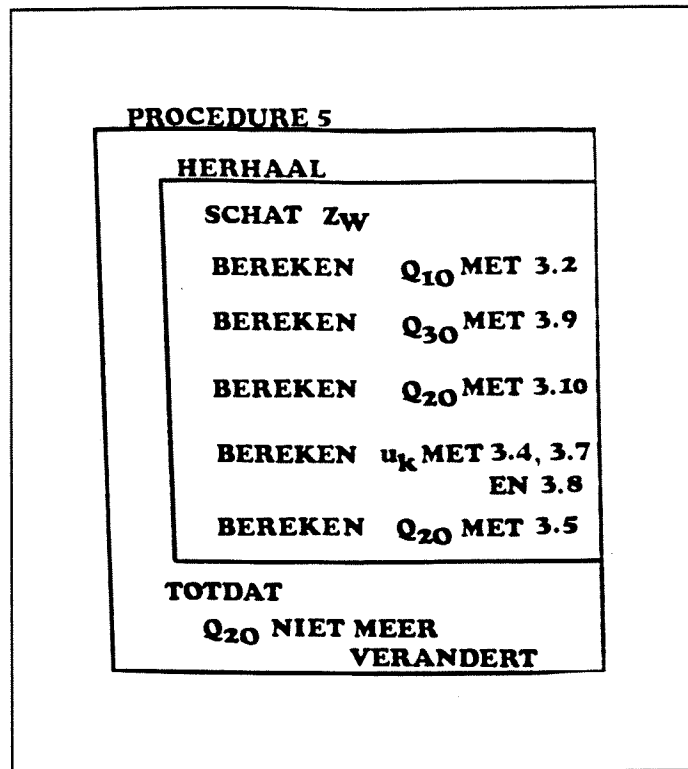


Figuur 3.14 Dwarsprofiel.



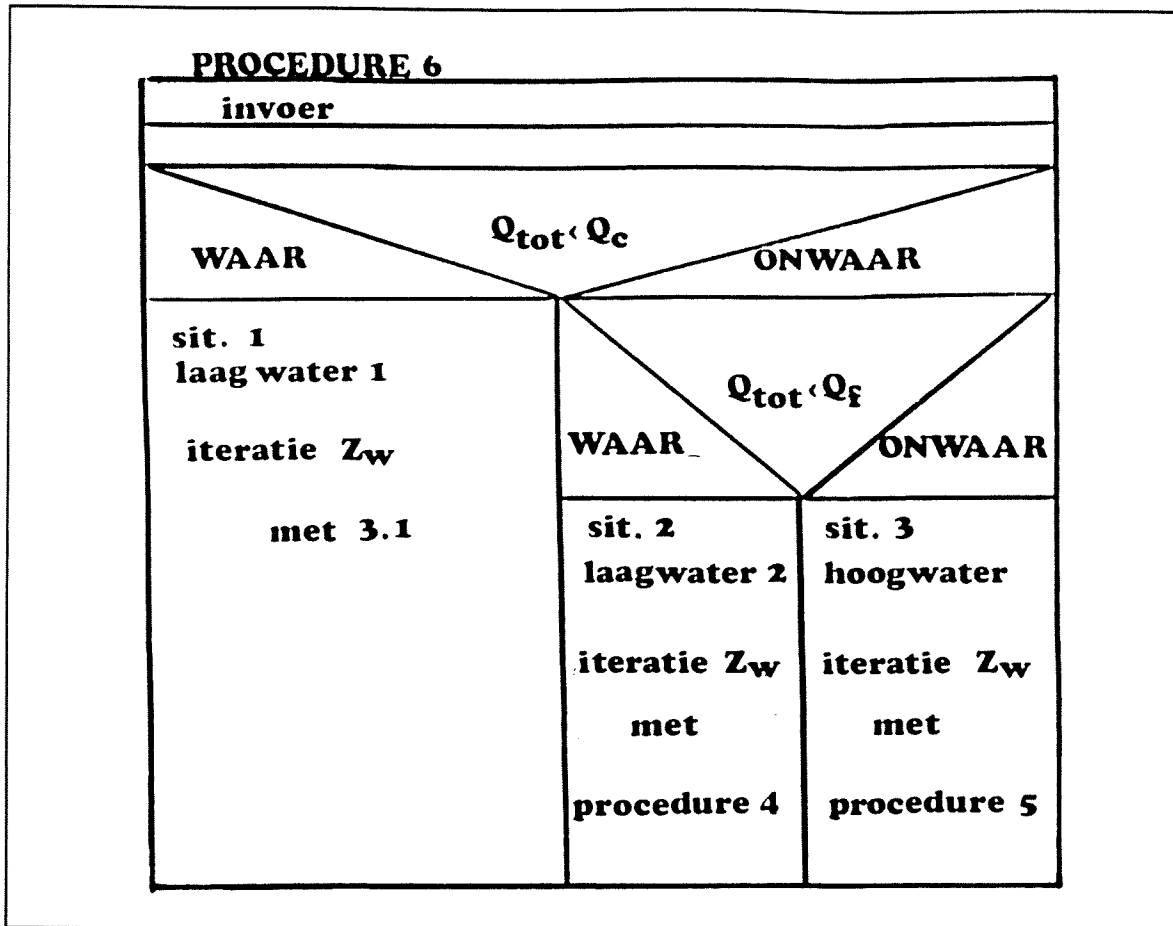
Figuur 3.15 Bovenaanzicht.

De iteratieve bepaling van de waterstand verloopt vrijwel identiek aan die in situatie 2.



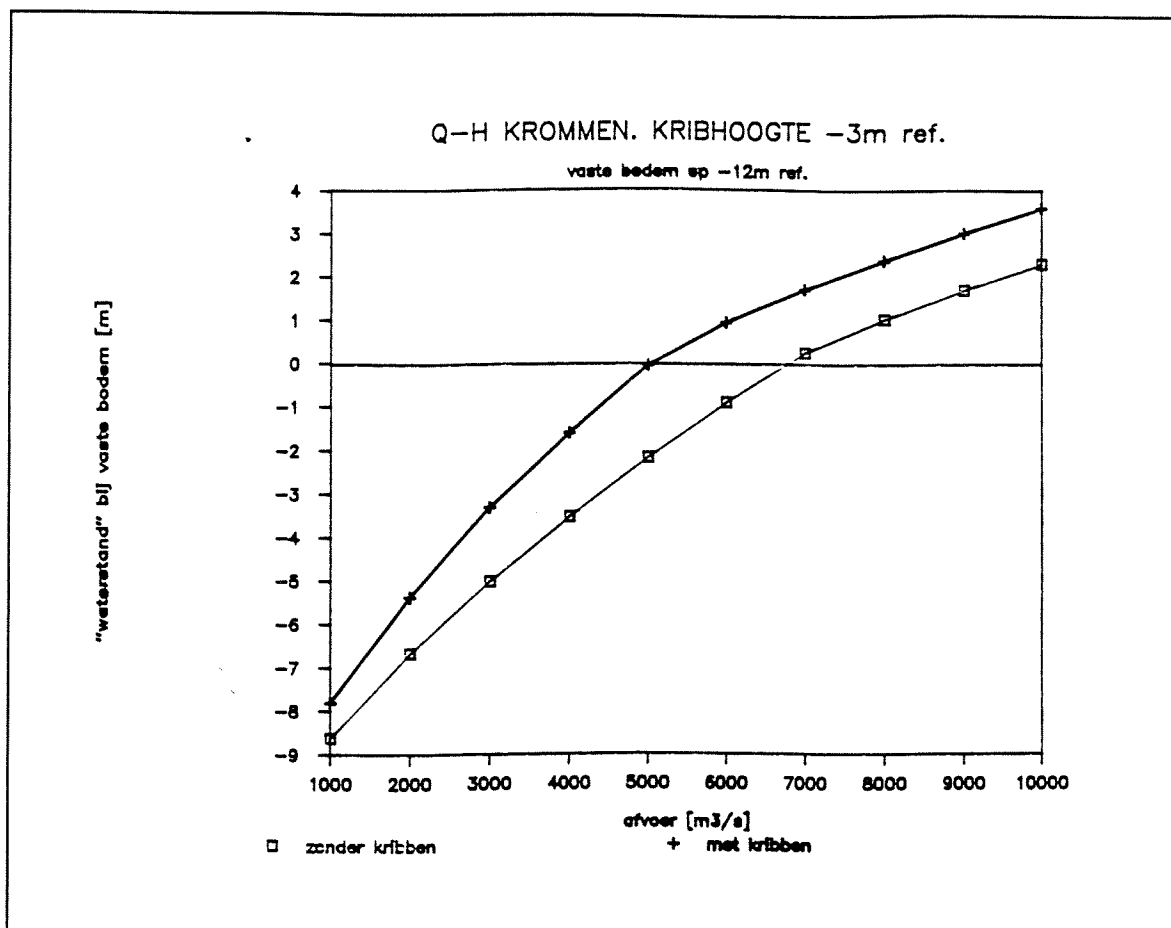
Figuur 3.16 Het iteratieschema.

Nu de drie situaties, met hun vergelijkingen en rekenschema's beschreven zijn kan het stroomschema worden gepresenteerd voor het berekenen van de waterstand bij gegeven vaste bodemligging. Het stroomschema is weergegeven in figuur 3.17. Q_0 en Q_f zijn hierin die afvoeren waarbij respectievelijk de kribben nog net niet overstroomd worden en die afvoer waarbij de uiterwaarden nog net niet geïnundeerd worden. Zij markeren de overgangen tussen de verschillende situaties.



Figuur 3.17 Stroomschema.

In hoofdstuk 2 werd een berekening uitgevoerd van de waterstanden bij vaste bodem voor een reeks van afvoeren. Zie figuur 2.4. Dit werd gedaan met behulp van procedure 1. Ter vergelijking is nu eenzelfde soort berekening uitgevoerd voor een profiel met kribben. Hiervoor werd gebruik gemaakt van procedure 6 met dien verstande dat als invoer dezelfde vaste bodemligging werd gehanteerd als in bovengenoemde berekening. Deze was -12 m t.o.v. het referentieniveau. Ook werd dezelfde reeks afvoeren gebruikt. De kribhoogte lag in dit geval op -3 m t.o.v. het referentieniveau. De resultaten van beide berekeningen zijn in een figuur weergegeven. Deze geeft een eerste indruk van de invloed van de aanwezigheid van kribben op de waterstanden. Zie figuur 3.18. Men moet uit deze berekeningsresultaten echter niet al te vergaande conclusies trekken omdat in beide gevallen gerekend is met dezelfde vaste bodemligging.



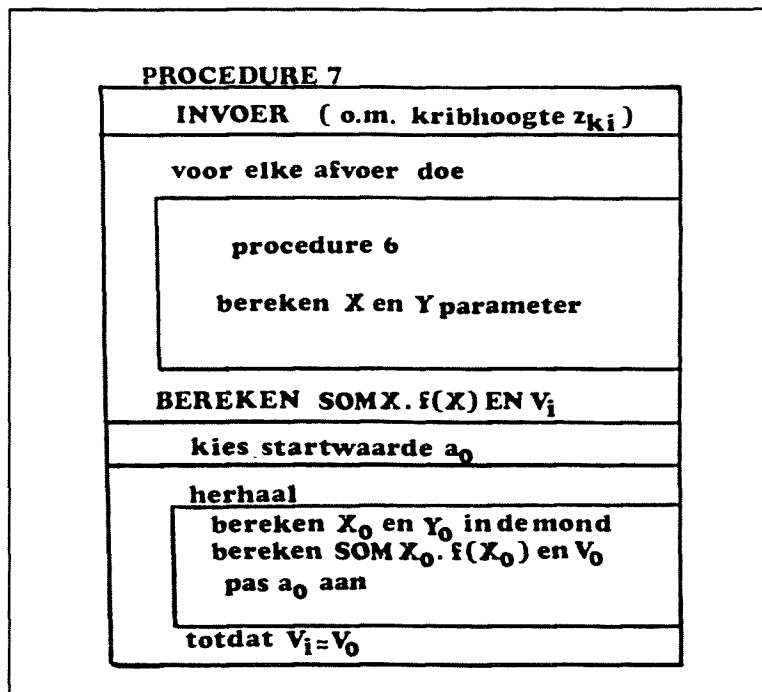
Figuur 3.18 Berekening van de waterstanden bij vaste bodem.

3.2 Uitbreiding naar een beweeglijk laagwaterbed.

De stroomschema's in hoofdstuk 2 voor een samengesteld dwarsprofiel zonder kribben hebben ten doel : De berekening van de uiteindelijke evenwichtsbedemligging en de daarbij behorende evenwichtszandvracht . Deze twee parameters vormen nu het uitgangspunt voor verdere berekeningen aan een profiel met kribben. De bodemligging is de aanvangsbodemligging voor verdere berekeningen d.w.z. de bodemligging op $t=0$, het tijdstip van de ingreep in de rivier, in de vorm van kribben. De zandvracht is die hoeveelheid zand die jaarlijks bij een toekomstig nieuw evenwicht wederom door de rivier vervoerd moet kunnen worden. ($t=\infty$). Gezocht wordt nu naar die kribhoogte(n) waarbij dit nieuwe evenwicht kan optreden, rekening houdend met gedane aannamen (een gegeven bodemverhang, stationair uniforme stroming, de benedenstroomse r.v.w. etc.).

Om voor een gekozen kribhoogte nu de evenwichtsbodemligging te berekenen en vervolgens te toetsen of de bijbehorende jaarlijkse zandvracht inderdaad de gezochte evenwichtszandvracht is dienen de volgende stappen te worden genomen:

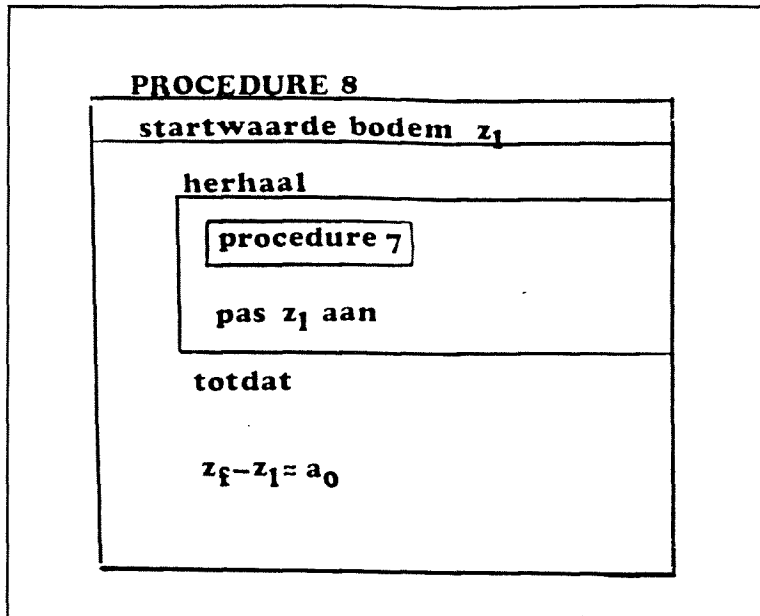
- Allereerst moet de gemiddelde diepte in de mond worden berekend, natuurlijk voor de betreffende kribhoogte en afvoerkansverdeling. Het stroomschema voor deze berekening verloopt volgens het beproefde stramien dat ook in hoofdstuk 2 werd gevolgd (figuur 2.7).



Figuur 3.19 Stroomschema.

Uiteraard worden de stroomparameter en de transportparameter weer bepaald door de gebruikte transportformule.

- De volgende stap is die volgens welke de bodemligging bepaald wordt en dit betekent dat de benedenstroomse randvoorwaarde moet gelden. Dit leidt tot, het weer beproefde, stroomschema dat in figuur 3.20 is weergegeven. (zie ook fig. 2.8).



Figuur 3.20 Stroomschema.

Met deze laatste procedure kan voor een gegeven afvoerkansverdeling en een berekende bodemligging op $t=0$, voor een gekozen kribhoogte (en uiteraard ook kriblengte) een toekomstige bodemligging worden berekend zodanig dat voldaan wordt aan:

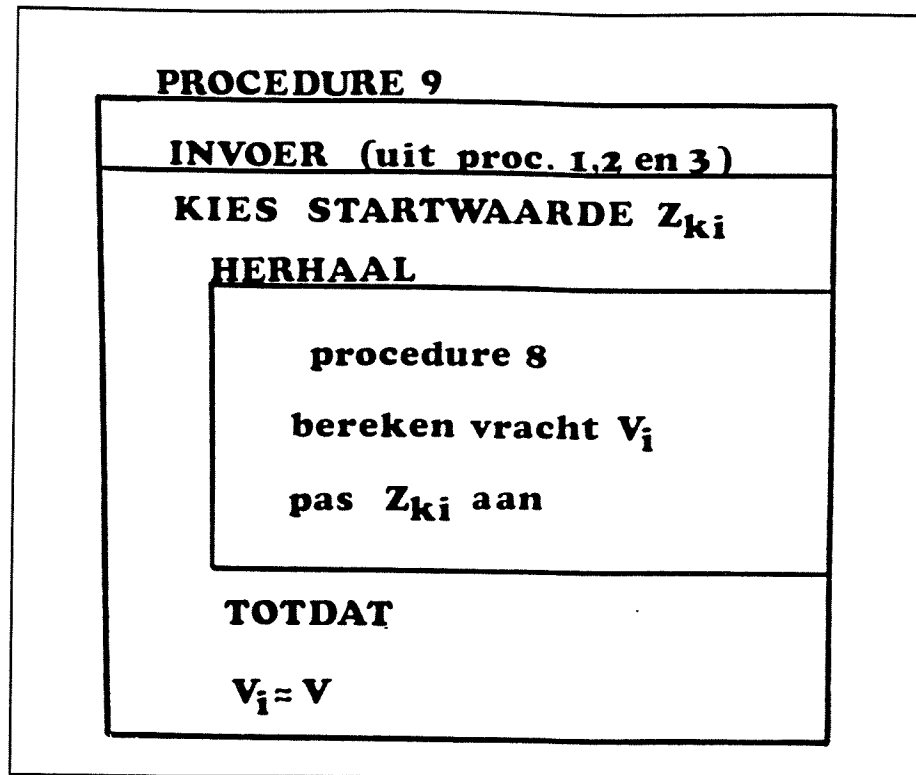
- 1: De zandvracht (jaarlijks) door elke raai van de rivier is gelijk.
Er is dus voldaan aan de voorwaarde van " dynamisch evenwicht ".
- 2: De benedenstroomse randvoorwaarde, bepaald door de gemiddelde diepte in de mond en de ligging van de uiterwaarden (referentie) t.o.v. de zeespiegel in het uitstroompunt.

Er blijft tenslotte de vraag:

Is de berekende jaarlijkse zandvracht ook werkelijk de jaarlijkse evenwichtszandvracht m.a.w. komt de berekende zandvracht overeen met de zandvracht die vervoerd werd op $t=0$, toen de rivier in evenwicht verkeerde en op het moment dat er in de rivier een ingreep werd gedaan ?

Als dit niet het geval is dan kan iteratief gezocht worden naar die kribhoogte waarbij wel aan de gestelde voorwaarde wordt voldaan.

Deze iteratie is weergegeven in onderstaand stroomschema.



Figuur 3.21 Het definitieve stroomschema.

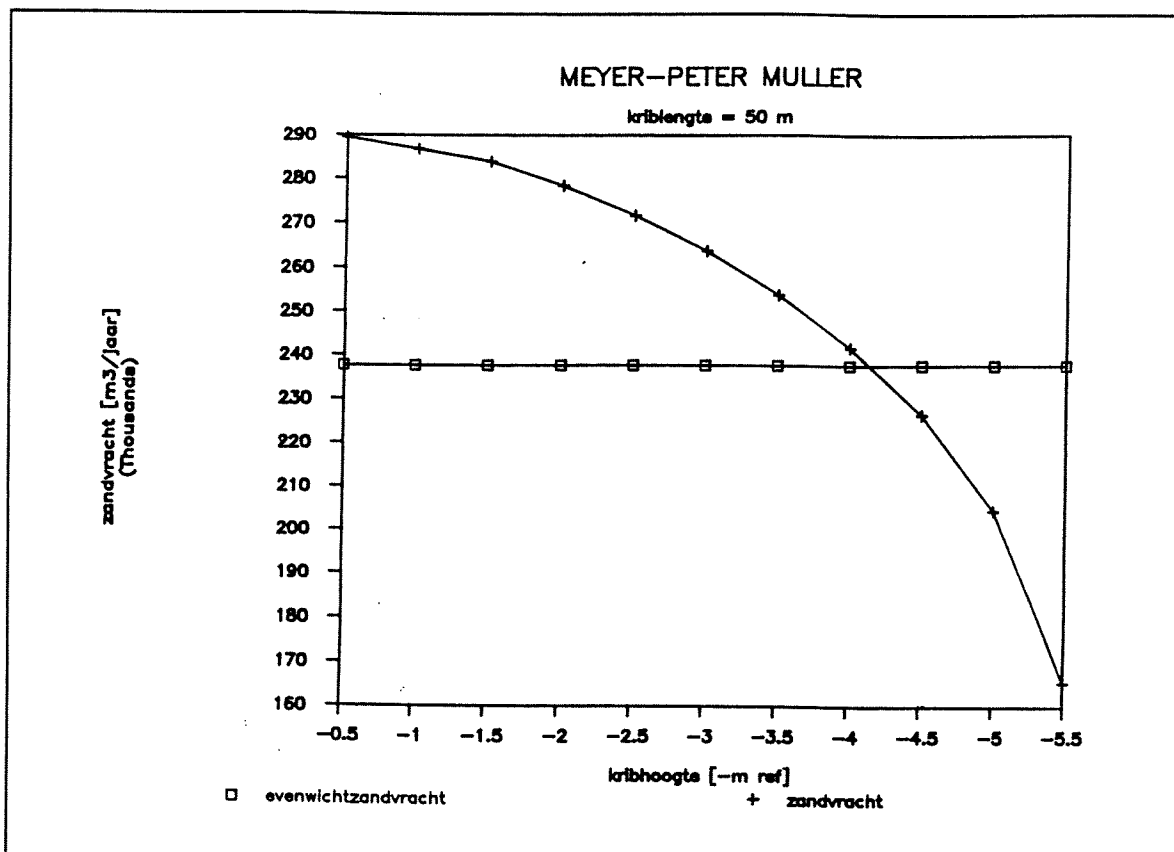
In principe zijn de geschetste stroomschema's (procedures 1 t/m 9) voldoende om berekeningen uit te voeren.

Hoofdstuk 4 De berekeningsresultaten.

In dit hoofdstuk worden de resultaten besproken van enkele berekeningen die zijn uitgevoerd met behulp van de procedures die in hoofdstuk 2 en 3 zijn opgesteld. Deze procedures vormen de kern van een computerprogramma dat werd opgezet om de berekeningen uit te voeren. De rivierprofielgegevens, andere rivierkarakteristieken en de afvoerkansverdeling die bij de berekeningen als invoergegevens werden gebruikt worden in de bijlagen nader toegelicht.

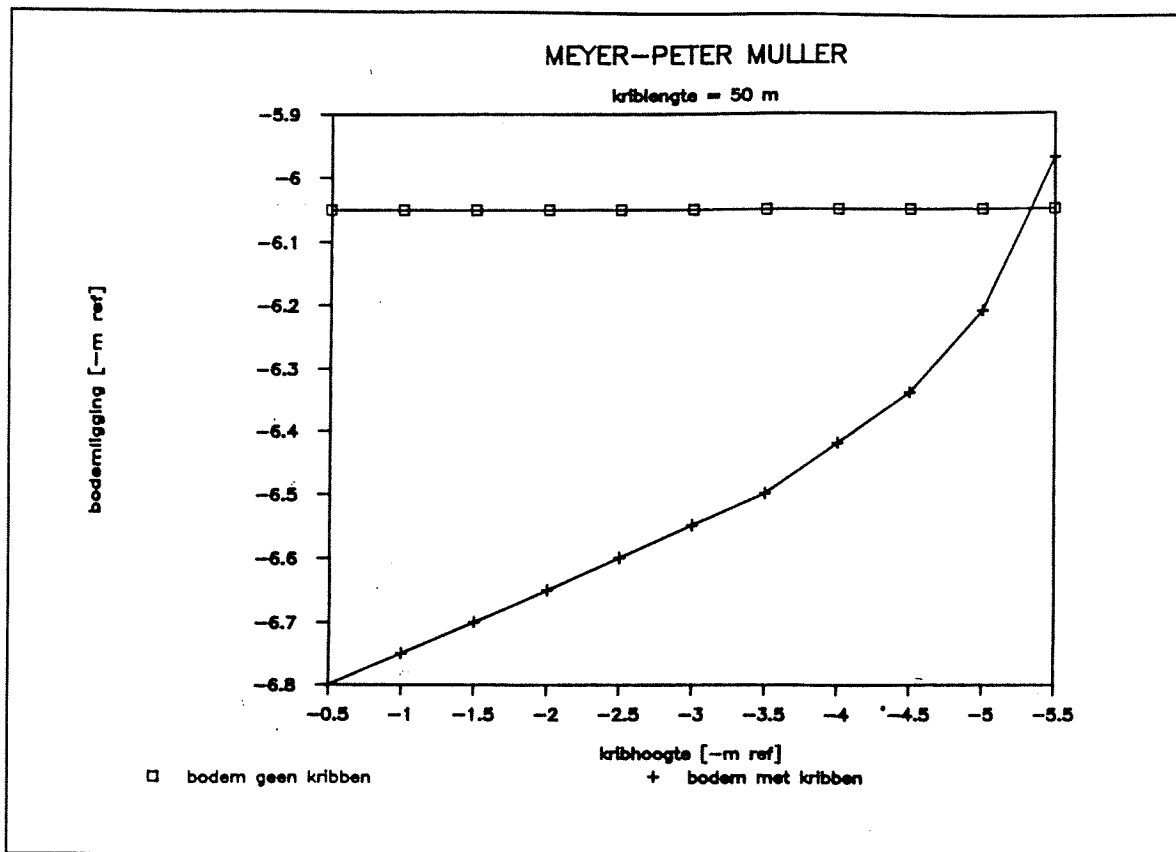
Allereerst werd een berekening uitgevoerd met behulp van de zandtransportformule van Meyer-Peter en Müller. Om te beginnen werd voor een profiel zonder kribben de evenwichtszandvracht V bepaald. Vervolgens werd voor een profiel met kribben en wel met een kriblengte van $B_k = 50$ m gezocht naar een kribhoogte z_k waarbij de evenwichtszandvracht vervoerd kan worden. Dit alles onder de gestelde voorwaarde van stationair uniforme stroming in de verschillende vakken en een constant bodemverhang.

Onderstaande figuur 4.1 laat zien dat voor een kribhoogte $z_k = -4$ m t.o.v. het referentieniveau dit inderdaad het geval is. Voor de gebruikte transportformule bedraagt de evenwichtszandvracht $V = 240.000$ m³/jaar.



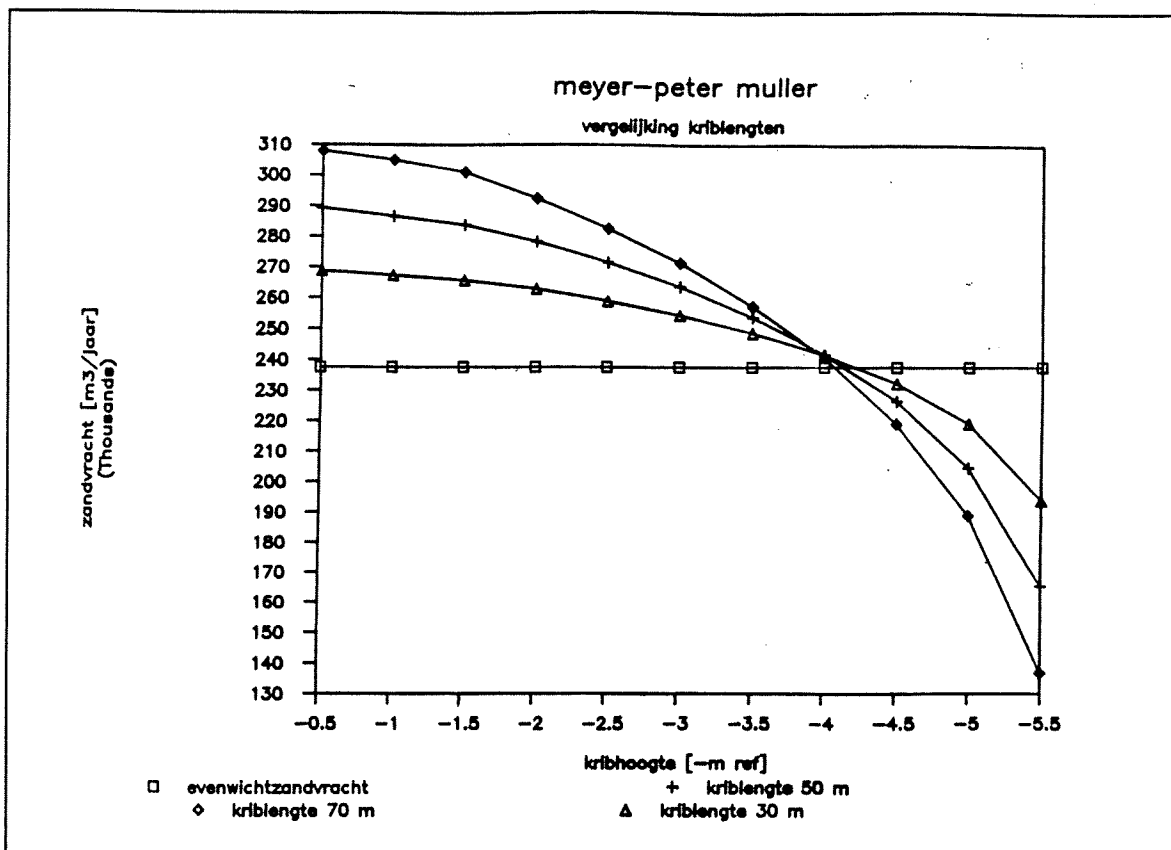
Figuur 4.1 Berekening van de kribhoogte waarvoor de evenwichtsvoorwaarden geldig zijn.

Tevens werd de uiteindelijke bodemligging z_1 bepaald. In figuur 4.2 is te zien dat ten gevolge van de aanleg van de kribben de evenwichtsbodemligging bij een kribhoogte $z_k = -4$ m t.o.v. het referentieniveau ongeveer 0,4 m lager zal zijn.



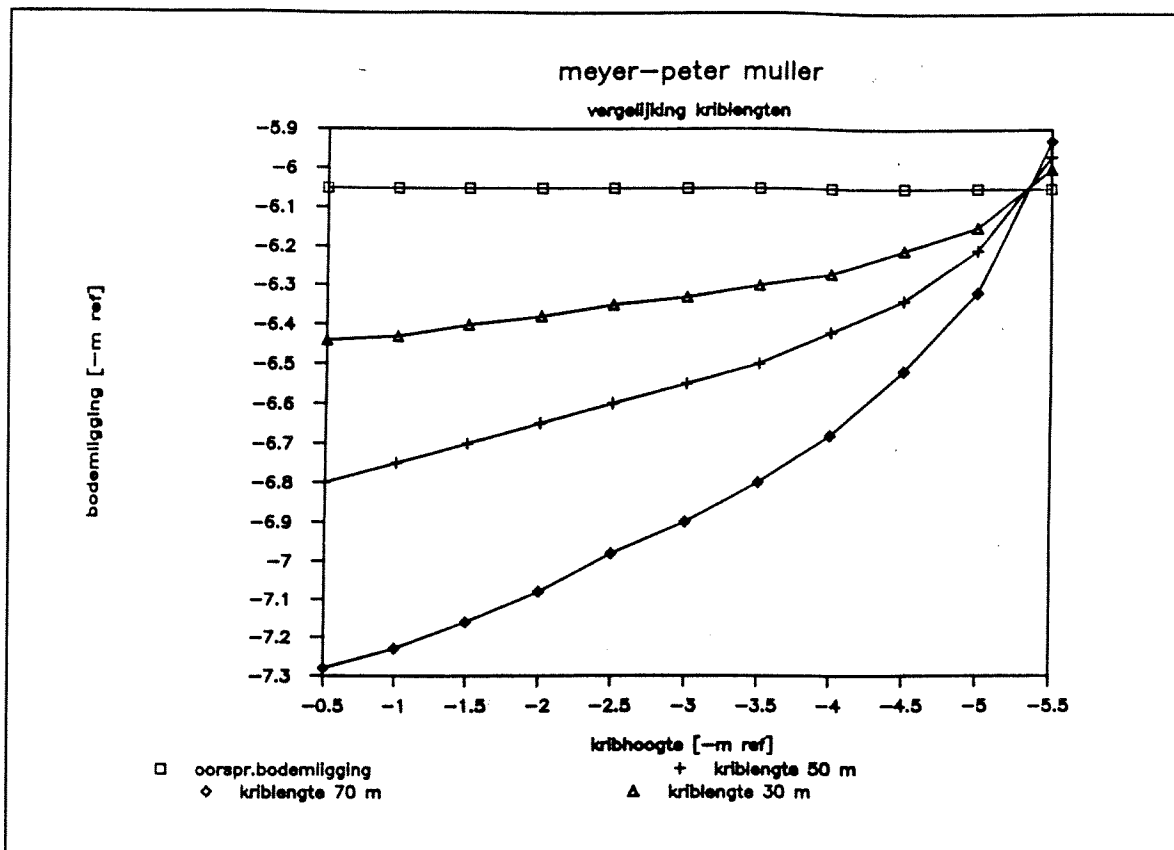
Figuur 4.2 Berekening van de bodempligging in een toekomstig evenwicht.

De berekeningen werden tevens uitgevoerd voor verschillende kriblengten omdat verwacht kan worden dat de mate van versmalling van het laagwaterbed ook een belangrijke parameter zal zijn. In de figuren 4.3 en 4.4 zijn de resultaten weergegeven voor 3 kriblengten t.w. $B_k = 30$ m, $B_k = 50$ m en $B_k = 70$ m. In figuur 4.3 blijken de in de drie gevallen gevonden kribhoogten, waarvoor de evenwichtszandvracht vervoerd kan worden, dicht bij elkaar te liggen. De waarden variëren slechts van $z_k \approx -4,1$ m tot $-4,3$ m t.o.v. het referentieniveau. Voor wat betreft de bodempligging is de invloed van de kriblengte duidelijk. In figuur 4.4 is te zien dat een toenemende kriblengte leidt tot progressief lagere bodempligging. Een vergroting van de kriblengte van 30 tot 50 m leidt tot een verschil in bodempligging van $\pm 0,15$ m terwijl een verlenging van de krib van 50 tot 70 m leidt tot een verlaging van de bodem van $\pm 0,25$ m. Deze cijfers gelden voor de kribhoogte $z_k \approx -4$ m t.o.v. het referentieniveau. De kribben worden relatief steeds effectiever naarmate ze de geul meer versmallen. Daar staat uiteraard tegenover dat ze ook steeds hinderlijker zullen worden voor de scheepvaart.



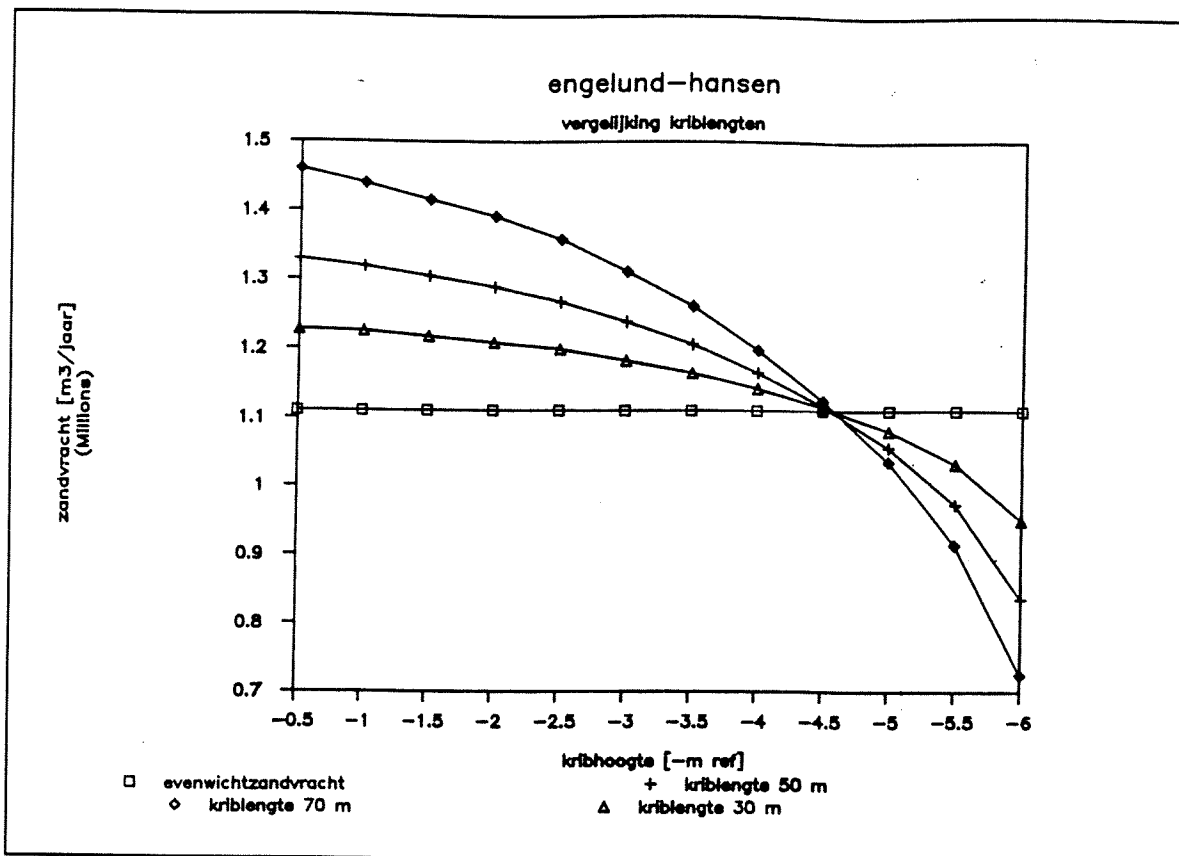
Figuur 4.3 Vergelijking van verschillende kriblengten.

Om de gevoeligheid van de gevonden resultaten voor de gebruikte zandtransportformule te toetsen werden ook berekeningen uitgevoerd met behulp van de transportformule van Engelund-Hansen. De transportformules van Engelund-Hansen en Meyer-Peter en Müller geven in de regel grote verschillen te zien in de transporten. Dit heeft te maken met het feit dat de transportformule van MPM alleen geldig is voor bodemtransport terwijl de formule van EH voor bodemtransport én zwevend transport is opgesteld. De grens tussen bodemtransport alleen en bodemtransport zowel als zwevend transport wordt gevormd door de parameter u_c/w . De valsnelheid van de korrels (D_{50}) is in de berekeningen $\pm 0,12$ m/s. (zie ook de bijlagen). De voorkomende schuifspanningssnelheden zijn kleiner zodat men op grond hiervan zou mogen verwachten dat er geen zwevend transport optreedt. Toch is de formule van EH in dit verslag gebruikt om te zien wat het effect is van verschillende transportformules op de resultaten. De resultaten van de berekeningen met de formule van EH zijn weergegeven in de figuren 4.5 en 4.6, waarin respectievelijk de kribhoogten en de bodemligging zijn berekend.



Figuur 4.4 Vergelijking van verschillende kriblengten m.b.t. de bodempligging.

Uit figuur 4.5 blijkt dat voor verschillende kriblengten weer kribhoogten van dezelfde orde van grootte worden gevonden. Deze bedragen globaal $z_k = -4,5$ m t.o.v. het referentieniveau. Zo op het oog blijkt de kribhoogte in de buurt te liggen van de kribhoogte die volgde uit de berekeningen m.b.v. de transportformule van MPM. Dat is opvallend omdat de evenwichtszandvracht van een geheel andere orde is. De zandvracht bedraagt in dit geval $V = 1.100.000$ m³/jaar. Dat is globaal vijf keer zo groot als in de eerdere berekening. Het verschil in kribhoogte voor de beide berekeningen met verschillende transportformules bedraagt $\pm 0,5$ m. Dit verschil is te verklaren wanneer figuur 4.6 nader beschouwd wordt. In deze figuur is te zien dat de oorspronkelijke bodempligging, berekend voor een profiel zonder kribben in het geval van toepassing van de formule van EH ongeveer $-6,7$ m t.o.v. het referentieniveau is. In het geval van toepassing van de formule van MPM was dit $-6,1$ m. (fig. 4.4). De hoogte van de kribben in absolute zin (in m aanleghoogte) is in beide gevallen van dezelfde orde van grootte, nl. ± 2 m.

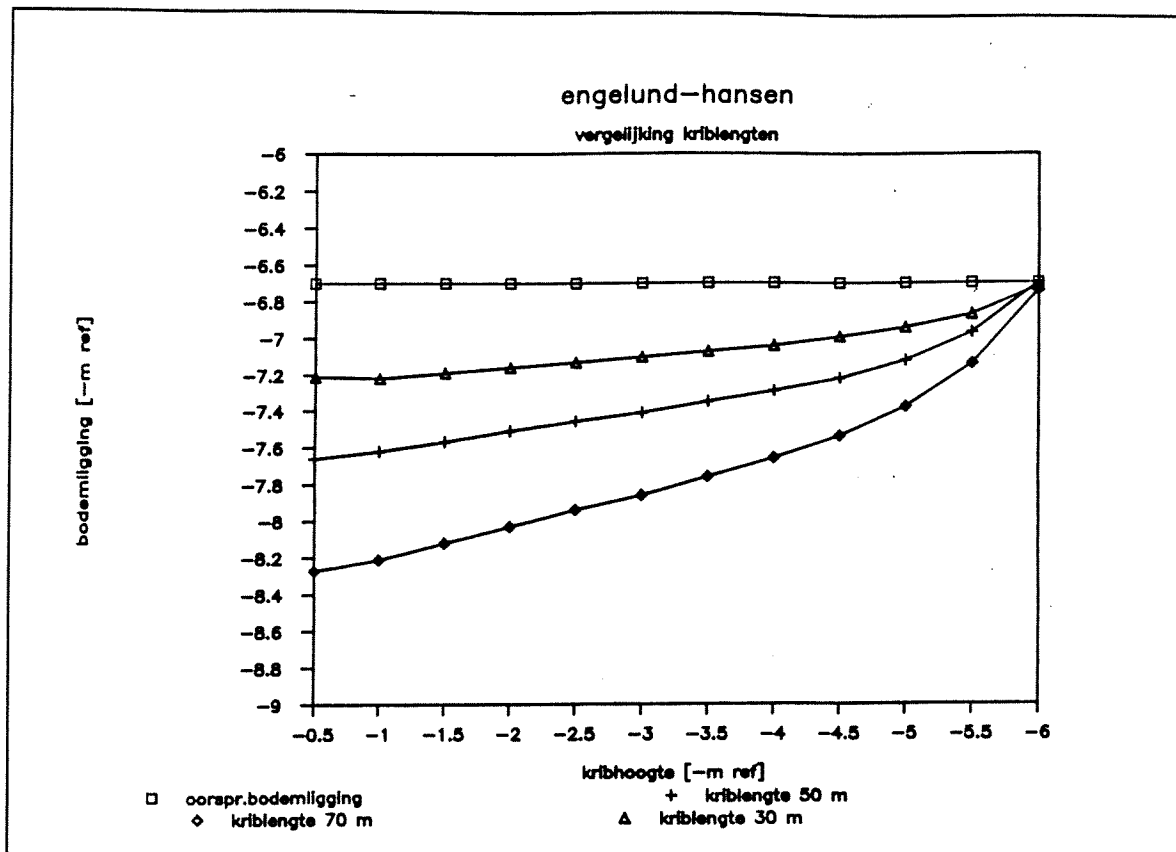


Figuur 4.5 Berekeningen m.b.v. de transportformule van EH.

Voor wat betreft de uiteindelijke bodemligging moet geconcludeerd worden dat er hier wel aanzienlijke verschillen optreden tussen beide transportformules. (fig. 4.4 en 4.6). Er is een verschil in bodemligging van 1 m bij een kriblengte van 70 m tot een verschil van 0,75 m bij een kriblengte van 30 m. en die verschillen zijn niet alleen te verklaren uit een verschil in oorspronkelijke bodemligging. Overigens is bij het gebruik van de formule van EH ook weer het effect te zien dat bij toenemende kriblengte de kribben relatief effectiever worden, zij het in geringere mate dan bij de formule van MPM het geval was.

Wat betreft de gevoeligheid van de oplossingen voor de gebruikte transportformules moet de conclusie zijn dat de gevonden kribhoogten voor het gehanteerde profiel relatief weinig afwijken en dus weinig gevoelig lijken voor het gebruik van verschillende transportformules. Het feit echter dat er discrepanties zijn tussen de gevonden bodemliggingen duidt op een mate van onzekerheid waar het gaat om het gebruik van transportformules.

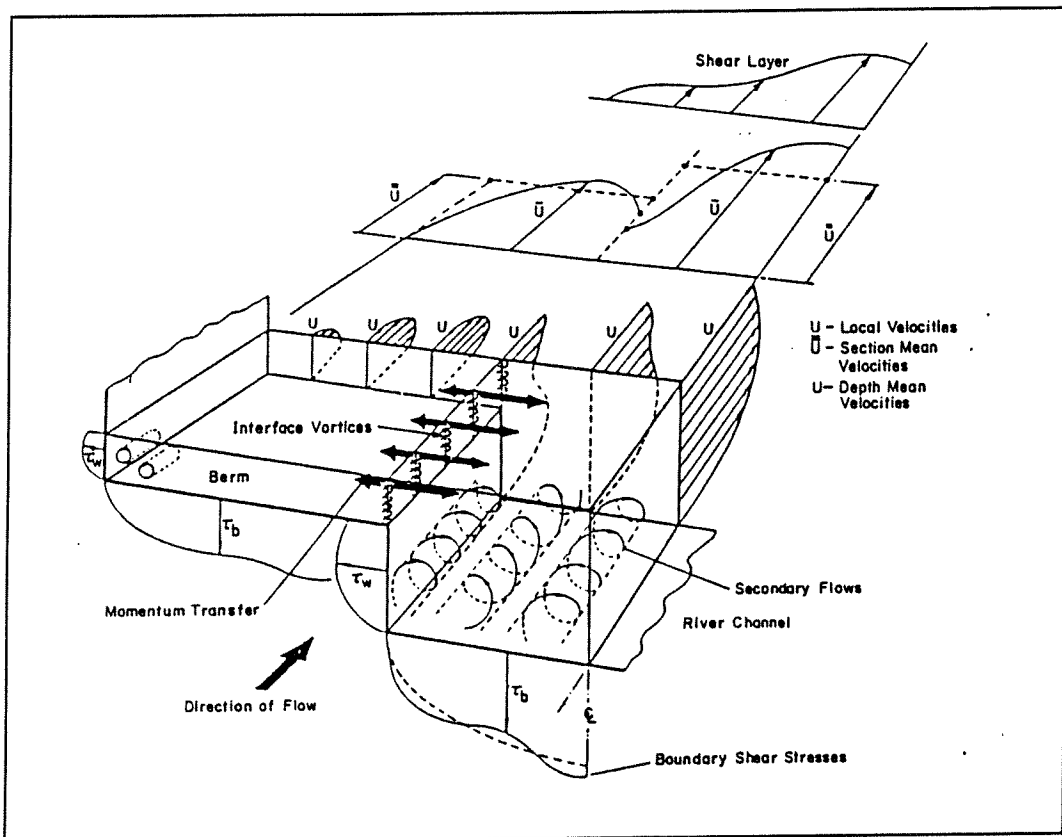
Bovendien moet worden opgemerkt dat alle berekeningen overschaduwd worden door het feit dat er geen rekening is gehouden met de interactie tussen de verschillende vakken. In het volgende hoofdstuk wordt aan die materie enige aandacht besteed.



Figuur 4.6 Berekeningen m.b.v de transportformule van EH.
(bodemligging)

Hoofdstuk 5 De invloed van interactie.

In rivieren met een samengesteld dwarsprofiel (een laagwaterbed met aan één of weerszijden uiterwaarden) doet zich bij relatief hoge afvoeren, wanneer de uiterwaarden geïnundeerd worden en deel gaan nemen aan de afvoer, een verschijnsel voor dat interactie genoemd wordt. De verschillen in ruwheid en diepte leiden in dit geval tot een stroming waarbij het water in de uiterwaarden beduidend langzamer stroomt dan het water in de hoofdgeul. Het langzamer stromende water zal het sneller stromende water vertragen en omgekeerd zal het water in de hoofdgeul het water in de uiterwaarden versnellen. Er ontstaat een menglaag die zich over een zekere afstand in dwarsrichting uitstrekt tot in het laagwaterbed en de uiterwaarden. De onderstaande figuur geeft hiervan een overzicht.



Figuur 5.1 Het interactieverschijnsel in beeld.
[naar Suppataratarn, 1990]

De menglaag is het gebied waar een overdracht van impuls plaatsvindt tussen de secties met verschillende stroomsnelheden. Het is deze impuls-overdracht die de stroming complex maakt en invloed heeft op de turbulentie in het overgangsgebied tussen laagwaterbed en uiterwaarden. Belangrijk is dat dit interactie-mechanisme conventionele methoden van afvoerberekening onnauwkeurig maakt.

Er is veel onderzoek verricht naar de stroming in samengestelde rivierprofielen, zowel experimenteel als analytisch. Deze studies richtten zich in meer of mindere mate allen op de berekening, meting en vergelijking van afvoeren, snelheidsverdelingen en schuifspanningsverdelingen. Door literatuuronderzoek is getracht meer inzicht te verkrijgen in het algemene geval van interactie tussen twee secties met verschillende stroomsnelheden en dit, zo mogelijk, toe te passen op het in dit afstudeerverslag beschouwde profiel met kribben. De aanwezigheid van kribben in het laagwaterbed betekent een extra complicatie. Er is nu geen sprake van interactie tussen een laagwaterbed en uiterwaarden maar van interactie tussen kribvakken en uiterwaarden enerzijds en kribvakken en de rest van het laagwaterbed anderzijds.

5.1 Een chronologisch overzicht.

Het interactie-mechanisme in een samengesteld dwarsprofiel werd als één der eersten onderzocht door Zheleznyakov in 1965. Hij toonde het verschijnsel ook aan en gaf het de naam "kinematisch effect". Hij liet zien dat de interactie tussen de stroming in een diep laagwaterbed en ondiepe uiterwaarden plaatsvond d.m.v wervels die zich ontwikkelen langs het grensvlak van de beide riviersecties. De wervels transporteren netto impuls van de diepe naar de ondiepe riviergedeelten. Dat resulteert uiteraard in lagere snelheden en afvoeren in het laagwaterbed en hogere in de uiterwaarden.

Zheleznyakov toonde voor zowel laboratorium- als veld-kondities aan dat het "kinematisch effect" speciaal optrad bij waterstanden net boven het zg. bankful-niveau. Bij hogere waterstanden (lees afvoeren) nam het verschijnsel geleidelijk in belangrijkheid af. De bevindingen van Zheleznyakov werden bevestigd door Sellin en Townsend in hun laboratoriumonderzoeken. Sellin presenteerde fotografisch bewijs van de aanwezigheid van de reeds genoemde wervels en vergeleek tevens afvoeren en snelheden voor twee verschillende omstandigheden nl. die waarbij geen en die waarbij wel sprake was van interactie. Townsend bevestigde Sellin's conclusies voor een rivier met slechts aan een zijde uiterwaarden en deed ook onderzoek naar turbulentie.

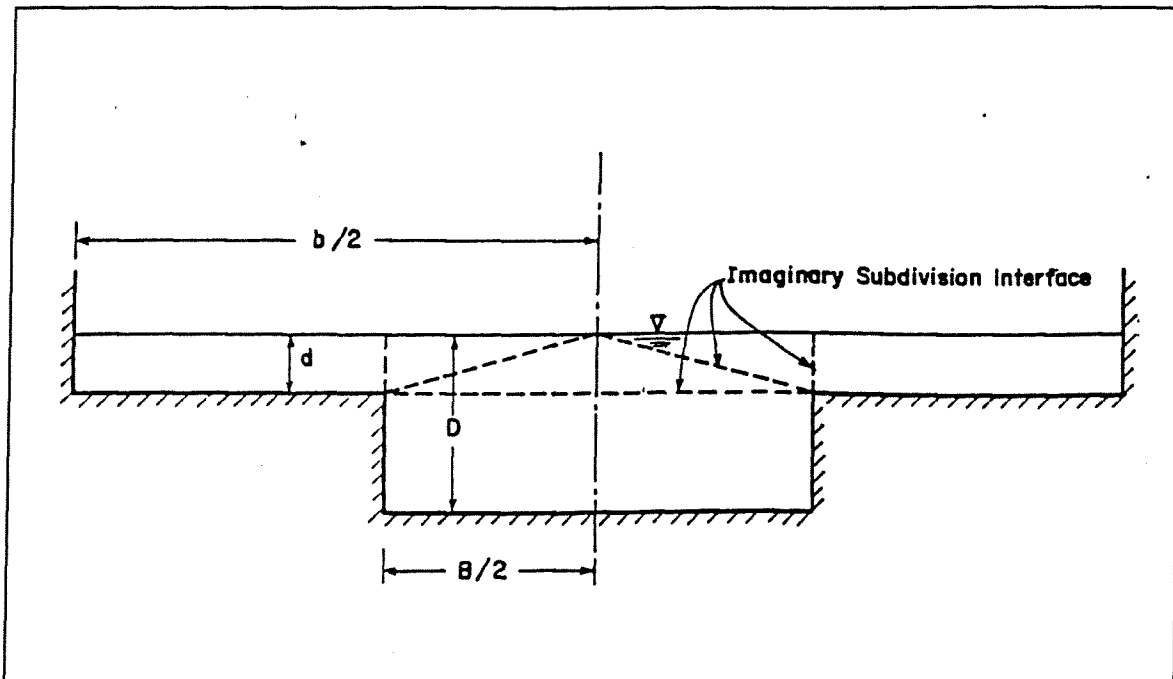
Berekening van afvoeren.

De meest wijdverbreide conventionele methoden van afvoerberekening voor een samengesteld dwarsprofiel zijn gebaseerd op het volgende principe. Men verdeelt het dwarsprofiel in hydraulisch homogene sub-secties. Vervolgens berekent men voor elke sub-sectie afzonderlijk m.b.v. een bekende afvoerformule zoals Chézy, Manning of White-Colebrook de afvoer. Door de afvoeren in de verschillende sub-secties te sommeren verkrijgt men aldus de gezochte totaalafvoer. Het ligt voor de hand om het dwarsprofiel te splitsen in een laagwaterbed-sectie en een of twee uiterwaard-secties. De conventionele methoden verschillen onderling alleen voor wat betreft de plaats en de aard van de scheiding die aangebracht wordt tussen de verschillende secties.

Uit rekentechnisch oogpunt komen eigenlijk slechts drie scheidingsvlakken in aanmerking:

- Een verticaal scheidingsvlak.
- Een horizontaal scheidingsvlak.
- Een diagonaal scheidingsvlak.

Onderstaande figuur toont de drie mogelijkheden.



Figuur 5.2 De verdeling van het dwarsprofiel in sub-secties.
[naar Suppataratarn, 1990]

Men kan voorts nog twee alternatieven onderscheiden. De gecreëerde scheidingsvlakken kunnen al dan niet deel uitmaken van de natte omtrek of perimeter. Zo kan men in het algemeen spreken van zes methoden.

De V-, H- en D-methode (zo genoemd naar de aard van het scheidingsvlak) en de toevoeging van de index _i of _e (including of excluding om aan te geven of het scheidingsvlak al dan niet deel uitmaakt van de perimeter).

Hier wordt een overzicht gegeven van de door de jaren heen zoal gebruikte methoden. Een methode waarin een verticaal scheidingsvlak werd gebruikt was die, voorgesteld door Chow in 1959. Het scheidingsvlak werd niet inbegrepen in de natte omtrek. (V_e-methode).

Posey stelde in 1967 voor de scheidingsvlakken wel onderdeel te laten uitmaken van de natte omtrek (V_1 -methode) bij geringe diepten in de uiterwaarden. Wright en Carstens kwamen in 1970 met een andere benadering. Het verticale grensvlak moest deel uitmaken van de natte omtrek bij de berekening van de afvoer in het laagwaterbed. Voor de berekening van de afvoer in de uiterwaarden echter werd het scheidingsvlak buiten beschouwing gelaten doch werd de gemiddelde schuifspanning in het laagwaterbed als aandrijvende kracht in de uiterwaarden ingevoerd.

Myers en Elsayy toonden in 1975 aan dat de afschatting van de afvoeren middels de conventionele methoden vooral bij geringe diepten in de uiterwaarden leidde tot een grote overschatting van de afvoercapaciteit.

Het gebruik van een horizontaal grensvlak, waarbij het geen deel uitmaakte van de natte omtrek (H_2 -methode) was een vondst van Delleur et al. in 1967 en wel voor grotere diepten in de uiterwaarden. Deze methode werd bevestigd door Wormleaton et al. in 1980. Myers in 1977 was de eerste die de term "apparent shear force" introduceerde. Daarmee bedoelde hij de interactie-schuifkracht die werkzaam is langs het grensvlak tussen laagwaterbed en uiterwaarden. In 1982 lieten Wormleaton et al. zien dat de horizontale methode ook bij geringere diepten betere resultaten opleverde dan de verticale methode. Een zg. D_2 -methode werd reeds in 1967 door Posey getest. Het grensvlak stond onder een hoek van 45 graden. Deze methode gaf even goede resultaten te zien als bijvoorbeeld de V_1 -methode bij geringe diepten. Bij grotere diepten waren er echter grotere afwijkingen t.o.v. gemeten waarden. Wormleaton et al. in 1982 concludeerden dat de D-methode met scheidingsvlakken gericht naar het centrum van het laagwaterbed betere resultaten gaf dan de V-methode.

In 1983 beschouwden Noutsoupoulos en Hadjipanos voor een hele reeks diepten verscheidene methoden. Naar hun mening was de D_1 -methode met scheidingsvlakken gericht naar het centrum van het laagwaterbed toe de meest nauwkeurige.

In 1973 hadden Yen en Overton al een iets andere benadering gekozen. Zij zochten en vonden bij benadering rechte lijnen waarlangs de schuifspanning nul was en kozen deze als scheidingsvlakken. Daarmee hoefden deze scheidingsvlakken geen deel meer uit te maken van de natte omtrek daar zij immers geen bijdrage leverden aan de weerstand. De rechten lopen bij benadering vanaf het punt waar het laagwaterbed en de uiterwaarden elkaar kruisen tot een punt in het midden van het laagwaterbed onder een helling die afhankelijk is van de waterdiepte. Dit concept werd ook aanbevolen door Wormleaton et al. in 1980 zij het dat nu een kromme werd gevonden waarlangs de schuifspanning nul was. Deze werd verkregen uit snelheidsmetingen.

Posey deed in 1967 de gewaagde veronderstelling dat de samengestelde dwarsdoorsnede als één homogeen geheel kan worden beschouwd voor relatieve diepten groter dan 0,4. (d.w.z. de diepteverhouding van uiterwaarden en laagwaterbed).

Myers in 1984 vond het verantwoord voor afvoerberekeningen conventionele methoden te gebruiken mits men accurate wrijvingsfactoren gebruikte. Hij liet zien dat de wrijvingsfactoren een functie zijn van de Reynoldsgetallen van de uiterwaarden en het laagwaterbed. Deze zijn weer een functie van de geometrie van het profiel en de relatieve diepte maar onafhankelijk van de bodemhelling. Bovengenoemde onderzoeken en methoden richtten zich vooral op de nauwkeurigheid van het voorspellen van de totale afvoercapaciteit. Een berekeningsmethode kan op zich een heel bevredigende uitkomst opleveren voor de totale afvoercapaciteit. Een garantie voor een nauwkeurige voorspelling van de afzonderlijke laagwaterbed- en uiterwaard-afvoeren is dit echter niet. Wormleaton en Hadjipanos toonden dit in 1985 overduidelijk aan. Een grove overschatting van de laagwaterbed-afvoer en een onderschatting van de afvoer in de uiterwaarden leverde in verschillende gevallen een opmerkelijk nauwkeurige totaalafvoer op. Knight en Demetriou leidden in 1983 vergelijkingen af die de afvoer in het laagwaterbed als percentage van de totaalafvoer voorspellen. Myers voerde in 1987 een studie uit waarin o.m. een theoretische beschouwing die aantoont dat de verhouding tussen laagwaterbed-snelheden en afvoeren en die in de uiterwaarden onafhankelijk zijn van de bodemhelling en alleen afhankelijk zijn van de diepten en de geometrie van het dwarsprofiel. Wormleaton en Merrett lichtten in 1989 de conventionele methoden (V_o, V_i, H_t, H_b, D_o en D_i) nog maar weer eens een keer door en presenteerden een verbeterde methode voor het berekenen van afvoeren in samengestelde prismatische dwarsprofielen bij een stationair uniforme stroming. Tenslotte stelde Suppataratarn in 1990 een empirische formule op, onder gebruikmaking van gegevens afkomstig van een groot aantal onderzoekers. Deze formule gaf een correctie voor de met behulp van de verticale methode foutief berekende afvoeren.

Schuifspanning.

De schuifspanning is een zeer belangrijke parameter die een overheersende rol speelt in stromings- en sedimenttransport-mechanismen. Bij vrijwel alle studies die verricht zijn naar stroming in samengestelde dwarsprofielen werden ook schuifspanningsverdelingen gemeten. Deze metingen werden vaak uitgevoerd m.b.v. de Preston tube techniek. Het is in het kader van dit afstudeerverslag niet erg zinvol om dieper in te gaan op de achtergronden van deze techniek. De geïnteresseerde lezer wordt verwezen naar de overstelpende hoeveelheid literatuur over dit onderwerp. Vooral de schuifspanning die optreedt langs het scheidingsvlak van uiterwaarden en laagwaterbed, de zg "*apparent shear stress*", speelt een belangrijke rol bij de interactie. Gaat men uit van verticale grensvlakken dan moet met deze *apparent shear stress* terdege rekening worden gehouden. Gaat men uit van andere grensvlakken dan moeten zij zodanig worden gekozen dat de *apparent shear stress* er laag is en zij dus ofwel verwaarloosd kan worden ofwel ruwweg gelijkgesteld kan worden aan de gemiddelde schuifspanning langs de natte omtrek [Wormleaton et al. 1982].

Uit een studie van Myers en Elsayy in 1975 bleek na experimenten dat de aanwezigheid van een interactie-mechanisme de waarden en verdeling van schuifspanningen in sterke mate beïnvloedt. De resultaten gaven aan dat er in het laagwaterbed een afname tot 22% en in de uiterwaarden een toename tot zelfs 260% van de schuifspanningen mogelijk is.

Rajaratnam en Ahmadi in 1979 lieten zien dat vooral dicht bij de overgang tussen laagwaterbed en uiterwaarden de veranderingen in schuifspanning groot waren. Tamai en Kawahara in 1980 gebruikten visualisatietechnieken om de aanwezigheid van grote wervels te laten zien tussen beide sekties van het dwarsprofiel. Rajaratnam en Ahmadi nu in 1981 hielden zich bezig met het gebied dat beïnvloed wordt door interactie en toonden dat de breedte ervan in sterke mate afhangt van de relatieve diepte. Deze parameter is ook zeer bepalend voor de optredende *apparent shear stress* langs het scheidingsvlak van de beide sekties. Wormleaton et al in 1982 bestudeerden intensief de rol die de *apparent shear stress* speelt bij de toepassing van conventionele afvoerberekeningsmethoden. Zij trokken de volgende conclusies:

- i) De *apparent shear stress*, optredend langs een verticaal grensvlak is sterk gerelateerd aan het snelheidsverschil tussen twee aangrenzende sekties, de relatieve diepte en de relatieve breedte.
- ii) Bij geringe diepten in de uiterwaarden is de *apparent shear stress* langs het verticale grensvlak veel groter dan de gemiddelde bodemschuifspanning in het laagwaterbed en zij neemt nog toe bij hydraulisch ruwere uiterwaarden.
- iii) De verhouding tussen de *apparent shear stress* en de gemiddelde bodemschuifspanning is een dominante faktor bij het vaststellen of een bepaalde methode de afvoercapaciteit overdan welonderschatten zal. Dat is een criterium bij de keuze tussen een ; of . methode.

Knight en Hamed in 1983 lieten zien dat dat de *apparent shear stress* langs een verticaal grensvlak zeer groot kan worden bij kleine relatieve diepten en brede uiterwaarden. Wormleaton en Merrett tenslotte presenteerden in 1989 resultaten uit experimenten in de SERC flood channel facility in Wallingford (Eng). Het betrof hier afvoer- en schuifspanningsverdelingen voor profielen met een variabele breedte en ruwheid van de uiterwaarden. Zij lichtten de conventionele methoden door en stelden een verbeterde versie voor.

5.2 Een theoretische beschouwing over interactie.

Na dit chronologische overzicht, dat geenszins volledig is en slechts een greep is uit de grote hoeveelheid literatuur die over dit onderwerp beschikbaar is, is het zinvol dieper in te gaan op het probleem van interactie.

Wordt een geïsoleerde sectie van een rivierprofiel beschouwd en laat men daarbij eventuele interactieverschijnselen met de omgeving buiten beschouwing dan luidt de bewegingsvergelijking in algemene zin als volgt:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \cdot \frac{\partial u}{\partial x} + g \cdot \frac{\partial a}{\partial x} + g \cdot \frac{\partial z}{\partial x} = -g \cdot \frac{u \cdot |u|}{c^2 \cdot a} \dots \dots \dots (5.1)$$

Stilzwijgend wordt hier aangenomen dat de dichtheid ρ_w van het water constant is. Ook de breedte van de betreffende sectie wordt als constant beschouwd.

De weerstandsterm in de bewegingsvergelijking luidt:

$$g \cdot \frac{u \cdot |u|}{c^2 \cdot a} \dots \dots \dots (5.2)$$

Voor brede rivieren geldt dat de hydraulische straal R bij benadering gelijk is aan de waterdiepte a . De weerstandsterm is ook te schrijven als:

$$\frac{\tau_b}{\rho_w \cdot a} \dots \dots \dots (5.3)$$

en is daarmee een uitdrukking in de optredende bodemschuifspanning τ_b . Zoals eerder vermeld speelt de schuifspanning een sleutelrol in de beschouwing.

Voor stationair uniforme stroming reduceert de bewegingsvergelijking tot:

$$g \cdot \frac{\partial z}{\partial x} = -g \cdot \frac{u \cdot |u|}{C^2 \cdot a} \dots \dots \dots (5.4)$$

ofwel

$$g \cdot i = g \cdot \frac{u^2}{C^2 \cdot a} \dots \dots \dots (5.5)$$

en volgt de vergelijking van Chézy:

$$u = C \cdot \sqrt{a \cdot i} \dots \dots \dots (5.6)$$

Om terug te komen op de bodemschuifspanning τ_b , deze is te schrijven als:

$$\tau_b = \rho_w \cdot \frac{g}{C^2} \cdot u^2 \dots \dots \dots (5.7)$$

De term u^2 kan worden opgevat als een term waarin u een snelheidsverschil voorstelt, nl. het snelheidsverschil tussen het stromende water en de (stilstaande) bodem.

De term g/C^2 is dimensieloos en kan worden opgevat als een weerstandscoefficiënt.

Wanneer nu het stromende water een vertragende invloed ondergaat ten gevolge van interactie met een aangrenzende sectie, waar een tragere stroming heerst, dan kan deze interactie opgevat worden als een schuifspanning werkend in het grensvlak tussen de beide secties. Men kan de interactie inbrengen in de bewegingsvergelijking door er een extra schuifspanningsterm of zo men wil een extra weerstandsterm in op te nemen. Er wordt nu een interactieschuifspanning gedefinieerd, die dezelfde gedaante heeft als de bodemschuifspanning τ_b .

Er geldt:

$$\tau_i = \rho_w \cdot \eta_i \cdot \Delta_u^2 \quad \dots \dots \dots (5.8)$$

Δ_u is hierin het snelheidsverschil tussen twee aangrenzende secties.

η_i is een zg. interactiecoëfficiënt, uiteraard dimensieloos.

Er valt in dit stadium nog niets te zeggen omtrent de grootte van deze interactiecoëfficiënt. Later wordt hier nog de nodige aandacht aan besteed.

Kwantitatieve aspecten.

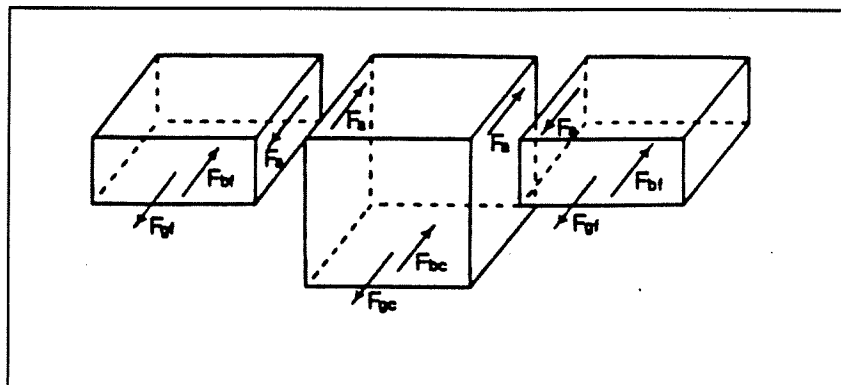
Alvorens de voorgaande analyse toe te passen op de situatie zoals die in dit afstudeerverslag aan de orde is, nl een dwarsprofiel met kribben, is het nodig dat eerst m.b.v. gegevens uit de literatuur uitspraken kunnen worden gedaan omtrent de grootte van de interactie(coëfficiënt).

In dit verband is het onderzoek van Wormleaton et al. uit 1982 interessant. In dit onderzoek werd een verhoudingsgrootte geïntroduceerd die de relatie weergeeft tussen de zg. *apparent shear stress* en de gemiddelde schuifspanning in het laagwaterbed van een samengesteld rivierprofiel. Deze grootte noemden de onderzoekers de "*apparent shear stress ratio*" λ_v .

Het gebruik van λ_v als index geeft aan dat de beschouwing gaat over verticale grensvlakken. Het gebruik van verticale grensvlakken, rekentechnisch een eenvoudige methode, is ook consequent in het afstudeerverslag toegepast.

Wormleaton et al. verrichtten experimenten voor een dwarsprofiel bestaande uit een laagwaterbed (0,29 m breed en 0,12 m diep) met aan weerszijden uiterwaarden (elk 0,46 m breed). Voorts werden er 4 soorten uiterwaarden met verschillende ruwheden getest.

Een eenvoudige evenwichtsbeschouwing van de totale doorsnede levert een krachtenspel op dat in figuur 5.3 is weergegeven :



Figuur 5.3 Krachten werkzaam op verschillende secties.

In de voorgaande figuur worden de aandrijvende krachten in elke sectie nl. de gewichtskomponenten van het stromende water in de stroomrichting aangegeven met F_{gc} respectievelijk F_{gf} voor het laagwaterbed en de uiterwaarden. (krachten p.e.v. lengte). Voor de weerstandskrachten p.e.v. lengte geldt dat zij zijn weergegeven door F_{bc} en F_{bf} . Dit zijn krachten door bodemschuifspanning. Er worden stationair uniforme stromingskondities verondersteld. De sekties afzonderlijk moeten ook in evenwicht verkeren en dat betekent dat er in de grensvlakken tussen de verschillende sekties een interactiekracht werkzaam is, in de figuur aangegeven met F_a . Deze kracht zou aangeduid kunnen worden met de term "apparent shear force" naar analogie van de reeds eerder gedefinieerde *apparent shear stress*. Voor het (sneller stromende water in het) laagwaterbed geldt uiteraard dat F_a een bijdrage levert aan de weerstrevende krachten. Voor de uiterwaarden maakt F_a deel uit van de aandrijvende krachten. Als nu het laagwaterbed als sectie uit het dwarsprofiel wordt gelicht dan kunnen de evenwichtsvergelijkingen worden opgesteld:

De aandrijvende kracht F_{gc} luidt:

$$F_{gc} = \rho_w \cdot g \cdot A_c \cdot i \dots \dots \dots (5.9)$$

Hierin is A_c het stroomvoerende oppervlak van het laagwaterbed.

Voor de weerstrevende kracht F_{bc} kan geschreven worden:

$$F_{bc} = \tau_c \cdot P_c \dots \dots \dots (5.10)$$

Hierin is τ_c de gemiddelde bodemschuifspanning langs de vaste begrenzingen. P_c is de natte omtrek of perimeter van het laagwaterbed (exclusief het grensvlak).

De bijdrage van de *apparent shear force* aan de weerstrevende krachten is:

$$F_a = \tau_a \cdot P_a \dots \dots \dots (5.11)$$

P_a is de perimeter van het grensvlak en τ_a is de *apparent shear stress*.

Voor evenwicht geldt nu eenvoudig:

$$F_{gc} = 2 \cdot F_a + F_{bc} \dots \dots \dots (5.12)$$

Hieruit is betrekkelijk eenvoudig af te leiden:

$$\tau_a = \frac{\rho_w \cdot g \cdot A_c \cdot i - \tau_c \cdot P_c}{2P_a} \dots \dots \dots (5.13)$$

De waarden voor A_c , P_a en P_c zijn in principe eenvoudig te bepalen. De waarde van τ_c moet worden bepaald door meting en integratie rond de perimeter van het laagwaterbed. Het is op die manier mogelijk waarden te krijgen voor τ_a .

Bovenstaande evenwichtsbeschouwing is in principe geldig voor verschillende grensvlakken maar hier wordt alleen het geval van verticale grensvlakken beschouwd. Men kan stilzwijgend aannamen doen omtrent de grootte van de *apparent shear stress*. Dat gebeurde in het algemeen bij de traditionele methoden. Ofwel men verwaarloosde het grensvlak volledig (*apparent shear stress* = 0) ofwel men liet het grensvlak deel uitmaken van de perimeter van het laagwaterbed (*apparent shear stress* ongeveer gelijk aan de gemiddelde schuifspanning in de sectie). Men kan nu de theoretisch gemiddelde schuifspanning τ_{cv} , werkend langs de totale natte omtrek van het laagwaterbed (dus inclusief de verticale grensvlakken) als volgt definiëren:

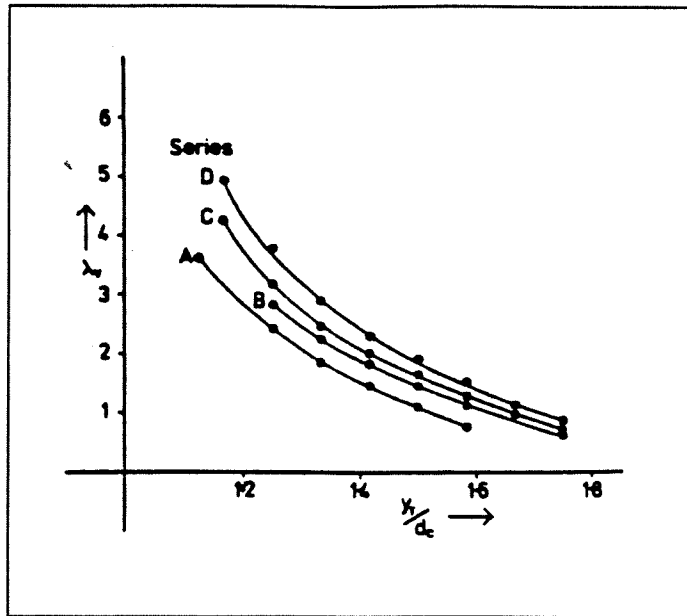
$$\tau_{cv} \cdot (P_c + P_{av}) = \rho_w \cdot g \cdot A_{cv} \cdot i \dots \dots \dots (5.14)$$

De index v geeft opnieuw aan dat het hier gaat om verticale grensvlakken. Er zij nog opgemerkt dat P_{av} hier de perimeter van de totale grensvlakken is met andere woorden $P_{av} = 2 \cdot P_a$

De schrijvers definieerden nu een zg. *apparent shear stress ratio* λ , die de verhouding aangeeft tussen de *apparent shear stress* en de zojuist gedefinieerde theoretisch gemiddelde schuifspanning.

$$\lambda_v = \frac{\tau_{av}}{\tau_{cv}} \dots \dots \dots (5.15)$$

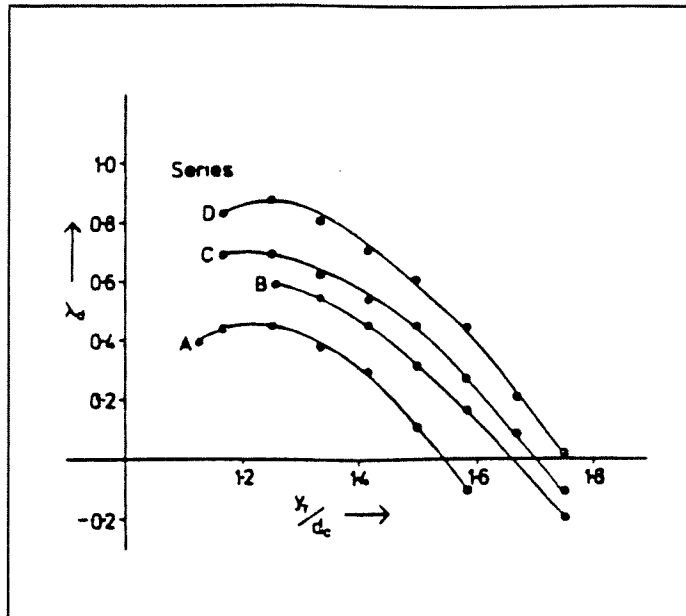
Voor de vier verschillende ruwheden van de uiterwaarden werden door middel van metingen e.d. waarden verkregen voor de *apparent shear stress* en de *apparent shear stress ratio*. λ_v werd uitgezet tegen de relatieve diepte y_i/d_c . y_i is de totale diepte en d_c de diepte in het laagwaterbed. De resultaten voor de vier verschillende ruwheden zijn weergegeven in figuur 5.4.



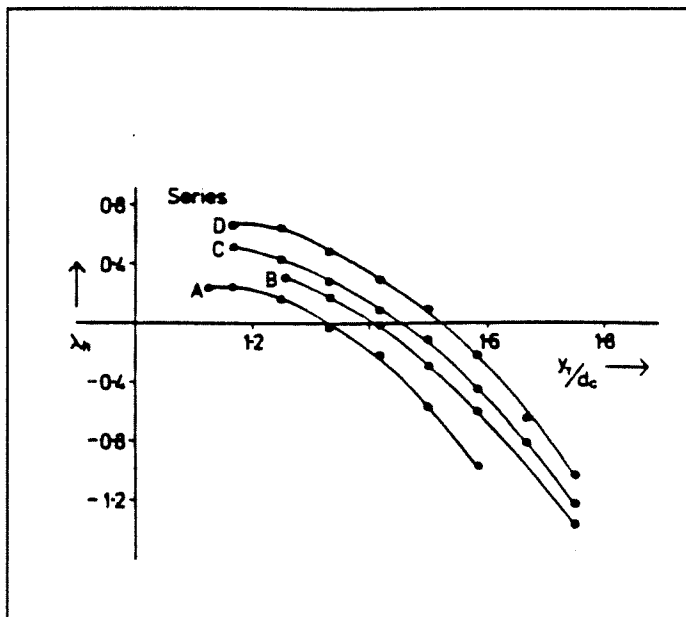
Figuur 5.4 Waarden voor de *assr* voor 4 verschillende ruwheden. [naar Wormleaton et al., 1982]

De figuur toont dat de *apparent shear stress ratio* in alle gevallen toeneemt bij afnemende relatieve diepte. Wat belangrijk is is dat, zeker bij de geringere diepten in de uiterwaarden, de *apparent shear stress ratio* veel groter is dan 1. De aanname dat de *apparent shear stress* nul zou zijn of zelfs van dezelfde orde van grootte als de gemiddelde schuifspanning in de sectie is dus beslist onjuist. Bij vooral geringe diepten in de uiterwaarden is de invloed van de interactie veel groter dan bij de traditionele berekeningsmethoden werd aangenomen.

De schrijvers produceerden soortgelijke grafieken voor andere grensvlakken (λ_d en λ_h uitgezet tegen de relatieve diepte) en dit gaf toch wel een ander beeld. In de figuren 5.5 en 5.6 zijn de ratio's voor diagonale en voor horizontale grensvlakken weergegeven opnieuw voor de vier ruwheden.



Figuur 5.5 Diagonaal grensvlak.



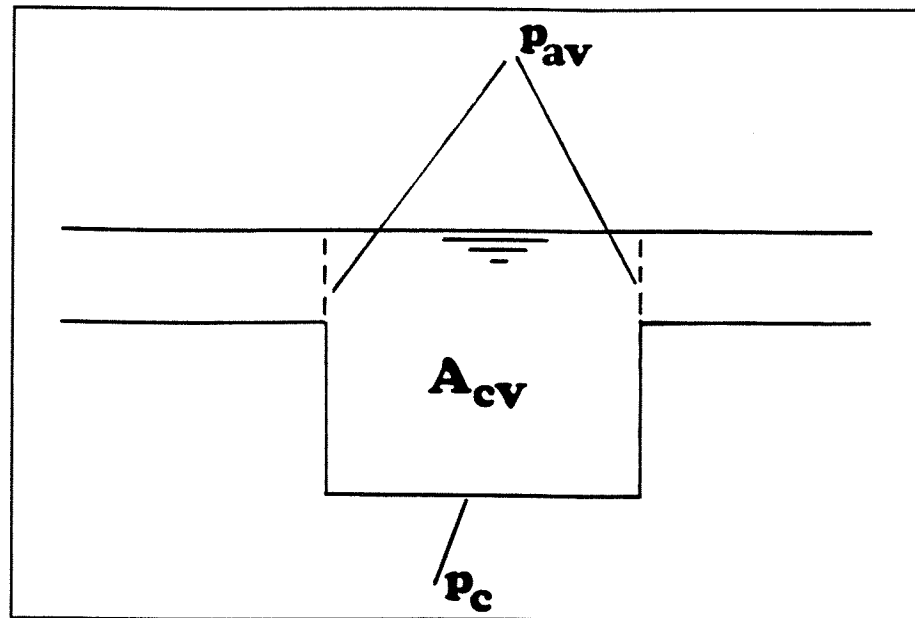
Figuur 5.6 Horizontaal grensvlak.

Voor de berekening met verticale grensvlakken kan het onderzoek van Wormleaton et al. een duidelijke wijziging zijn voor de grootte van de optredende interactieschuifspanning in relatie tot de gemiddelde schuifspanning. De bevindingen van Wormleaton et al. kunnen, met de nodige voorzichtigheid, worden vertaald naar een situatie zoals die in het afstudeerverslag behandeld wordt.

5.3 Een situatie met kribben: interactie (kwantitatief).

Eerder werd de interactieschuifspanning τ_i gedefinieerd in vergelijking (5.8). Er zal nu getracht worden om op grond van de bevindingen van Wormleaton et al. kwantitatief iets te zeggen omtrent τ_i . Uit de metingen bleek voor verticale grensvlakken te gelden dat de *apparent shear stress ratio* in de meest voorkomende gevallen globaal ligt tussen de waarden 1 en 5. Voor de bodemschuifspanning kan globaal gesteld worden dat zij van dezelfde orde van grootte is als de theoretisch gemiddelde schuifspanning τ_{cv} . Dit kan als volgt aannemelijk worden gemaakt:

In figuur 5.7 is een samengesteld rivierprofiel gegeven (zonder kribben) met daarin weergegeven de perimeters P_{av} en P_c .



Figuur 5.7 De laagwaterbed-sectie.

Er gelden de vergelijkingen:

$$\tau_{cv} \cdot (P_{av} + P_c) = \rho_w \cdot g \cdot A_{cv} \cdot i \quad \dots \dots \dots (5.16)$$

$$\tau_{av} \cdot P_{av} + \tau_c \cdot P_c = \rho_w \cdot g \cdot A_{cv} \cdot i \quad \dots \dots \dots (5.17)$$

Voor een brede rivier kan gesteld worden:

$$P_{av} \ll P_c$$

Dan kan dus geschreven worden:

$$\tau_{cv} \cdot P_c \approx \tau_{av} \cdot P_{av} + \tau_c \cdot P_c \quad \dots \dots \dots (5.18)$$

$$\tau_{cv} \approx \tau_{av} \cdot \frac{P_{av}}{P_c} + \tau_c \quad \dots \dots \dots (5.19)$$

Er volgt hieruit eenvoudig dat:

$$\tau_{cv} \approx \tau_c \quad \dots \dots \dots (5.20)$$

τ_c is in wezen de bodemschuifspanning τ_b en daarom volgt het eerder gestelde. Met het nodige voorbehoud kan nu gesteld worden dat de interactieschuifspanning τ_i en de bodemschuifspanning τ_b zich globaal verhouden als 1 à 5 : 1.

Uitgeschreven luidt dit:

$$\frac{\rho_w \cdot \eta_i \cdot \Delta u^2}{\rho_w \cdot \frac{g}{C^2} \cdot u^2} \approx [1, 5] \quad \dots \dots \dots (5.21)$$

Voor de interactiecoëfficiënt η_i kan min of meer een bereik aangegeven worden mits men iets kan zeggen over het snelheidsverschil tussen twee aangrenzende secties en de snelheid in de snelst stromende sectie, zoals die zouden volgen uit een berekening zonder interactie.

Het is uiteraard gevaarlijk om de tot nog toe gevolgde gedachtengang zonder meer toe te passen op een situatie waarvoor geen gegevens beschikbaar zijn. Bij gebrek aan beter is hiertoe toch een poging ondernomen. Gesteld wordt dat ook in een situatie mét kribben voor de interactiecoëfficiënt η_i hetzelfde bereik kan gelden. De mogelijkheid bestaat nu om voor een gegeven waarde voor de Chézycoëfficiënt een bereik te geven voor de interactiecoëfficiënt afhankelijk van de snelheden in de aangrenzende secties en daarmee ook kwantitatieve uitspraken te doen over de interactieschuifspanning τ_i en de uiteindelijk optredende snelheden in de diverse secties. Bij een samengesteld rivierprofiel met kribben zal er interactie zijn, afhankelijk van de totaalafvoer tussen

1. Het laagwaterbed en de kribvakken.
2. De kribvakken en de uiterwaarden.

Met behulp van de tot nog toe in hoofdstuk 5 behandelde theorie en een extrapolatie van de door Wormleaton et al. aangereikte gegevens kan een iteratieve berekening worden opgezet die voor de verschillende situaties in het dwarsprofiel de snelheden en afvoeren bepaalt die op zullen treden onder o.m. de invloed van interactie. Uit deze berekening zullen conclusies worden getrokken m.b.t. de invloed die de interactie heeft op de in eerdere hoofdstukken uitgevoerde berekeningen en resultaten. Het lijkt evident dat onder invloed van de interactie de snelheden in het laagwaterbed lager zullen uitvallen en dat heeft uiteraard gevolgen voor de zandtransporten en eventueel ook voor de kribhoogte.

Iteratieve berekening van snelheden en afvoeren o.i.v. interactie.

Zoals in eerdere hoofdstukken is aangegeven kunnen zich in het onderhavige rivierprofiel 3 situaties voordoen:

1. Een lage afvoer. De kribben worden niet overstroomd.
2. Een lage afvoer. De kribben worden wel overstroomd.
3. Een hoge afvoer. De kribben en uiterwaarden worden overstroomd

ad 1 Kribben niet overstroomd

Voor dit geval is er in de kribvakken geen netto afvoer en kan de totaalafvoer zich door een interactie-mechanisme ook niet herverdelen over het laagwaterbed en de kribvakken. De totaalafvoer moet in z'n geheel afgevoerd worden door het laagwaterbed en daarbij past onder stationair uniforme condities slechts één diepte en één snelheid. De hoofdgeul zal wel wat energie verliezen in het aandrijven van de neer in de kribvakken. Maar voor dit geval kan toch gesteld worden dat snelheden berekend met de conventionele methoden de juiste is. De interactie wordt verwaarloosd.

ad 2 Kribben overstroomd interactie kribvakken-laagwaterbed

Er is voor dit geval afvoer in het laagwaterbed en de kribvakken. Door interactie is het nu mogelijk dat de afvoeren in beide secties zich herverdelen.

De iteratieve berekening wordt uitgevoerd voor een constante afvoer $Q_{\text{tot}} = 4000 \text{ m}^3/\text{s}$. Een eenvoudige analyse leert dat voor een constante afvoer de waterspiegel vastligt. (Er treden geen stuwkrommen op en de benedenstroomse randvoorwaarde bepaalt dat de waterspiegel overal samenvalt met het referentieniveau).

Voor een situatie zonder kribben is de bodemligging eenvoudig te bepalen. Bij een breedte van het laagwaterbed $B_w = 360 \text{ m}$, een Chézywaarde $C_{1w} = 45 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$ en $Q_{\text{tot}} = 4000 \text{ m}^3/\text{s}$ wordt een diepte $a = 8,48 \text{ m}$ verkregen. (bodemligging op $-8,48 \text{ m}$ t.o.v. referentie).

Voor evenwicht moet gelden dat de totale jaarlijkse zandvracht door elke raai constant is (zie vgl. 2.7).

Er kan afgeleid worden dat geldt voor constante i en C_{lw} bij de toepassing van een machtswet voor het zandtransport:

$$B_{lw} \cdot (a)^{\frac{n}{2}} = constant \dots \dots \dots (5.22)$$

Zo is bij bekende zandvracht ook in het geval van kribben eenvoudig de diepte a te bepalen. (mits natuurlijk i en C_{lw} constant blijven).

De diepte a volgt uit:

$$(B_{lw} - 2 \cdot B_k) \cdot (a)^{\frac{n}{2}} = constant \dots \dots \dots (5.23)$$

als B_k de kriblengte voorstelt.

Zo volgt er eenvoudig bij een kriblengte $B_k = 70$ m een diepte $a = 10,32$ m.

Om echter de kribhoogte z_k te bepalen, die bij dit evenwicht past, zijn berekeningen nodig zoals in hoofdstuk 3 zijn uiteengezet. Er werd in dit geval een kribhoogte van $z_k = -6,35$ m t.o.v. de referentie gevonden.

De resultaten voor dit geval luiden samengevat:

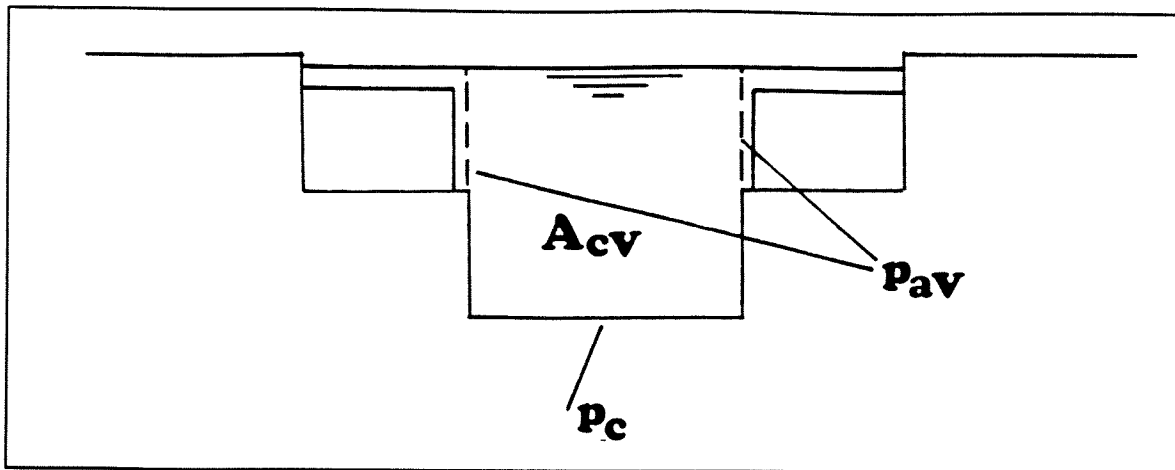
afvoer laagwaterbed	Q_{1o}	=	3283 m ³ /s
snelheid laagwaterbed	u	=	1.45 m/s
afvoer kribvak	Q_{2o}	=	358 m ³ /s
snelheid kribvak	u_k	=	0,60 m/s

Dit zijn de berekeningsresultaten waarin geen interactie werd verondersteld. De interactie tussen het laagwaterbed en de kribvakken kan nu geïntroduceerd worden en hiertoe moet gebruik worden gemaakt van de volgende parameters:

- Het snelheidsverschil tussen beide secties $\Delta u = u - u_k$.
- De snelheid in het laagwaterbed u .

Deze beide parameters bepalen samen globaal het bereik waarin de interactiecoëfficiënt η_i zich moet bevinden. (zie vgl 5.21)

In figuur 5.8 zijn de voor de berekening relevante gegevens nog eens weergegeven in een situatieschets.



Figuur 5.8 Situatie voor interactie.

De iteratieprocedure voor een handberekening met interactie verloopt als volgt:

- 1: Bereken Δ_0 , u en u_k uit een "conventionele" berekening.
- 2: Schat de interactiecoëfficiënt η_i en bereken de interactieschuifspanning τ_i .
- 3: Bereken hieruit de nieuwe afvoerverdeling alsmede de snelheden in de kribvakken en het laagwaterbed.
- 4: Herhaal de stappen 2 en 3 totdat er geen verandering meer optreedt in de gevonden waarden.

De "nieuwe" afvoer in het laagwaterbed zoals die in stap 3 van de iteratieprocedure wordt berekend maakt gebruik van de vergelijking:

$$Q_{10} = B_1 \cdot a \cdot C_1 \sqrt{a \cdot \left(i - \frac{\tau_i}{\rho_w \cdot g \cdot R_i} \right)} \dots \dots \dots (5.24)$$

De hydraulische straal R_i hierin is:

$$R_i = \frac{A_{cv}}{P_{av}} = \frac{B_1 \cdot a}{2 \cdot (z_w - z_{bk})} = \frac{B_1 \cdot (z_w - z_l)}{2 \cdot (z_w - z_{bk})} \dots \dots \dots (5.25)$$

Uiteraard volgt de interactie-schuifspanning τ_i weer uit vgl. 5.8.

Er wordt hier een voorbeeld van een dergelijke berekening gegeven. Uitgangspunt is de situatie die gevonden werd na een berekening zonder interactie (stap 1):

Voor een afvoer $Q_{tot} = 4000 \text{ m}^3/\text{s}$ werd gevonden:

- $Q_{1o} = 3283 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{2o} = 358 \text{ m}^3/\text{s}$
- $u = 1,45 \text{ m/s}$
- $u_k = 0,60 \text{ m/s}$

Hieruit volgt $\Delta_u = 0,85 \text{ m/s}$

berekening 1

(stap2)

Schatting van de interactiecoëfficiënt η_i .

Er volgt m.b.v. vgl 5.21:

$$0,014 \leq \eta_i \leq 0,07 \quad \text{schatting: } \eta_i = 0,04$$

Berekening van de interactieschuifspanning τ_i .

Er volgt m.b.v. vgl 5.8:

$$\tau_i = 28,63 \text{ N/m}^2$$

(stap3)

Berekening nieuwe afvoerverdeling Q_{1o} en Q_{2o} .

Er volgt m.b.v. vgl 5.24 en 5.25 :

- $Q_{1o} = 2903 \text{ m}^3/\text{s} \quad u = 1,28 \text{ m/s}$
- $Q_{2o} = 548 \text{ m}^3/\text{s} \quad u_k = 0,92 \text{ m/s}$

Hieruit volgt $\Delta_u = 0,36 \text{ m/s}$

berekening 2

(stap2)

Schatting van de interactiecoëfficiënt η_i .

Er volgt m.b.v. vgl 5.21:

$$0,063 \leq \eta_i \leq 0,315 \quad \text{schatting: } \eta_i = 0,19$$

Berekening van de interactieschuifspanning τ_i .

Er volgt m.b.v. vgl 5.8:

$$\tau_i = 23,89 \text{ N/m}^2$$

(stap3)

Berekening nieuwe afvoerverdeling Q_{1o} en Q_{2o} .

Er volgt m.b.v. vgl 5.24 en 5.25 :

$$\begin{array}{ll} Q_{1o} & = 2969 \text{ m}^3/\text{s} & u & = 1,31 \text{ m/s} \\ Q_{2o} & = 515 \text{ m}^3/\text{s} & u_k & = 0,87 \text{ m/s} \end{array}$$

Hieruit volgt $\Delta_u = 0,44 \text{ m/s}$

berekening 3

(stap2)

Schatting van de interactiecoëfficiënt η_i .

Er volgt m.b.v. vgl 5.21:

$$0,043 \leq \eta_i \leq 0,214 \quad \text{schatting: } \eta_i = 0,13$$

Berekening van de interactieschuifspanning τ_i .

Er volgt m.b.v. vgl 5.8:

$$\tau_i = 24,75 \text{ N/m}^2$$

(stap3)

Berekening nieuwe afvoerverdeling Q_{1o} en Q_{2o} .

Er volgt m.b.v. vgl 5.24 en 5.25 :

$$\begin{array}{ll} Q_{1o} & = 2958 \text{ m}^3/\text{s} & u & = 1,30 \text{ m/s} \\ Q_{2o} & = 521 \text{ m}^3/\text{s} & u_k & = 0,88 \text{ m/s} \end{array}$$

Hieruit volgt $\Delta_u = 0,42 \text{ m/s}$



VERGROEP
WATERBOUWKUNDE
Afd. Civiele Techniek
TH Delft

berekening 4

(stap2)

Schatting van de interactiecoëfficiënt η_i .

Er volgt m.b.v. vgl 5.21:

$$0,046 \leq \eta_i \leq 0,228 \quad \text{schatting: } \eta_i = 0,14$$

Berekening van de interactieschuifspanning τ_i .

Er volgt m.b.v. vgl 5.8:

$$\tau_i = 24,69 \text{ N/m}^2$$

(stap3)

Berekening nieuwe afvoerverdeling Q_{1o} en Q_{2o} .

Er volgt m.b.v. vgl 5.24 en 5.25 :

$$\begin{array}{ll} Q_{1o} & = 2959 \text{ m}^3/\text{s} & u & = 1,30 \text{ m/s} \\ dQ_{2o} & = 521 \text{ m}^3/\text{s} & u_k & = 0,88 \text{ m/s} \end{array}$$

Einde berekening

Er is te zien dat reeds na 4 iteraties de waarden niet meer veranderen !

Er mag dus wel gesproken worden van een snel convergerend proces.

NB. De snelheden u en u_k werden overigens eenvoudig berekend met behulp van de continuïteitsvergelijking.

$$u = \frac{Q_{1o}}{B_1 \cdot (z_w - z_1)} \dots \dots \dots (5.26)$$

$$u_k = \frac{Q_{2o}}{B_k \cdot (z_w - z_{bk})} \dots \dots \dots (5.27)$$

De resultaten van deze iteratieve berekening laten zien dat de interactie een grote rol speelt in de stroming in samengestelde dwarsprofielen.

In dit voorbeeld werd uit een conventionele berekening een snelheid in het laagwaterbed berekend van $u = 1,45 \text{ m/s}$. De iteratieve berekening mét interactie leverde een snelheid op van $u = 1,30 \text{ m/s}$. Een afwijking van maar liefst ca 11 %. Voor de snelheid in de kribvakken werden waarden gevonden van respectievelijk $u_k = 0,60 \text{ m/s}$ en $u_k = 0,88 \text{ m/s}$. Hier een afwijking van ca 46 %!

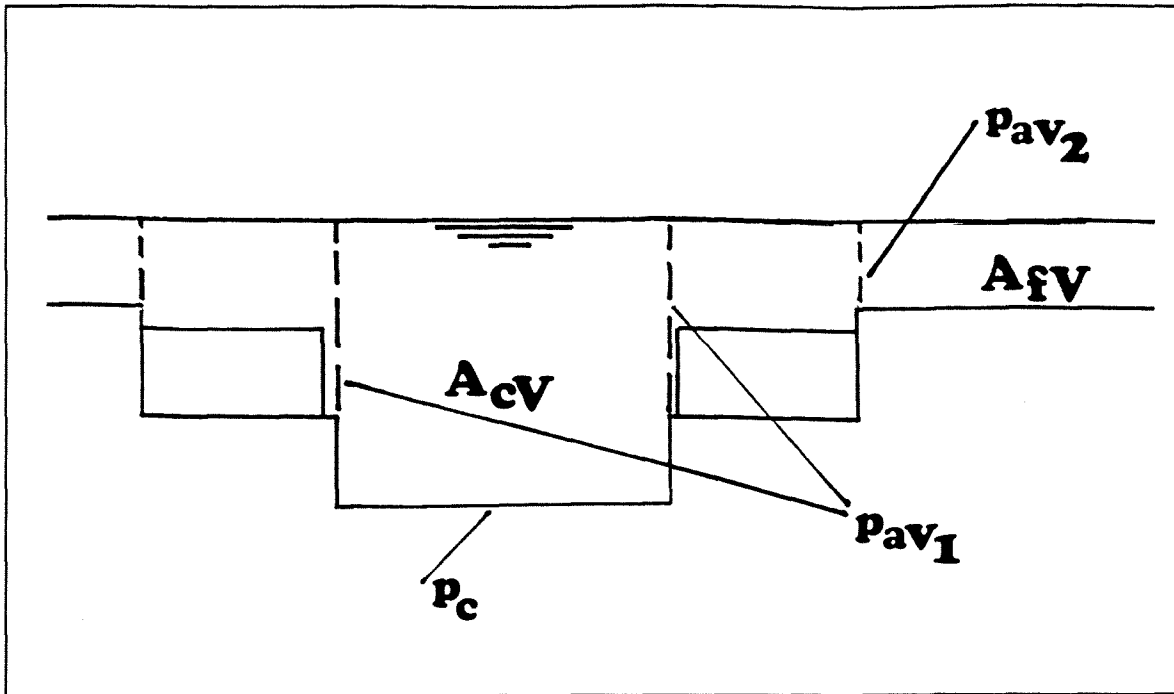
Deze grote discrepanties hebben ongetwijfeld grote gevolgen voor de berekende zandtransporten, gezien de sterke niet-lineaire relatie tussen transporten en snelheden. Bij gebruik van de transportformule van Engelund-Hansen bijvoorbeeld geldt $S \sim u^5$ en een fout van 11% in de snelheid leidt tot een fout van 46% in het transport.

ad3 Kribben overstroomd en uiterwaarden geïnundeerd
interactie kribvakken en laagwaterbed
interactie kribvakken en uiterwaarden

Er is ook een berekening uitgevoerd voor een hypothetisch geval, waarbij de uiterwaarden geïnundeerd zijn. In dit geval moet er rekening gehouden worden met het feit dat er interactie plaatsvindt tussen de kribvakken en het laagwaterbed maar ook tussen de kribvakken en de uiterwaarden. Er worden nu twee snelheidsverschillen gebruikt, t.w. Δ_{u1} en Δ_{u2} . Δ_{u1} is het snelheidsverschil tussen het laagwaterbed en de kribvakken. Δ_{u2} is het snelheidsverschil tussen de uiterwaarden en de kribvakken. Wederom bepalen deze parameters en de snelheid in de snelst stromende sectie het globale bereik van de interactiecoëfficiënten. Deze worden nu η_{11} en η_{12} genoemd. In figuur 5.9 zijn de voor de berekening benodigde parameters weergegeven.

De iteratieprocedure voor een handberekening luidt nu:

- 1: Bereken u , u_k , u_f , Δ_{u1} en Δ_{u2} uit een conventionele berekening.
- 2: Schat de interactiecoëfficiënten η_{11} en η_{12} en bereken de interactieschuifspanningen τ_{11} en τ_{12} .
- 3: Bereken hieruit de nieuwe afvoerverdeling en de snelheden.
- 4: Herhaal de stappen 2 en 3 totdat de gevonden waarden niet meer veranderen.



Figuur 5.9 Situatie voor interactie.

Voor het berekenen van de afvoeren in stap 3 kan nu gebruik worden gemaakt van de volgende vergelijkingen:

$$Q_{1o} = B_1 \cdot (z_w - z_l) \cdot C_1 \cdot \sqrt{(z_w - z_l) \cdot \left(i - \frac{\tau_{i1}}{\rho_w \cdot g \cdot \frac{1}{2} \cdot B_1 \cdot \left(\frac{z_w - z_l}{z_w - z_{bk}} \right)} \right)} \dots (5.28)$$

$$Q_{3o} = B_f \cdot (z_w - z_f) \cdot C_f \cdot \sqrt{(z_w - z_f) \cdot \left(i - \frac{\tau_{i2}}{\rho_w \cdot g \cdot B_f} \right)} \dots (5.29)$$

De hydraulische straal R_i is nl. gelijk aan B_f

Er geldt nl:

$$R_i = \frac{A_{fv}}{P_{av2}} = \frac{B_f \cdot (z_w - z_f)}{z_w - z_f} = B_f \dots (5.30)$$

Er wordt nu een berekening uitgevoerd voor een hypothetisch geval d.w.z. er wordt geen rekening gehouden met de benedenstroomse randvoorwaarde maar er wordt simpelweg voor een constante afvoer en bodemligging een situatie beschouwd waarin er afvoer is door drie vakken.

Er volgt nu een voorbeeld van een dergelijke berekening:

Er wordt een totaalafvoer	Q_{tot}	=5000 m ³ /s aangenomen.
De bodemligging bedraagt	z_1	=-10 m t.o.v. ref.hoogte.
De kribvakbodem	z_{bk}	=-10 m t.o.v. ref.hoogte.
De kribhoogte	z_k	=-5 m t.o.v. ref.hoogte.

Een conventionele berekening levert de volgende resultaten op:

z_w	=	1,42 m t.o.v. ref.hoogte.
Q_{1o}	=	3820 m ³ /s.
Q_{2o}	=	293 m ³ /s.
Q_{3o}	=	296 m ³ /s.
u	=	1,52 m/s .
u_k	=	0,37 m/s .
u_f	=	0,42 m/s .

Hieruit volgt: $\Delta_{u1} = 1,15$ m/s en $\Delta_{u2} = 0,05$ m/s.

Berekening 1

(stap 2)

schatting van de interactiecoëfficiënten η_{11} en η_{12} .

$0,0085 \leq \eta_{11} \leq 0,0425$ schatting: $\eta_{11} = 0,0255$.

$0,565 \leq \eta_{12} \leq 2,825$ schatting: $\eta_{12} = 1,695$.

berekening van de interactieschuifspanningen τ_{11} en τ_{12} .

$\tau_{11} = 33,72$ N/m².

$\tau_{12} = 4,24$ N/m².

(stap 3)

nieuwe afvoerverdeling.

$Q_{1o} = 3107$ m ³ /s	u	=	1,24 m/s.
-----------------------------------	-----	---	-----------

$Q_{3o} = 295$ m ³ /s	u_f	=	0,42 m/s.
----------------------------------	-------	---	-----------

$Q_{2o} = 651$ m ³ /s	u_k	=	0,81 m/s.
----------------------------------	-------	---	-----------

Hieruit volgt $\Delta_{u1} = 0,43$ m/s en $\Delta_{u2} = -0,39$ m/s.

Omdat het snelheidsverschil Δ_{u2} negatief is verandert de interactieschuifspanning van teken, alhoewel dat niet blijkt uit vergelijking 5.8.

Berekening 2

(stap 2)

schatting van de interactiecoëfficiënten η_{i1} en η_{i2} .

$$0,04 \leq \eta_{i1} \leq 0,201 \quad \text{schatting: } \eta_{i1} = 0,1205.$$

$$0,0345 \leq \eta_{i2} \leq 0,1727 \quad \text{schatting: } \eta_{i2} = 0,1036.$$

berekening van de interactieschuifspanningen τ_{i1} en τ_{i2} .

$$\tau_{i1} = 22,28 \text{ N/m}^2.$$

$$\tau_{i2} = -15,75 \text{ N/m}^2.$$

(stap 3)

nieuwe afvoerverdeling.

$$Q_{1o} = 3403 \text{ m}^3/\text{s}. \quad u = 1,35 \text{ m/s}.$$

$$Q_{3o} = 300 \text{ m}^3/\text{s}. \quad u_r = 0,42 \text{ m/s}.$$

$$Q_{2o} = 498 \text{ m}^3/\text{s}. \quad u_k = 0,62 \text{ m/s}.$$

Hieruit volgt $\Delta_{u1} = 0,73 \text{ m/s}$ en $\Delta_{u2} = -0,20 \text{ m/s}$.

Berekening 3

(stap 2)

schatting van de interactiecoëfficiënten η_{i1} en η_{i2} .

$$0,0166 \leq \eta_{i1} \leq 0,0828 \quad \text{schatting: } \eta_{i1} = 0,0497.$$

$$0,0769 \leq \eta_{i2} \leq 0,3848 \quad \text{schatting: } \eta_{i2} = 0,2308.$$

berekening van de interactieschuifspanningen τ_{i1} en τ_{i2} .

$$\tau_{i1} = 26,49 \text{ N/m}^2.$$

$$\tau_{i2} = -9,23 \text{ N/m}^2.$$

(stap 3)

nieuwe afvoerverdeling.

$$Q_{1o} = 3318 \text{ m}^3/\text{s}. \quad u = 1,32 \text{ m/s}.$$

$$Q_{3o} = 299 \text{ m}^3/\text{s}. \quad u_r = 0,42 \text{ m/s}.$$

$$Q_{2o} = 542 \text{ m}^3/\text{s}. \quad u_k = 0,68 \text{ m/s}.$$

Hieruit volgt $\Delta_{u1} = 0,64 \text{ m/s}$ en $\Delta_{u2} = -0,26 \text{ m/s}$.

Berekening 4

(stap 2)

schatting van de interactiecoëfficiënten η_{i1} en η_{i2} .

$$0,0206 \leq \eta_{i1} \leq 0,1030 \quad \text{schatting: } \eta_{i1} = 0,0618.$$

$$0,0508 \leq \eta_{i2} \leq 0,2541 \quad \text{schatting: } \eta_{i2} = 0,1524.$$

berekening van de interactieschuifspanningen τ_{i1} en τ_{i2} .

$$\tau_{i1} = 25,31 \text{ N/m}^2.$$

$$\tau_{i2} = -10,30 \text{ N/m}^2.$$

(stap 3)

nieuwe afvoerverdeling.

$$Q_{10} = 3342 \text{ m}^3/\text{s}. \quad u = 1,33 \text{ m/s}.$$

$$Q_{30} = 299 \text{ m}^3/\text{s}. \quad u_f = 0,42 \text{ m/s}.$$

$$Q_{20} = 530 \text{ m}^3/\text{s}. \quad u_k = 0,66 \text{ m/s}.$$

Hieruit volgt $\Delta_{u1} = 0,67 \text{ m/s}$ en $\Delta_{u2} = -0,24 \text{ m/s}$.

Berekening 5

(stap 2)

schatting van de interactiecoëfficiënten η_{i1} en η_{i2} .

$$0,0191 \leq \eta_{i1} \leq 0,0954 \quad \text{schatting: } \eta_{i1} = 0,0573.$$

$$0,0606 \leq \eta_{i2} \leq 0,3028 \quad \text{schatting: } \eta_{i2} = 0,1817.$$

berekening van de interactieschuifspanningen τ_{i1} en τ_{i2} .

$$\tau_{i1} = 25,72 \text{ N/m}^2.$$

$$\tau_{i2} = -10,47 \text{ N/m}^2.$$

(stap 3)

nieuwe afvoerverdeling.

$$Q_{10} = 3334 \text{ m}^3/\text{s}. \quad u = 1,33 \text{ m/s}.$$

$$Q_{30} = 299 \text{ m}^3/\text{s}. \quad u_f = 0,42 \text{ m/s}.$$

$$Q_{20} = 534 \text{ m}^3/\text{s}. \quad u_k = 0,67 \text{ m/s}.$$

Hieruit volgt $\Delta_{u1} = 0,66 \text{ m/s}$ en $\Delta_{u2} = -0,25 \text{ m/s}$.

Berekening 6

(stap 2)

schatting van de interactiecoëfficiënten η_{i1} en η_{i2} .

$$0,0197 \leq \eta_{i1} \leq 0,0984 \quad \text{schatting: } \eta_{i1} = 0,0591.$$

$$0,0575 \leq \eta_{i2} \leq 0,2876 \quad \text{schatting: } \eta_{i2} = 0,1726.$$

berekening van de interactieschuifspanningen τ_{i1} en τ_{i2} .

$$\tau_{i1} = 25,74 \text{ N/m}^2.$$

$$\tau_{i2} = -10,79 \text{ N/m}^2.$$

(stap 3)

nieuwe afvoerverdeling.

$$Q_{1o} = 3334 \text{ m}^3/\text{s}. \quad u = 1,33 \text{ m/s}.$$

$$Q_{3o} = 299 \text{ m}^3/\text{s}. \quad u_f = 0,42 \text{ m/s}.$$

$$Q_{2o} = 534 \text{ m}^3/\text{s}. \quad u_k = 0,67 \text{ m/s}.$$

Einde berekening

Na 6 iteratieslagen veranderen de waarden niet meer. Ook in dit geval wijken de waarden aanzienlijk af van de oorspronkelijk zonder interactie berekende waarden.

Alhoewel de behandeling van het onderwerp interactie summier is geweest tonen de berekeningen toch in zekere mate aan dat ze een niet te verwaarlozen invloed heeft op de snelheden en transporten in de hoofdgeul.

De in hoofdstuk 4 gepresenteerde grafieken kunnen als gevolg van de interactie een aanzienlijke verschuiving ondergaan. Dit zou betekenen dat ook andere kribhoogten en bodemliggingen gevonden zouden moeten worden. Overigens dient ook in het dwarsprofiel zonder kribben rekening te worden gehouden met interactie en dat levert naar alle waarschijnlijkheid ook weer een andere situatie op voor de verdere berekeningen.

Hoofdstuk 6 Conclusies en aanbevelingen

6.1 Conclusies.

Naar aanleiding van het voorgaande kunnen enige conclusies worden getrokken

- 1) De berekeningen die uitgevoerd zijn en waarvan de resultaten in hoofdstuk 4 zijn weergegeven geven voor verschillende kribhoogten een toekomstig evenwicht weer. Er is in deze gevallen voldaan aan de voorwaarde van dynamisch evenwicht. De totale jaarlijkse zandvracht is constant door elke raai (inclusief de mond). De verschillende gevallen (de kribhoogten) zijn echter niet goed vergelijkbaar omdat slechts voor één kribhoogte geldt dat de jaarlijkse zandvracht overeenkomt met de oorspronkelijke zandvracht, voor het evenwicht voor een situatie zonder kribben. Dat is een onbevredigend resultaat.
- 2) De berekeningen voor verschillende kriblengten maken duidelijk dat de mate van versmalling van de hoofdgeul voor een groot gedeelte de effectiviteit van de kribben bepaalt. Uit de grafieken in hoofdstuk 4 blijkt dat de kriblengte een veel grotere rol speelt dan de kribhoogte. Dit moet natuurlijk in al zijn relativiteit gezien worden omdat slechts voor één kribhoogte in de grafieken geldt dat voldaan wordt aan het vervoeren van de oorspronkelijke zandvracht.
- 3) Het kiezen voor een bepaalde transportformule blijkt een bepaalde mate van onzekerheid te introduceren in de berekeningsresultaten. Het gebruik van de transportformules van Meyer-Peter en Müller en Engelund Hanssen in dit afstudeeronderzoek blijken voor een situatie zonder kribben al een onderling verschil in bodemligging van ca 0,6 m op te leveren. Dit verschil werkt door in de verdere berekeningen. Bij de berekening van de bodemligging in een situatie met kribben wordt het verschil nog versterkt.
- 4) De interactie is, blijkens de studie naar dit verschijnsel, van grote invloed. De rekenvoorbeelden in hoofdstuk 5 met afvoeren door 2 en 3 vakken tonen dit aan. In vergelijking met conventionele berekeningsmethoden werden afwijkingen in de laagwaterbed-snelheid geconstateerd van ca 11%. Gezien de sterke niet lineaire relatie tussen snelheden en transporten heeft dit belangrijke consequenties voor de te berekenen transporten. Voor een dwarsprofiel zonder kribben is er uiteraard geen interactie voor afvoeren waarbij de uiterwaarden niet geïnundeerd worden en voor hogere afvoeren waarbij dit wel het geval is mag verwacht worden dat de interactie niet zo'n grote rol speelt, gezien het kleinere snelheidsverschil tussen de snelheden in het laagwaterbed en de uiterwaarden. Voor een situatie met kribben speelt de interactie een grotere rol. Verwacht mag dus worden dat de grafieken in hoofdstuk 4 ten gevolge van de invloed van interactie zodanig verschuiven dat hogere kribhoogten resulteren waarvoor de oorspronkelijke zandvracht vervoerd kan worden.

6.2 Aanbevelingen.

De volgende aanbevelingen worden gedaan:

1) Om een goede vergelijking tussen verschillende kribhoogten mogelijk te maken voor wat betreft waterstanden, bodemligging e.d. is een tijdsafhankelijke berekening noodzakelijk. Het bodemverhang in de uiterwaarden ligt hierbij nog steeds vast maar dat geldt dan niet voor het laagwaterbed (uitgezonderd de kribvakken). De 3 vakken moeten hierbij ontkoppeld worden waarbij voor het laagwaterbed de volledige differentiaalvergelijkingen voor beweging en continuïteit van zand en water opgelost moeten worden. Er kan hierbij quasi-stationair worden gerekend. In de uiterwaarden ligt de bodem vast maar zullen de waterspiegel en de bodem niet evenwijdig lopen en is er dus sprake van stuwkrommen. Hetzelfde geldt voor de kribvakken. Hierbij worden eventuele dwarsverhangen voorlopig verwaarloosd. De drie vakken zijn onderling te koppelen door het feit dat de som van de afzonderlijke afvoeren gelijk moet zijn aan de totaalafvoer en door middel van de interactie die optreedt tussen aangrenzende vakken. In de vergelijkingen moet een (interactie)schuifspanningsterm worden opgenomen.

2) Verdere studie naar interactie is nodig. Met name is er meer kennis nodig van de geïntroduceerde interactiecoëfficiënt η_i . In dit verslag is slechts een globaal bereik aangegeven waarbinnen η_i geschat is. Mogelijk kan door middel van proeven en metingen kwantitatief meer inzicht worden verkregen. Ook moet worden bekeken of nog andere factoren van invloed zijn op de optredende interactie. Is de interactiecoëfficiënt bijvoorbeeld niet opgebouwd uit meerdere parameters zoals bijv. de faktor g/C^2 in de bodemschuifspanning?

3) De situatie in de kribvakken is nog verre van duidelijk. Er zijn lokale ontgrondingen en aanzandingen en een meer gedetailleerde studie is aan te bevelen.

Referenties

- Chow V.T. (1959) Open channel hydraulics Mc Craw-Hill Book Co. inc.. New York.
- Delleur et al. (1967) Uniform flow in idealised channel geometry. Proc. 12th. int. conf. of int. ass. for hydr. research Fort Collins Co. USA.
- Ellen Tj. van (1988) hydraulisch en morfologisch effect van open kribben. Afstudeerverslag aug. 1988 TU Delft.
- Janssen P.Ph. (1979) Principles of river engineering. Pitman, Londen.
- Knight (1983) Floodplain and main channel flow interaction. journal of hydraulic engineering ASCE vol. 109 no.8 pp 1073-1092.
- Demetriou
- Myers W.R.C. (1975) Boundary shear in channel with floodplain. Proc. journal of the hydraulics division, ASCE july, pp 933-946.
- Elsawy E.M.
- Myers W.R.C. (1978) Momentum transfer in a compound channel. Journal of hydraulic research vol. 16 no.2 pp 139-150.
- Noutsoupoulos G. (1983) Discharge computations in compound channels. Proc. 20th congress of intl. ass. for hydr. research Moscow.
- Hadjipanos P.
- Posey C.J.F. (1967) Computations of discharge including overbank flow. Civil engin. ASCE vol.37 no.CE4 pp 62-63
- Rajaratnam N. (1979) Interaction between main channel and flood plain flows. Journal of the hydraulics division ASCE vol.105 no.HY5 pp 573-588.
- Ahmadi R.M.
- Rajaratnam N. (1981) Hydraulics of channels with floodplains. Journal of hydr. research vol.19 no.1 pp 43-59
- Ahmadi R.M.
- Rijkswaterstaat (1988) Enkele hydraulische en morfologische parameters van de Nederlandse Rijntakken.

- Sellin R.J.H. (1964) A laboratory investigation into the interaction between flow in the channel of a river and that of its floodplain. La Houille Blanche No.7 pp 793-801.
- Suppataratarn P. (1990) Modelling of river networks. Dissertation 1990 Asian inst. of techn. Bangkok Thailand.
- Townsend D.R. (1968) An investigation of turbulence characteristics in a river model of complex cross-section. Proc. inst. of civil engrs. 40 pp 155-175.
- Vries M. de (1984) Vloeistofmechanika. Handleiding B71N. Technische Universiteit Delft.
- Vries M. de (1985) Rivieren. Handleiding F8N. Technische Universiteit Delft.
- Vries M. de (1986) Morphological Computations. Lecture notes F10A. Technical University of Delft.
- Vries M. de (1986) Rivierwaterbouwkunde b.o. Handleiding F13B. Technische Universiteit Delft.
- Wormleaton P.R. (1980) Apparent shear stresses in compound channel et al. flow. Symp. on river engineering Belgrade.
- Wormleaton P.R. (1982) Discharge assessment in compound channel flow. Allen J. Journal of the hydraulics division. ASCE Hadjipanos P. vol.108 no.9 pp 975-993.
- Wormleaton P.R. (1985) Flow distribution in compound channels. Hadjipanos P. journal of the hydraulics division ASCE vol.111 no.2 pp 357-361.
- Wormleaton P.R. (1990) An improved method of calculation for steady Merett D.J. uniform flow in prismatic main channel/floodplain sections. Journal of hydraulic research vol.28 no.2 pp 157-174.
- Wright R.R. (1970) Linear momentum flux to overbank sections. Carstens M.R. Journal of the hydraulics division. ASCE vol.96 no.HY9 pp 1781-1793.
- Yen C.L. (1973) Shape effects on resistance in flood plain Overton D.E. channels. Journal of the hydraulics division ASCE vol.99 no.HY1 pp 219-238.

Zheleznyakov G.V. (1965) Relative deficit of mean velocity of instable riverflow. Kinematic effect in river beds with floodplains. Proc. of the 11th int conf. of the int. ass. for hydr. res. Leningrad.

Bijlage 1 De gebruikte zandtransportformules.

De transportformules maken gebruik van de stroomparameter Y en de transportparameter X .

$$Y = \frac{\Delta \cdot D}{\mu \cdot a \cdot i}$$

$$X = \frac{S}{D^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{g \cdot \Delta}}$$

De formule van Meyer-Peter en Müller luidt:

$$X = 13,3 \cdot (Y^3 - 0,047)^{\frac{3}{2}}$$

met:

$$\mu = \left(\frac{C}{C_{90}} \right)^{\frac{3}{2}}$$

Er geldt:

$$C_{90} = 18 \log \left(\frac{12a}{D_{90}} \right)$$

De formule van Engelund-Hansen luidt:

$$X = 0,084 \cdot Y^{-\frac{5}{2}}$$

met:

$$\mu = \left(\frac{C^2}{g} \right)^{\frac{2}{5}}$$

De kenmerkende korreldiameters die bij deze twee transportformules worden gebruikt zijn respectievelijk D_m en D_{30} .

Bijlage 2 De invoergegevens voor de berekeningen.

De afvoerkansverdeling.

Er wordt bij alle berekeningen in dit afstudeerverslag gebruik gemaakt van de afvoerkansverdeling zoals die gehanteerd wordt voor de Waal. [Rijkswaterstaat 1988]. In onderstaande tabel zijn de afvoeren met hun overschrijdingskansen weergegeven.

Afvoer	Overschrijding in dagen per jaar	Afvoer Lobith (m ³ /s)
Q 90%	328,5	1100
Q 50%	182,5	1950
Q 10%	36,5	3200
Q 1%	3,65	6400
Q 0,3%	1,0	7800
Q MHW	1 keer per 1250 jaar	16500

	Q 90%	Q 50%	Q 10%	Q 1%	Q 0,3%	Q MHW
Afvoer Boven-Rijn (m ³ /s)	1100	1950	3200	6400	7800	16500
Afvoer Waal (m ³ /s)	865	1345	2145	4247	5163	10370
Afvoer Pann.Kan. (m ³ /s)	235	603	1055	2153	2637	6130
Afvoer Neder-Rijn (m ³ /s)	25	314	599	1262	1563	3570
Afvoer IJssel (m ³ /s)	210	290	456	891	1074	2560
Waterst. Lobith (m+NAP)	8,07	9,57	11,41	14,29	15,00	18,11
Waterst. Pann.Kop (m+NAP)	7,84	9,24	11,02	13,81	14,45	17,04
Waterst. IJsselkop (m+NAP)	7,65	8,42	9,85	12,26	12,81	14,92

De afvoeren en hun overschrijdingskansen kunnen op een eenvoudige wijze omgezet worden in een kansverdeling $f\{Q\}$. Wanneer we de afvoeren die in bovenstaande tabellen gerangschikt zijn nummeren van 1 t/m 6 en hun overschrijdingskansen aanduiden met respectievelijk p_1 t/m p_5 , dan volgt voor de kansverdeling $f\{Q\}$:

$$\begin{aligned}
 f\{1\} &= 0,01 \cdot [(100 - p_1) + (p_1 - p_2)] \cdot 0,5 \\
 f\{2\} &= 0,01 \cdot [(p_1 - p_2) + (p_2 - p_3)] \cdot 0,5 \\
 f\{3\} &= 0,01 \cdot [(p_2 - p_3) + (p_3 - p_4)] \cdot 0,5 \\
 f\{4\} &= 0,01 \cdot [(p_3 - p_4) + (p_4 - p_5)] \cdot 0,5 \\
 f\{5\} &= 0,01 \cdot [(p_4 - p_5) + (p_5)] \cdot 0,5 \\
 f\{6\} &= 0,01 \cdot [p_5] \cdot 0,5
 \end{aligned}$$

De korreldiameters.

De kenmerkende korreldiameters D_m , D_{50} en D_{90} worden verkregen uit gegevens voor het traject Dodewaard-Tiel in de Bovenrijn-Waal.

De waarden luiden:

$$D_m = 0,00155 \text{ m}$$

$$D_{50} = 0,00095 \text{ m}$$

$$D_{90} = 0,00360 \text{ m}$$

[Rijkswaterstaat 1988].

Het bodemverhang.

Voor het bodemverhang in het laagwaterbed en uiterwaarden wordt een waarde van $i = 10^{-4}$ aangehouden.

De profielgegevens.

Het oorspronkelijke samengestelde rivierprofiel zonder kribben dat in de berekeningen gebruikt is is zodanig gekozen dat het het profiel van de Waal zo goed mogelijk benadert.

De breedte van het oorspronkelijke laagwaterbed is $B_{lw} = 360 \text{ m}$.

De breedte van de uiterwaarden wordt gesteld op $B_{uw} = 500 \text{ m}$.

In de literatuur wordt de transporterende breedte verkregen door de normaalbreedte te verminderen met een bepaalde waarde. Dit in verband met het uitlopen van de kribtenen. Voor de Waal wordt hiervoor een reductie van 35 m in rekening gebracht. [Rijkswaterstaat 1988]. In dit afstudeerverslag is dit niet gedaan. De transporterende breedte is $B_{lw} - B_k$.

Voor de kribafstand wordt een waarde $L = 150 \text{ m}$ gehanteerd.

Voor de afvoercoëfficiënt m wordt een waarde van $m = 1$ gehanteerd.

De Chézy-coëfficiënten in het laagwaterbed en de uiterwaarden zijn respectievelijk $C_{lw} = 45 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$ en $C_{uw} = 35 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$.

Overige gegevens.

De relatieve dichtheid bedraagt $\Delta = 1,65$. Dit volgt uit een dichtheid voor water en sediment van respectievelijk $\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$ en $\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$.

De versnelling van de zwaartekracht bedraagt $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.

De valsnelheid van de D_{50} is $W = 0,12 \text{ m/s}$.