

f8N

Rivieren

Handleiding

Prof.dr.ir. M. de Vries

RIVIEREN

Handleiding college f8N

prof. dr. ir. M. de Vries

Technische Universiteit Delft
Faculteit der Civiele Techniek

	herdruk mrt88		F8N	653030					f 7,--
--	---------------	--	-----	--------	--	--	--	--	--------

INHOUD

blz.

1. Inleiding	
1.1 Overzicht	3
1.2 Hydrologische aspecten	
1.2.1 Algemeen	5
1.2.2 Statistische ordening	9
1.3 Geologische aspecten	
1.3.1 Algemeen	14
1.3.2 Algemene rivierkenmerken	14
2. Morfologische processen	
2.1 Overzicht	21
2.2 Plattegrond en lengteprofiel	21
2.3 Rivierbochten	
2.3.1 Inleiding	25
2.3.2 Waterbeweging	29
2.3.3 Bodemligging	35
2.4 Samenvloeiingen en splitsingen	43
2.5 Riviermonden	46
2.6 Schematisatie van het regime	49
3. Gebruik van rivieren	
3.1 Inleiding	53
3.2 Wateronttrekking aan een rivier	
3.2.1 Inleiding	53
3.2.2 Morfologische invloed op de rivier	53
3.2.3 Maatregelen bij de inlaat	54
3.2.4 Maatregelen achter de inlaat	55
3.2.5 Voorbeeld: Ontwerp zandvang	59
3.2.6 Voorbeeld: Aanzanding bovenstrooms vaste stuw	62
3.3 Drainage en hoogwaterbeveiliging	
3.3.1 Inleiding	64
3.3.2 Laagwater bed	65
3.3.3 Hoogwater bed	66
3.3.4 Voorbeeld: Waterstandsverhoging t.g.v. vaste ijslaag	71
3.3.5 Voorbeeld: Problematiek Choshui (Taiwan)	73
3.3.6 Voorbeeld: Hoogwaterbeveiliging met zijdelingse overlaat	75

INHOUD (vervolg)	blz.
3.4 Scheepvaart	
3.4.1 Inleiding	77
3.4.2 Rivieren als scheepvaartwegen	78
3.4.3 Rivierhavens c.s.	80
3.4.4 Locale verbeteringen	85
3.4.5 Voorbeeld: Locale rivierversmalling	88
3.4.6 Voorbeeld: Bochtafsnijding	90
3.4.7 Voorbeeld: Geulafsluiting	93
3.5 Diversen	
3.5.1 Energie-opwekking	95
3.5.2 Sediment-onttrekking	96
3.5.3 Bruggen	97
3.5.4 Ontgroning bij brugpijlers	101
3.5.5 Voorbeeld: Keuze brugoverspanning	102
4. Ingrepen in de rivier	
4.1 Inleiding	105
4.2 Basisgegevens	105
4.3 Erosiebestrijding	107
4.4 Afvoerregulering	
4.4.1 Algemeen	108
4.4.2 Sedimentatie in reservoirs	111
4.5 Regulering laagwaterbed	114
4.6 Regulering waterstanden	
4.6.1 Beginsel	116
4.6.2 Voorbeeld: Rijnkanalisatie	118
Appendix I: Aide Mémoire: Formules voor transport en ruwheid	121
Referenties	124
Belangrijkste symbolen	128

1. INLEIDING

1.1 Overzicht

Een groot deel van de regenval (d.i. na reductie door de verdamping) wordt via open waterlopen (rivieren) naar de zeeën en oceanen afgevoerd. De afvoer van een rivier varieert met de tijd. De grootte van de afvoer hangt behalve van de kenmerken van het '*stroomgebied*' (grootte, hoogtevariatie's, samenstelling ondergrond, begroeiing enz.) ook af van de neerslag (intensiteit, variatie, aard van de neerslag enz.).

Naast water voert een rivier ook sediment af. De regenval leidt tot erosie van de bodem in het stroomgebied. De *sedimentproductie* hangt behalve van de regenval ook af van de eigenschappen van het stroomgebied (gronddoorlatendheid, bodemsamenstelling, begroeiing enz.).

De gezamenlijke afvoer van water en sediment via de natuurlijke waterloop vindt plaats via een ingewikkeld proces. Daardoor komen rivieren met veel uiterlijk verschillende kenmerken voor. Er is sprake van een tijdsafhankelijke, drie-dimensionale waterbeweging over een beweeglijke bodem. Een rivier wordt *alluviaal* genoemd als deze geheel door zijn eigen sediment stroomt. Er treden dan tijdsafhankelijke morfologische processen op: erosie en sedimentatie.

Het dwarsprofiel van een natuurlijke rivier kan meestal wel worden onderscheiden in een *laagwaterbed* (met geen of weinig begroeiing) en het er naast liggend *hoogwaterbed*, waarop minder frequent water staat en dat daardoor vaak wel is begroeid. De hiervoor bij de Rijn gebezigde termen *zomerbed* resp. *winterbed* hangen typisch samen met de kenmerken van het *hydrologische jaar* (d.i. gedrag $Q(t)$) van de Rijn. Met enige benadering kan worden gesteld, dat het laagwaterbed geheel is gevuld ('bankfull discharge') bij een afvoer die gemiddeld één à twee maal per jaar wordt overschreden.

De mens heeft zich van oudsher graag langs een rivier gevestigd. De aanwezigheid van de rivier gaf voedsel (vis), water, ook voor landbouw en de mogelijkheid tot transport. Te dicht bij de rivier gaan wonen leidt tot nadelen bij overstromingen. Men woont dan in feite in het hoogwaterbed van de rivier. De bevolking kan dan worden beschermd door òf op hoger gelegen gebieden te gaan wonen, dan wel langs de rivier *rieverdijken* aan te leggen (vgl. Rijntakken). Op deze wijze wordt al een zekere *regulering* van de rivier bereikt.

Opgemerkt kan worden, dat bij de Rijn tussen de rivierdijken en het laagwaterbed lage kaden zijn gebouwd ('zomerkaden'), die maken dat de capaciteit van het LW-bed groter wordt. Dit maakt, dat de voor veeteelt gebruikte *uiterwaarden* minder frequent overstroomd. Overigens kunnen in de uiterwaarden van de Rijntakken geen schapen meer worden gehouden! Dit kan dienen als een voorbeeld voor de *milieu aspecten* samenhangend met rivieren. Een deel van het afgevoerde sediment is zand en grind (hoofdzakelijk chemisch inert SiO_2). Fijne sedimenten ('slib') bestaan uit kleideeltjes die bv. *zware metalen* (bv. kwik, cadmium) aan zich kunnen binden. Na afzetting op de uiterwaarden kunnen deze schadelijke stoffen in het lichaam van het vee komen. Dat er in de uiterwaarden van de Rijn nog wel grazende koeien kunnen worden waargenomen, komt waarschijnlijk door het gecompliceerde maagsysteem van het rund. De zware metalen worden niet in het lichaam van runderen opgenomen.

Beheersaspecten van de rivier leiden ook tot *bestuursaspecten*. Grenzen tussen landen liggen vaak langs de '*thalweg*' van een rivier. Dit is de verzameling van de diepste punten in de opeenvolgende dwarsprofielen. (vb.: de Grensmaas tussen België en Nederland). Deze keuze is vaak kennelijk een politieke geweest: de rivier als eerste verdedigingsgordel. Uit het oogpunt van goed waterbeheer is het veel beter de grens tussen twee stroomgebieden als landsgrens te nemen. Een stroomgebied is een bestuurlijke eenheid voor het waterbeheer. Als een stroomgebied van een rivier bestuurlijk tot verschillende landen behoort, dan kan zelfs bij goed nabuurschap een goed waterbeheer slechts moeizaam tot stand komen. (vgl. zoutproblematiek van de Rijn).

De eigenschappen van rivieren (Hoofdstuk 2) en het gebruik van rivieren (Hoofdstuk 3) leiden tot ingrepen in rivieren (Hoofdstuk 4). Er is daarbij een tweedeling mogelijk

- De *rivierkunde* of *potamologie* (eng. riverhydraulics) beschouwt de natuurlijke processen in rivieren in zover mogelijk kwantitatieve zin.
- De *rivierwaterbouwkunde* (eng. riverengineering) beschouwt de te nemen (constructieve) maatregelen om het gebruik van de rivier in een gewenste richting te verbeteren.

Deze twee onderdelen zijn nauw verbonden. Rivierwaterbouwkundige werken hebben invloed op de kenmerken van de rivieren. Met behulp van de rivierkunde wordt getracht de nieuwe kenmerken te voorspellen.

In deze handleiding kan slechts een introductie zijn in de rivierkunde en de rivierwaterbouwkunde. Veelvuldig zal naar de literatuur worden verwezen. Handboeken bestaan er op dit gebied nauwelijks. Een uitzondering vormt Jansen (1979). De inhoud van dit boek is thans (1984) evenwel deels al bijna een decennium geleden geschreven en de ontwikkeling van het vakgebied heeft intussen niet stil gestaan. Met name moet worden genoemd de vooruitgang in inzicht dat is geboekt m.b.t. de morfologische rivierprocessen. Hierin speelt met name het project *TOW-Rivieren* (samenwerking Rijkswaterstaat, Waterloopkundig Laboratorium en TH-Delft) een rol.

1.2 Hydrologische aspecten

1.2.1 Algemeen

De rivier krijgt zijn afvoer uit de neerslag van het stroomgebied. De afvoer op een bepaald tijdstip in een bepaalde dwarsdoorsnede passeert hangt af van een groot aantal factoren

- (i) De intensiteit van de regenval $R(x,y,t)$ in het bovenstroomse stroomgebied.
- (ii) De eigenschappen van het stroomgebied (hoogteligging, begroeiing, doorlatendheid bv. ook door bevrozing).
- (iii) De berging: als grondwater, sneeuw, gletchers e.d.
- (iv) De hydraulische eigenschappen van de bovenstroomse rivier inclusief zijrivieren.
- (v) De afvoerregeling door menselijk ingrijpen.

Voor een deel kan de afvoer *deterministisch* worden bepaald, er is evenwel ook een sterke *stochastische* invloed.

De meeste rivieren vertonen een jaarlijkse afvoercyclus, waarbij er een duidelijk verschil is tussen tropische rivieren en die in gematigde temperatuurzones, Dit kan als volgt globaal worden verklaard, (Fig. 1.1).

Door de zonnestraling zet de lucht uit. Bij de polen is dat minder sterk dan aan de evenaar. Daardoor ontstaat er aan het aardoppervlak een stroming van pool naar evenaar die in de bovenlucht wordt gecompenseerd door een stroming van de evenaar naar de pool. Deze circulatiestroom valt in drieën uiteen, omdat de bij de evenaar opstijgende lucht na afkoeling weer daalt (bij 30°N).

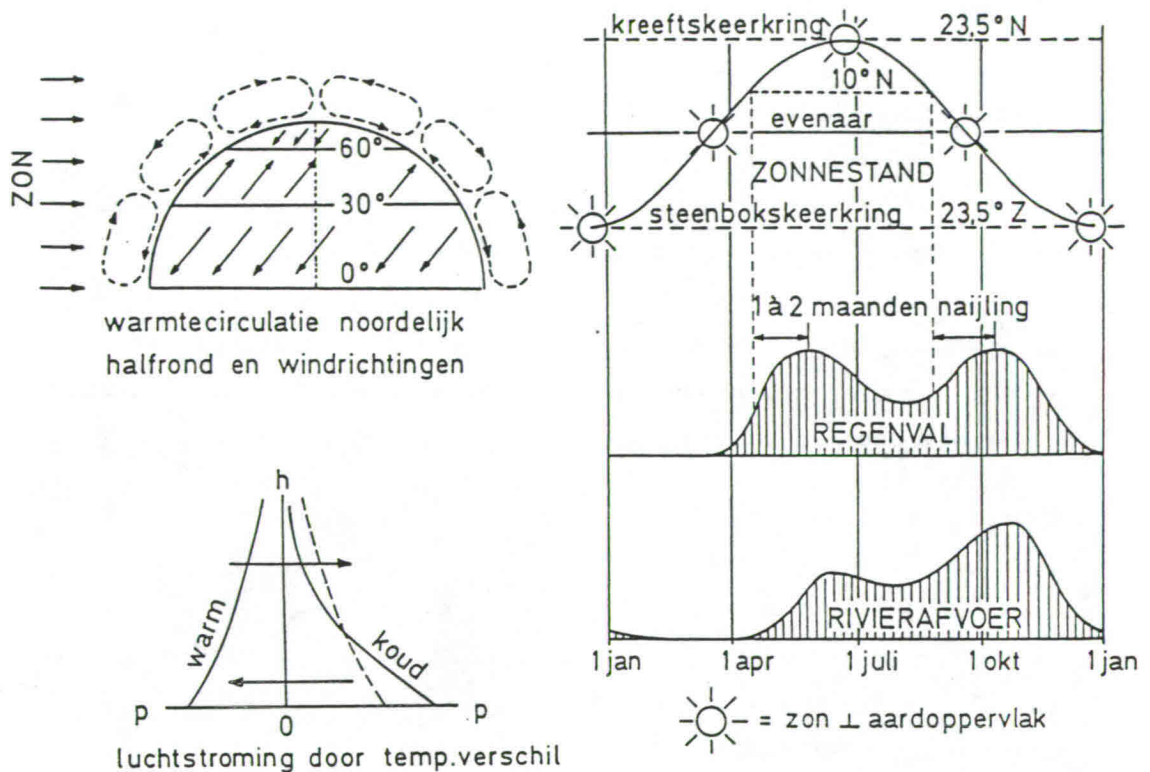


Fig. 1.1 Passaatwinden en moessonregens op 10°N

De aardrotatie leidt tot de *geostrofische versnelling* (versnelling van Coriolis) die op het noordelijke halfrond de luchtstroming naar rechts afbuigt. Er zijn daardoor in de drie zones (warme, gematigde en polaire zone) in beginsel windrichtingen als aangegeven in Fig. 1.1. Bij de evenaar waait er een n.o. passaat op het noordelijk halfrond en gelijktijdig een z.o. passaat op het zuidelijk halfrond. Er is in Fig. 1.1 de situatie getekend, waarbij de zon bij de evenaar in het zenit staat.

Buiten deze algemene luchtcirculatie (die buiten de keerkringen sterker door depressies wordt onderdrukt dan er binnen) is er nog een aantal invloeden. Zo is er het verschil in warmtecapaciteit tussen water en land. Land neemt relatief snel warmte op maar geeft deze ook relatief snel weer af. Bij hoge zonnestand wordt de aarde dus relatief snel verwarmd. De lucht stijgt op en er wordt lucht van zee aangetrokken. De aangetrokken lucht wordt verwarmd en stijgt op, druk en temperatuur dalen. Als het dauwpunt wordt bereikt, leidt dit tot wolkvorming waarna regen kan volgen. Bij relatief lage zonnestand treedt het omgekeerde op. De lucht stijgt dan op in het zeegebied en kan daar regen geven (vb. winterregens rond de Middellandse Zee).

Tussen de keerkringen staat de zon tweemaal per jaar in het zenit. (Aan de keerkringen is dit juist éénmaal per jaar). In beginsel kan dit tot twee regenseizoenen leiden, die met een naijling van één à twee maanden tot een afvoerpiek leiden. Ook voor dit effect geldt, dat dit minder dominant in de gematigde zône is dan tussen de keerkringen (zie verder Eagleson, 1970). De regen valt in buien. In kleine zijrivieren leidt dit tot afvoerpieken. Voor een hoofdrievier met kleine zijrivieren leidt dit tot een veel minder 'piekerig' afvoerverloop. Een voorbeeld is gegeven in Fig. 1.2. Een kleine zijrivier (Faro) van de Benue, die zelf weer een zijrivier van de Niger is, heeft een sterk fluctuerend karakter, terwijl de Benue (als moessonrivier) een veel regelmatiger afvoerverloop heeft. Bij de Benue is er duidelijk sprake van één natte periode.

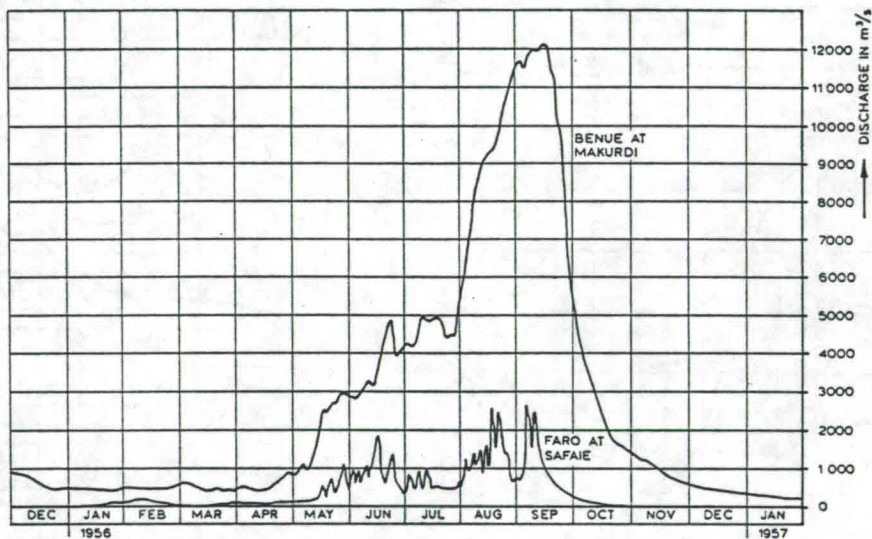


Fig. 1.2 Afvoerverloop Benue en Faro

De Congo heeft voor 1/3 deel zijn stroomgebied op het Noordelijk halfrond en voor 2/3 deel op het Zuidelijk halfrond; er zijn twee laagwaterperiodes.

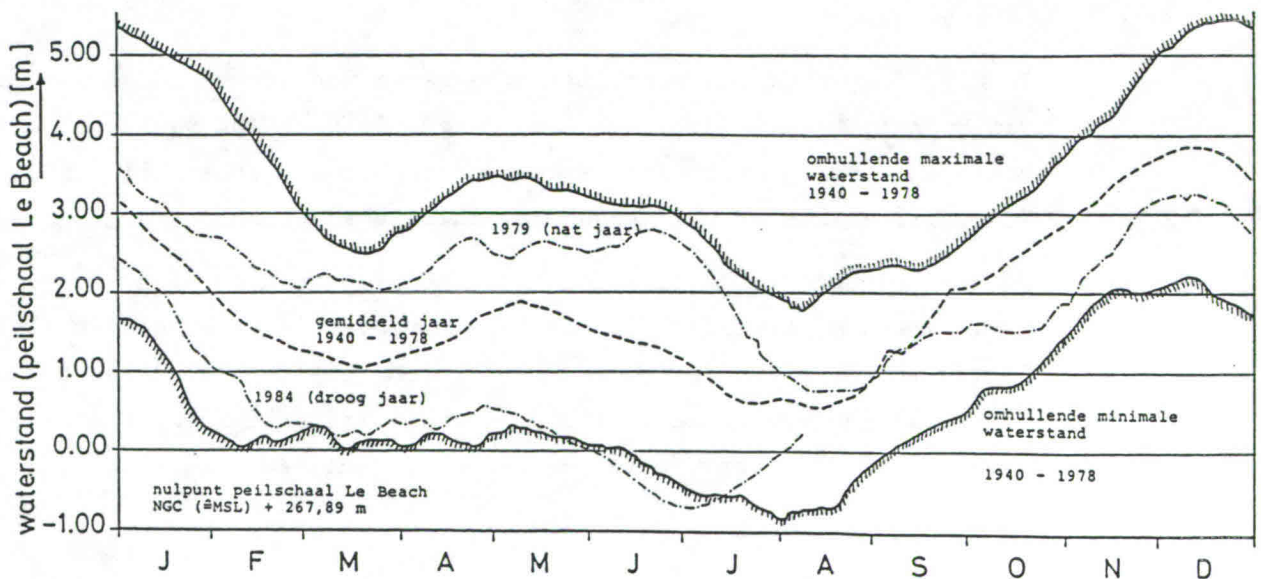


Fig. 1.3 Congo bij Brazzaville

Twee rivieren in de gematigde zone kunnen hier worden genoemd. De *Maas* is een typische *regenrivier*. De regenval komt snel tot afvoer, er is geen noemenswaardige berging. Daardoor wisselt de afvoer sterk. De *Rijn* daarentegen heeft het voordeel dat de neerslag deels als sneeuw en via de gletschers tijdelijk wordt geborgen. Deze neerslag komt daardoor vertraagd tot afvoer.

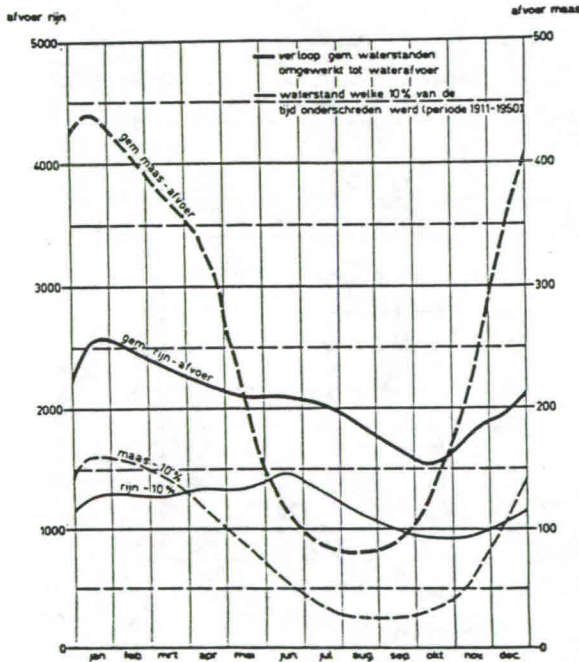


Fig. 1.4 Vergelijking afvoerverloop Rijn en Maas

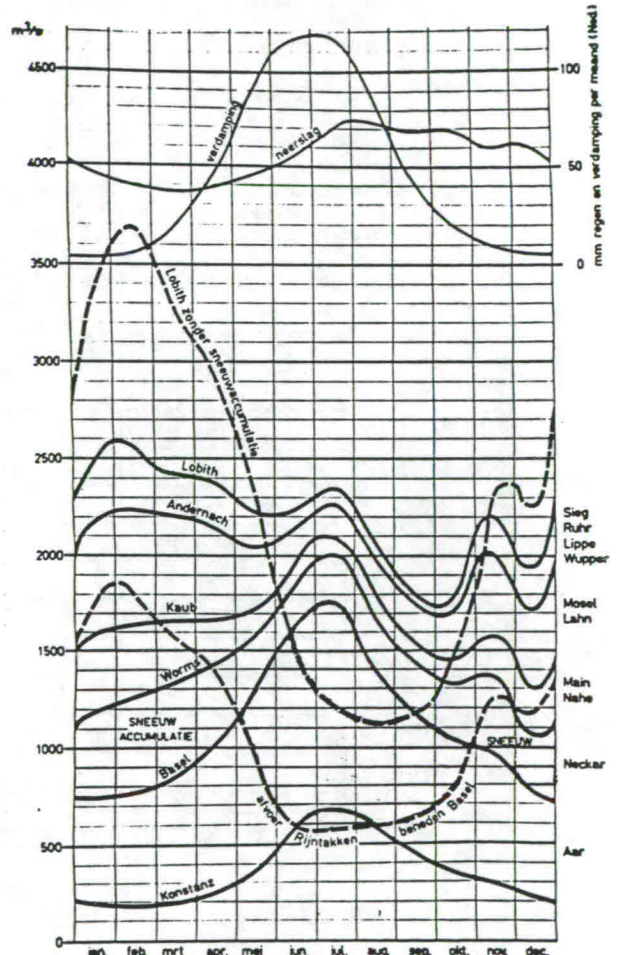


Fig. 1.5 Gemiddelde afvoerverloop Rijn (invloed sneeuwaccumulatie)

In Fig. 1.4 wordt een vergelijking gegeven van het gemiddelde afvoerverloop van Rijn en Maas, alsook van de afvoer die voor 10% van de tijd werd *onderschreden*. In Fig. 1.5 is gereconstrueerd hoe de afvoer bij Lobith gemiddeld zou variëren als er geen sneeuwaccumulatie zou zijn.

De hier bovengenoemde rivieren Niger, Congo, Maas en Rijn behoren tot de *zgn. perennial* rivieren. In dit type rivieren is er eigenlijk altijd afvoer. Daartegenover staan de *efemere* rivieren, die meestal droog staan. Een voorbeeld daarvan is de Choshui op Taiwan. Eigenlijk voert deze rivier alleen water in de periode van de tyfoons (juli-september).

De regen valt erg geconcentreerd (ca 2500 mm/a). Buiten de regenperiode is er nauwelijks afvoer terwijl bij Chi Chi (ca 50 km vanaf de mond) de afvoer Q_{100} (dit is die met een gemiddeld herhalingsinterval van 100 jaar) bijna 17000 m³/s bedraagt. Het rivierbed is enkele kilometers breed. Wadi's (of laga's) zijn extreme vormen van ephemeral rivieren.

Met behulp van statistische methoden wordt geprobeerd de afvoeren van een rivier te ordenen. In plaats van afvoeren worden ook waterstanden voor een bepaald meetstation gebruikt. Het verband tussen afvoeren (Q) en de waterstanden (h) volgt uit de *afvoerkromme* (Q-h kromme).

1.2.2 Statistische ordening

Voor de ordening van afvoeren en/of waterstanden is er een aantal begrippen en methoden in gebruik. Deze zullen hier kort worden aangegeven.

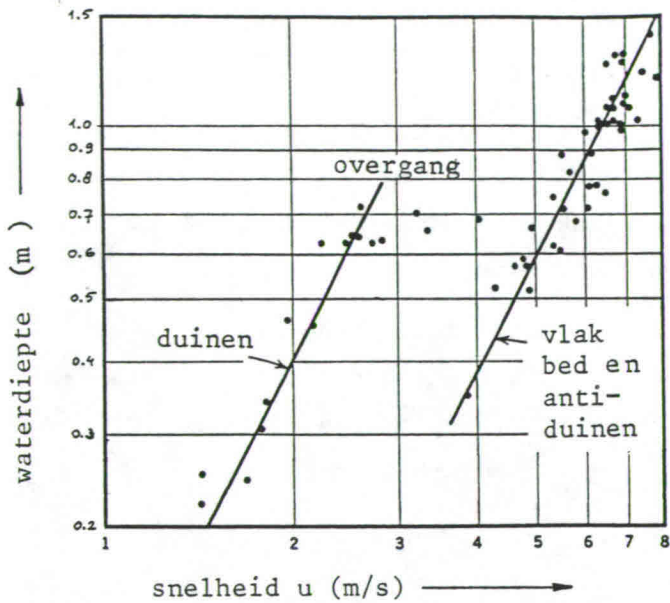
- (i) *Afvoerkromme* (stage-discharge curve) geeft de mogelijkheid om afvoeren uit gemakkelijk te meten waterstanden af te leiden. De afvoerkromme wordt uit metingen afgeleid.

Uit Chézy volgt

$$Q = B \cdot a \cdot C \sqrt{ai} \quad (1.1)$$

Voor constante B, C en i geldt $Q \sim a^{3/2}$, of $Q \sim h^{3/2}$ als de bodemhoogte als nulpunt voor de waterstand wordt gekozen. Meestal zal gelden $B = B(h)$ en $C = C(h)$. Evenwel ook de bodemligging kan in de tijd variëren. Verder moet ook worden bedacht dat aan Verg. (1.1) de veronderstelling van een stationaire uniforme stroming ten grondslag ligt. Ten gevolge van *hysteresis* verschijnselen kan bij een HW-golf afwijking optreden.

Voor de statistische bepaling van de Q-h kromme wordt verwezen naar Jansen (1979, pp. 215-218) en ISO (1980). Het spreekt vanzelf dat een afvoerkromme een knik kan vertonen bij een plotselinge profielverandering. Ook veranderingen in de alluviale ruwheid kunnen leiden tot grote veranderingen in de Q-h kromme.



Vanoni (1975, p. 116) geeft de relatie tussen a en u voor de Rio Grande in Nieuw Mexico. De overgang van het *kalme* naar het *wilde* regime leidt hier tot een discontinue afvoerkromme. Om invloed van bodemveranderingen tegen te gaan wordt de Q-h kromme bij voorkeur bepaald voor een station aan een rivier met constante breedte.

Fig. 1.6 Rio Grande bij Bernalillo

(ii) *Betrekkinglijnen* (stage-relation curves) geven bij stationaire stroming de relatie aan van de waterstanden aan verschillende peilschalen langs een rivier. Als voorbeeld zijn in Fig. 1.7 de betrekkinglijnen voor peilschalen langs de Waal gegeven gerelateerd aan de waterstand in Lobith.

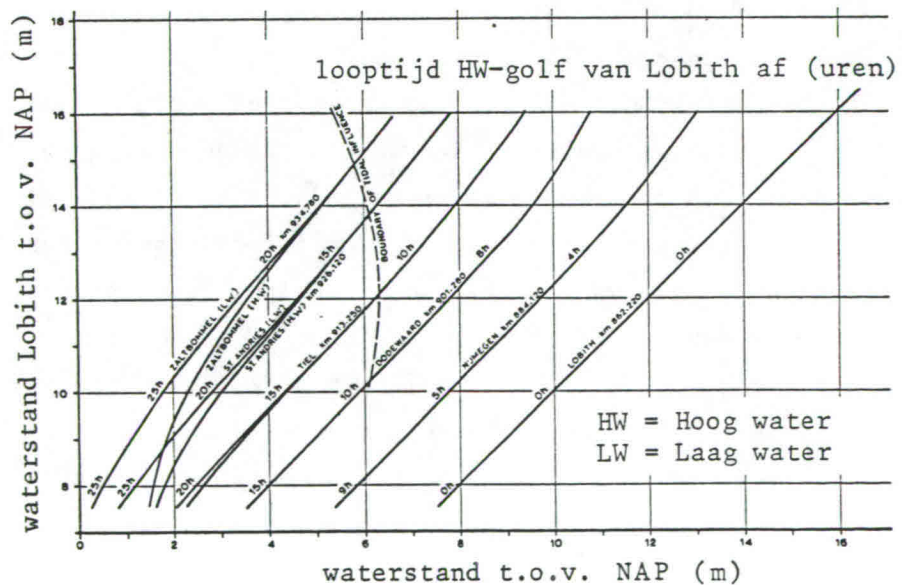


Fig. 1.7 Betrekkinglijnen Waal

In deze figuur is eveneens de looptijd aangegeven die een hoogwatergolf van Lobith af nodig heeft om een van de andere stations te bereiken.

(iii) *Duurlijnen* (duration curves). Voor afvoeren of waterstanden kunnen duurlijnen worden geconstrueerd uit de beschikbare riviergegevens.

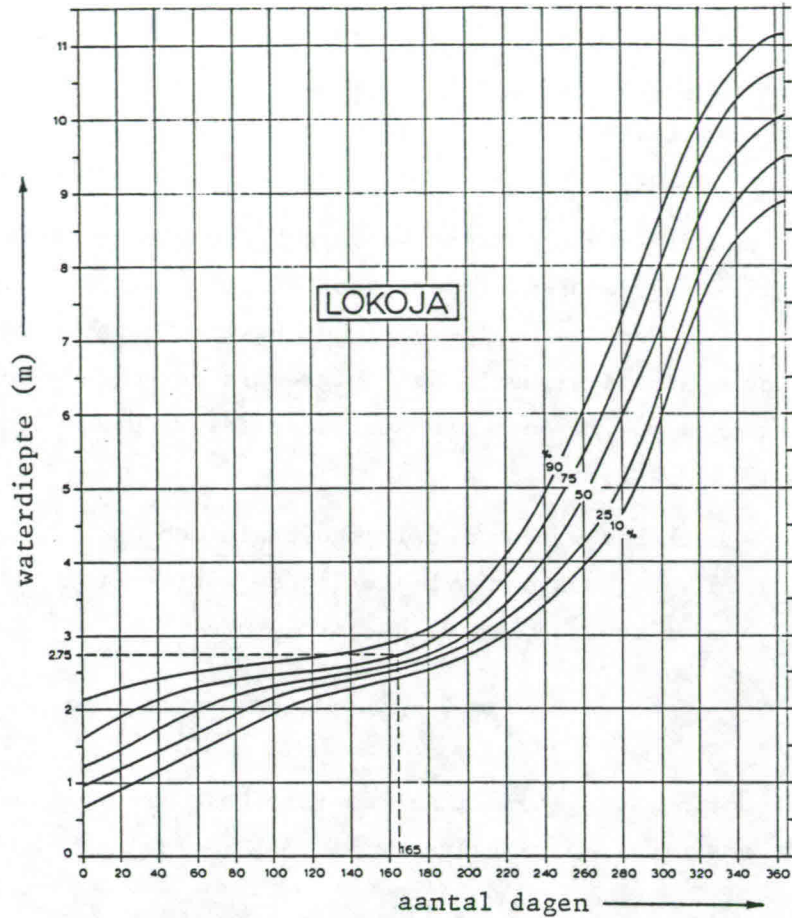


Fig. 1.8 Waterstandsduurlijn voor Lokoja (Niger) naar NEDECO (1959)

In Fig. 1.8 is een voorbeeld gegeven. Zo kan bv. worden afgeleid dat gedurende 75% van het aantal jaren waarin waarnemingen worden verricht de waterstand gedurende 165 dagen of meer op de peilschaal bij Lokoja lager was dan + 2,75 m.

(iv) *Extreme waarden*

Speciale aandacht vraagt de analyse van extreme afvoeren/waterstanden. De analyse van extreem lage waarden is van belang voor de scheepvaart en/of irrigatie. Extreem hoge waarden vragen een analyse i.v.m. hoogwaterbescherming. Voor zeer zeldzame verschijnselen is de kans echter zeer moeilijk aan te geven.

Voorbeelden

- De *Rio Chira* in Peru heeft jaarlijks rond de jaarwisseling hoog water. Door bijzondere klimatologische omstandigheden is van 1982-1983 de afvoer zo uitzonderlijk hoog geweest dat de benedenloop tot de monding over vele kilometers is verlegd. (Canby, 1984).

- De rivieren *Maputo*, *Incomati* en *Umbeluzi* in zuidelijk Mozambique hebben begin 1984 uitzonderlijk hoge afvoeren gehad. Na jaren van droogte heeft de tropische cycloon *Démoïna* voor uitzonderlijk grote regenval gezorgd (plaatselijk 700 mm in enkele dagen). De geschatte maximale afvoeren zijn meer dan 10 maal zo groot als de bekende maxima.

De analyse van extreme waarden behoort voor maxima en minima afzonderlijk te gebeuren. Immers voor minima is er de natuurlijke begrenzing $Q = 0$. Voor de maximale afvoer bestaat deze begrenzing niet. Door van de minimale afvoeren de analyse uit te voeren voor de *reciproke waarde* kunnen maxima en minima met dezelfde methode worden behandeld (Jansen, 1979, p. 212).

De extremen worden redelijk bepaald door een *gumbelverdeling*. (Gumbel, 1958). De kans dat het jaarlijkse maximum ten hoogste x is, wordt gegeven door de kansverdeling

$$P\{x\} = \Phi = \exp \left[- \exp(-y) \right] \quad (1-2)$$

waarin y de genormaliseerde variabele is. Op gumbelpapier wordt de kansverdeling weergegeven als een rechte lijn met

$$y = \alpha (x - \beta) \quad (1-3)$$

Hierin zijn α en β statistische parameters.

Eveneens is relevant het herhalingsinterval ('returnperiod'), T met

$$T = \frac{1}{1-\Phi} \quad (1-4)$$

De gumbelprocedure bestaat dan uit

- het uitzetten van de beschikbare jaarlijkse maxima voor de beschikbare N jaren. De i -de kleinste afvoer wordt uitgezet als

$$\Phi = \frac{i}{N+1} \quad (1-5)$$

- het bepalen van de statistische parameters α en β (bv. met de methode der kleinste kwadraten)
- nagaan of de gumbelverdeling geldig is.

In Fig. 1.10 is een voorbeeld gegeven. Rond de kansverdelingslijn is ook aangegeven het 95% betrouwbaarheidsinterval.

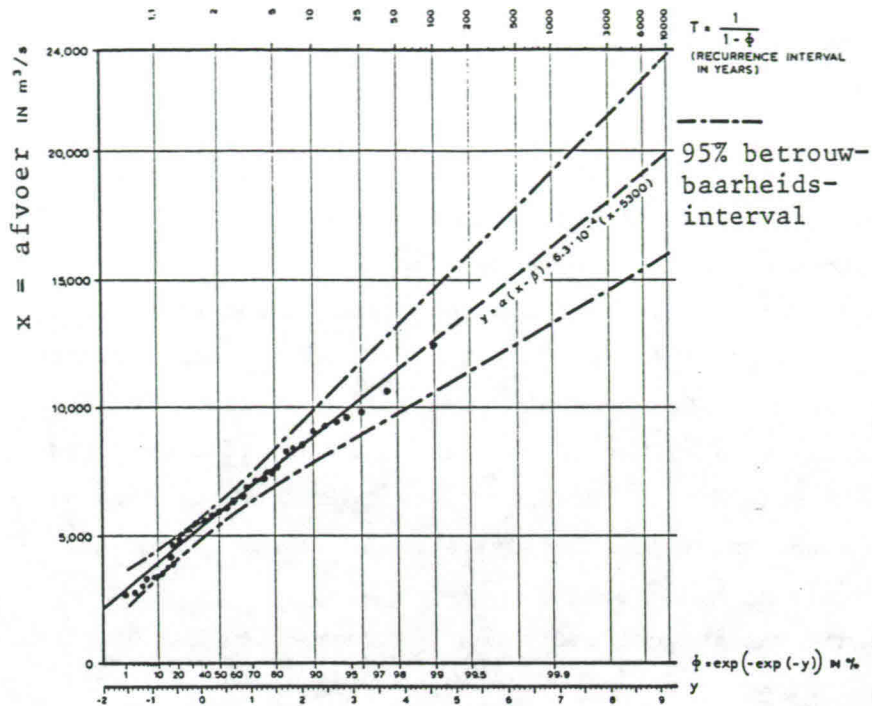


Fig. 1.9 Voorbeeld methode Gumbel

Voor ontwerpdoeleinden kan het van belang zijn om na te gaan of binnen een bepaald interval (T_0) met een risico van $R\%$ hoogwater met een bepaald herhalingsinterval (T_R) niet zal voorkomen. Hiervoor kan de betrekking worden gebruikt:

$$T_R = \frac{1}{1 - [1 - R]^{T_0^{-1}}} \quad (1-6)$$

Voor een lange waarnemingsreeks kan gelden dat de waarnemingsreeks niet homogeen is. Dit kan omdat de omstandigheden in het stroomgebied veranderd zijn door natuurlijke of kunstmatige oorzaken. Dit vraagt bepaald aandacht.

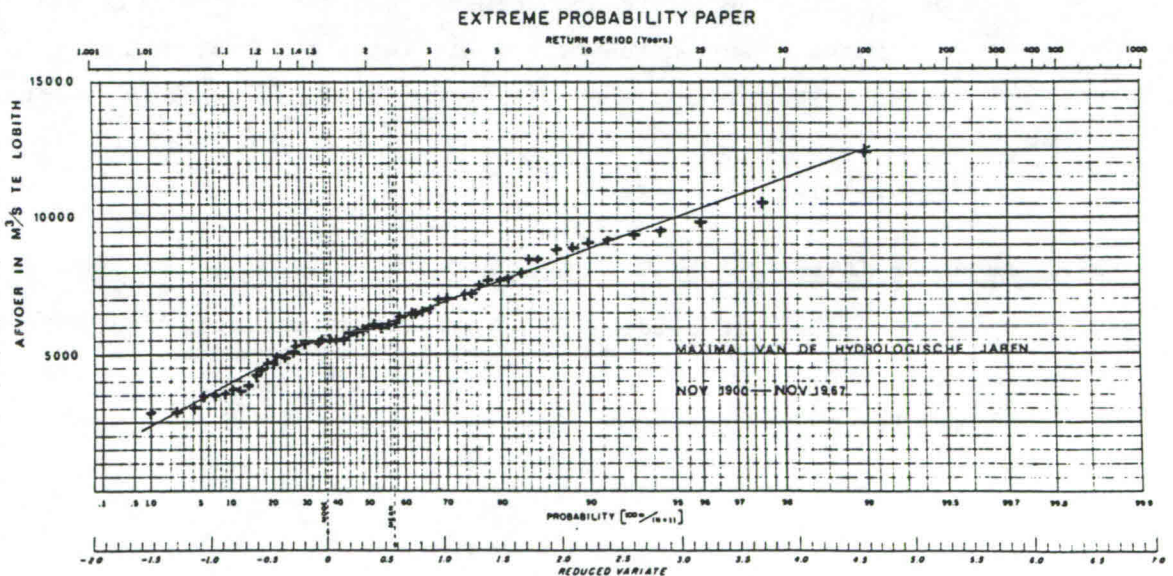


Fig. 1.10 Kansverdeling jaarlijkse topafvoeren van de Rijn bij Lobith

1.3 Geologische aspecten

1.3.1 Algemeen

Behalve door de regenval wordt het karakter van een rivier ook bepaald door de geologische gesteldheid van het stroomgebied. Deze bepaalt mede de loop van de rivier en de grootte van de afvoer van verweringsproducten (sedimenten). Twee extreme voorbeelden voor grote rivieren zijn:

- De *Congo Rivier* heeft een betrekkelijk vlak stroomgebied dat sterk is begroeid. De sedimentproductie is dus laag. In Tabel 1.2 is aangegeven dat gemiddeld ca 50 ppm aan sediment wordt vervoerd.
- De *Gele Rivier* (Huang He) heeft een stroomgebied dat uit gemakkelijk erodeerbaar löss bestaat. Tabel 1.2 geeft voor deze rivier globaal gemiddeld 15×10^3 ppm!

Kennis van de geologie van het stroomgebied is nodig om (althans kwalitatief) het karakter van de rivier te begrijpen. Het gaat hier om de geologische processen, die meestal een tijdschaal hebben die groot is t.o.v. de levensduur van waterbouwkundige werken.

Twee voorbeelden:

- (i) Het gebied waar de Río Magdalena en de Río Cauca samenkomen ondergaat een bodemdaling t.g.v. tectonische werking. Deze bodemdaling wordt gecompenseerd door de jaarlijkse afzetting van zand en slib tijdens H.W. Als een deel van dit gebied zou worden bedijkt dan is de compensatie weggevallen. Met een bodemdaling van één tot enkele mm/a zal de afwatering van het omdijkte gebied op den duur niet meer langs natuurlijke weg kunnen plaatsvinden.
- (ii) Aardbevingen in het Himalayagebied leiden aardverschuivingen in, die vrij plotseling grote hoeveelheden sediment zijdelings aan de Brahmaputra kunnen toevoeren. Dit leidt tot bodemverhogingen die slechts langzaam door erosie verdwijnen. Dit kan de waterstand bij hoge afvoeren een tijd lang gevaarlijk hoog doen zijn. Figuur 1.11 geeft enige informatie.

1.3.2 Algemene rivierkenmerken

In Fig. 1.12 is een geïdealiseerde rivier geschetst. In de bovenloop wordt het sediment los gemaakt. Gesteente valt geleidelijk uit elkaar door chemische en mechanische (vorst!) verwerking.

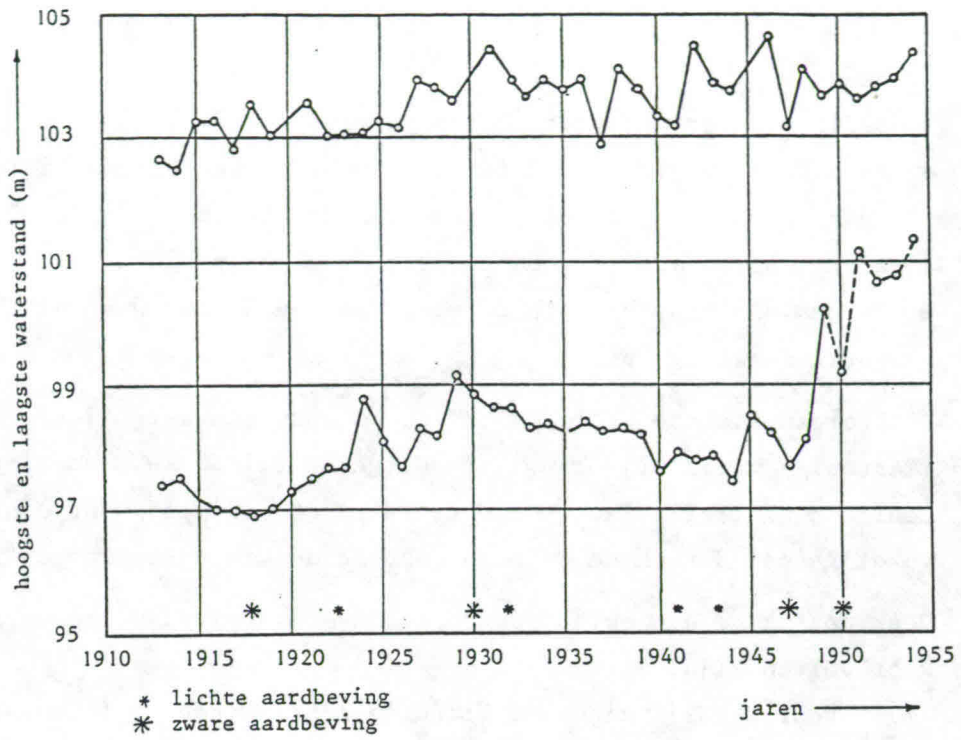


Fig. 1.11 Waterstandsverhoging Brahmaputra indirect veroorzaakt door aardbevingen (Murty, 1973).

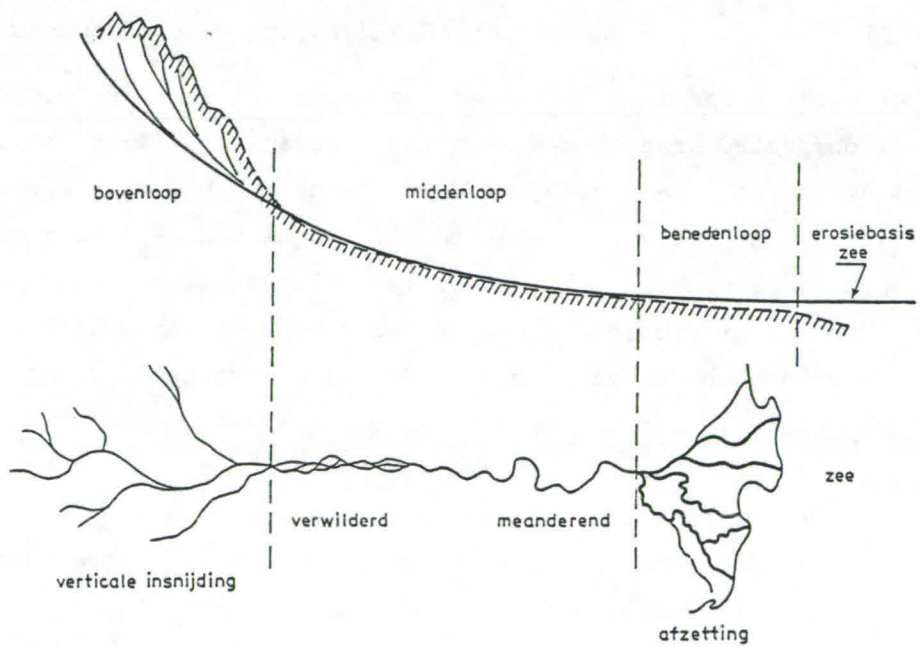


Fig. 1.12 Geïdealiseerde rivierloop

Als een rivier door sedimenten loopt dan kan het zijdelingse aanbod als gevolg van erosie enorm zijn (Gele Rivier). De geïdealiseerde rivier heeft een aantal onderdelen.

- De *bovenloop* bestaat uit een aantal kleinere zijrivieren die samen de hoofdrivier gaan vormen. Vaak zijn deze niet alluviaal, er wordt sediment over een vaste bodem getransporteerd.
- De *middenloop* leidt geleidelijk tot een meanderende rivier (genoemd naar de Meander Rivier, de Büyük Menderes in Turkije). De rivier is alluviaal, d.w.z. stroomt door zijn eigen sedimenten.
- De *benedenloop*, vaak in de vorm van een delta, waar de invloed van het getij aanwezig is.

Dit geïdealiseerde beeld is zelden zo puur aanwezig. In de Rufiji Rivier (Tanzania) wordt bij Stiegler's Gorge de alluviale middenloop onderbroken door een niet-alluviaal gedeelte waar het sediment door een nauwe kloof wordt gespoeld. Ook de Orinoco kent in de middenloop zo'n 'rocky section'.

Vaak ook is de aanwezigheid van een *meer* bepalend voor een rivier.

Voorbeelden zijn:

- (i) Voor de Nijl zijn het Victoria meer (Witte Nijl) en het Tana meer (Blauwe Nijl) bepalend voor het afvoerverloop. Voor de Witte Nijl geldt verder nog dat deze door moerassen (de Sudds) loopt waar veel water door verdamping wordt verloren.
- (ii) Voor de Shire Rivier (Malawi), een zijrivier van de Zambezi is het Malawi-meer bepalend voor de afvoervariatie.
- (iii) De St. Lawrence Rivier (Canada) stroomt door enkele meren.

De verschillen in afvoerenpatroon en geologische gesteldheid van het stroomgebied brengen mee, dat rivieren en hun eigenschappen slechts moeilijk in het schema zijn onder te brengen. Een poging hiertoe van Eagleson (1970) kan hier worden genoemd. De lengte van de hoofdrivier (L) wordt in verband gebracht met het oppervlak (A) van het stroomgebied. Dit is gebeurd voor rivieren die een ongeveer geometrisch gelijkvormig stroomgebied hebben. De geometrie wordt daarbij vastgelegd met de verhouding A/L^2 . Deze factor kan worden opgevat als het product van twee factoren, waarbij B de grootste breedte van het stroomgebied is:

- De factor $m = A/BL$ legt globaal de plattegrond vast
- De factor $a = B/L$ is een maat voor de gestrektheid van het stroomgebied.

Een eenvoudige combinatie van beide factoren $m \cdot a = A/L^2$ wordt dan gebruikt als parameter om de geometrie van het stroomgebied te kenmerken.

In Fig. 1.13 is de correlatie tussen de lengte van de hoofdstroom (L) en het oppervlak van het stroomgebied (A) gegeven.

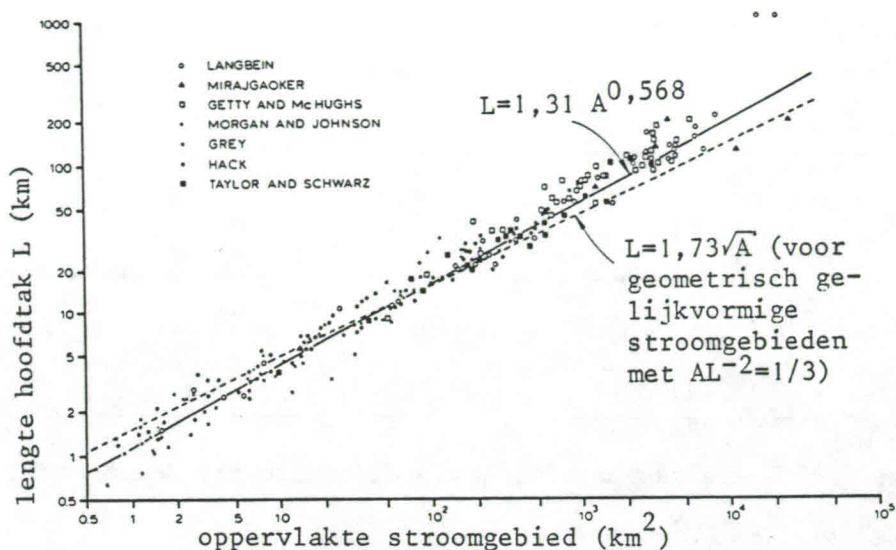
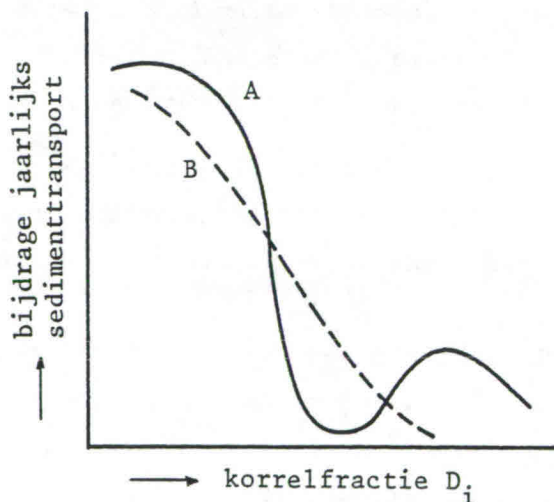


Fig. 1.13 Correlatie tussen oppervlakte stroomgebied (A) en de lengte van de hoofdstroom (L). Naar Eagleson (1970)

De samenstelling van de bodem van het stroomgebied kan voor de morfologische processen in rivieren van veel betekenis zijn. In Fig. 1.14 zijn twee riviertypen schematisch weergegeven met betrekking tot de bijdrage tot het totale sedimenttransport voor de korrelfracties D_i .



Voor rivieren als de Rijn, de Niger en de Río Magdalena geldt, dat niet alle korrelfracties in het getransporteerde sediment voorkomen (Type A). Er is dan voor de natuurlijke rivier een goede onderscheiding aan te geven tussen het *spoeltransport* en het *transport van bodem-materiaal*.

Fig. 1.14 $S_i = f \left\{ D_i \right\}$ (schematisch)

Voor andere rivieren (Type B) geldt dit niet. Dit type komt bv. voor bij de rivieren op Midden Java. Het kalksteengebergte, dat voor deze rivieren de bron van het sediment vormt, heeft een zodanige samenstelling, dat er in vrijwel elke korreldiameter voorkomt.

In Tabel 1.1 is een analyse weergegeven van de korrelsamenstelling van monsters van zwevend sediment in de Serang (Midden Java).

Zeeffopening (D_i) (μ m)	150	105	75	62	50	42	35	25	0
P { D_i } (%)	0,9	2,4	4,4	6,9	9,1	11,5	14,4	21,9	100

Tabel 1.1 Korrelsamenstelling zwevend sediment, Serang (Midden Java)

Voor deze rivier geldt, dat de grens tussen spoeltransport en transport van bodemmateriaal niet eenvoudig aan een korreldiameter kan worden opgehangen. De *Vlugter-Bagnold grens* geeft hier een grens aan de hand van de valsnelheid (W_c) met

$$\frac{\rho_s - \rho}{\rho_s} W_c \approx u \cdot i \quad (1-7)$$

De korrels met $W < W_c$ dragen bij aan het spoeltransport.

In Tabel 1.2 is een aantal gegevens van 38 rivieren weergegeven. De rivieren zijn geordend naar afnemend oppervlak van het stroomgebied. Deze tabel geeft slechts een eerste globale indicatie. Voor meer gedetailleerde informatie kan bijvoorbeeld worden verwezen naar Fournier (1969).

Naar aanleiding van deze tabel kan een aantal opmerkingen worden gemaakt.

- (i) Rivieren met relatief kleine sedimenttransporten (zeg < 100 ppm) liggen als regel in gematigde en koude klimaatzones en zij hebben een vlak stroomgebied.
- (ii) Rivieren in tropische gebieden behoeven niet beslist een groot sedimenttransport te hebben. Een voorbeeld daarvan is de Congo. Deze heeft met een betrekkelijk vlak, zwaar begroeid, stroomgebied een relatief gering sedimenttransport.

Dit neemt overigens niet weg, dat er ernstige morfologische problemen kunnen optreden. Als voorbeeld kan worden genoemd de toegang tot de havens in Brazzaville (zie Par. 3.4.3).

(iii) De grote uitschieter qua sedimenttransport is de Huang He (Gele rivier), Als voorbeeld zijn in Fig. 1.15 enkele transportmetingen weergegeven bij het station Tungkuan. Er is hier sprake van immense transporten. Concentraties tot 175 g/liter komen voor.

River	Station	Catchment area 10 ⁶ km ²	Discharge				Sediment as ppm of discharge (mg l ⁻¹)
			Water		Sediment		
			m ³ s ⁻¹	mm yr. ⁻¹	10 ⁶ ton yr. ⁻¹	10 ⁻³ mm yr. ⁻¹	
Amazon	mouth	7.0	100 000	450	900	90	290
Mississippi	mouth	3.9	18 000	150	300	55	530
Congo	mouth	3.7	44 000	370	70	15	50
La Plata/Parana	mouth	3.0	19 000	200	90	20	150
Ob	mouth	3.0	12 000	130	16	4	40
Nile	delta	2.9	3 000	30	80	15	630
Yenissei	mouth	2.6	17 000	210	11	3	20
Lena	mouth	2.4	16 000	210	12	4	25
Amur	mouth	2.1	11 000	160	52	15	150
Yangtse	mouth	1.8	22 000	390	500	200	1 400
Volga	mouth	1.5	8 400	180	25	10	100
Missouri	mouth	1.4	2 000	50	200	100	3 200
Zambesi	mouth	1.3	16 000	390	100	50	200
St Lawrence	mouth	1.3	14 000	340	3	2	7
Niger	mouth	1.1	5 700	160	40	25	220
Murray-Darling	mouth	1.1	400	10	30	20	2 500
Ganges	delta	1.0	14 000	440	1 500	1 000	3 600
Indus	mouth	0.96	6 400	210	400	300	2 000
Orinoco	mouth	0.95	25 000	830	90	65	110
Orange River	mouth	0.83	2 900	110	150	130	1 600
Danube	mouth	0.82	6 400	250	67	60	330
Mekong	mouth	0.80	15 000	590	80	70	170
Hwang Ho	mouth	0.77	4 000	160	1 900	1 750	15 000
Brahmaputra	Bahadurabad	0.64	19 000	940	730	800	1 200
Dnjepr	mouth	0.46	1 600	110	1.2	2	25
Irrawaddi	mouth	0.41	13 000	1 000	300	500	750
Rhine	delta	0.36	2 200	190	0.72	1	10
Magdalena (Colombia)	Calamar	0.28	7 000	790	220	550	1 000
Vistula (Poland)	mouth	0.19	1 000	160	1.5	5	50
Kura (USSR)	mouth	0.18	580	100	37	150	2 000
Chao Phya (Thailand)	mouth	0.16	960	190	11	50	350
Oder (Germany/Poland)	mouth	0.11	530	150	0.13	1	10
Rhone (France)	mouth	0.096	1 700	560	10	75	200
Po (Italy)	mouth	0.070	1 500	670	15	150	300
Tiber (Italy)	mouth	0.016	230	450	6	270	850
Ishikari (Japan)	mouth	0.013	420	1 000	1.8	100	140
Tone (Japan)	Matsudo	0.012	480	1 250	3	180	200
Waipapa (New-Zealand)	Kanakanala	0.0016	46	900	11	5 000	7 500

Tabel 1.2 Enkele basisgegevens van rivieren (naar Jansen, 1979)

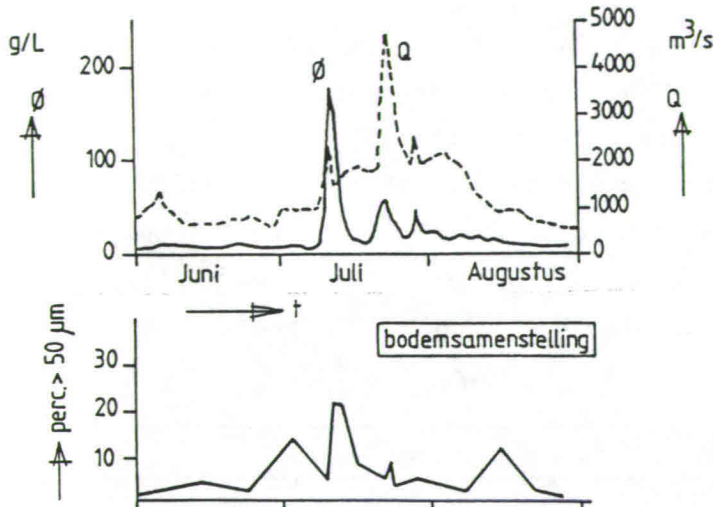


Fig. 1.15 Transporten Gele Rivier
(naar Long en Xiong, 1981)

Voor de bovenstroomse zijrivier Yehe, die door een heuvelachtig löss-gebied stroomt met veel 'gully-erosion', wordt zelfs een gemiddelde sedimentconcentratie gemeld van meer dan 300 g/liter. Bij een stroomgebied van 3208 km² is een sedimentopbrengst van 14400 t/km²·a.

Met deze gegevens behoeft het geen verwondering te wekken, dat de onder Russische leiding gebouwde dam bij Sanmenxia heeft geleid tot ernstige sedimentatie

in het gecreëerde reservoir. Sanmenxia ligt benedenstrooms van Tungkuan, waar de gegevens van Fig. 1.15 voor gelden. Door de ernstige sedimentatie wordt bij Sanmenxia slechts een fractie van de geprojecteerde energie aan de Gele Rivier ontleend. Overigens is men in China effectief bezig om de ernstige sedimentproblemen van de Gele Rivier te bestrijden.

Verder blijkt uit Fig. 1.15 nog, dat bij een afvoergolf de maximale concentratie eerder optreedt dan de maximale afvoer. Dit verschijnsel wordt bij meer rivieren geconstateerd.

Opmerking:

Er is hier slechts globaal op enige geologische aspecten ingegaan. Vanzelfsprekend kan voor verdere studie naar de geologische literatuur worden verwezen (bv. van Straaten, 1982). Door Scheidegger (1970) worden enkele riviermorfolologische processen wiskundig benaderd. In Schumm (1972) is een aantal artikelen verzameld, betreffende riviermorfolologische vraagstukken.

2. MORFOLOGISCHE PROCESSEN

2.1 Overzicht

In dit hoofdstuk worden de typische kenmerken van natuurlijke rivieren behandeld. Onder een natuurlijke rivier wordt daarbij verstaan de rivier waarin niet door menselijk ingrijpen (afvoerregulering, oeververdediging etc.) de kenmerken zijn veranderd. Ook rivieren na ingrepen worden beschouwd.

De gedaante waarin een rivier zich op een bepaald moment manifesteert hangt van een groot aantal factoren af. De voorgeschiedenis speelt daarin een sterke rol. De morfologische processen worden beheerst door de wetten van de mechanica. Een *deterministische* beschrijving is slechts ten dele mogelijk; een *statistische* en *stochastische* aanpak is daarnaast nodig.

In dit hoofdstuk wordt in de eerste plaats gekeken naar de 'overall' kenmerken van de natuurlijke rivier. Daarbij gaat het om de gedaante in plattegrond (*eng.* 'planform') en het lengteprofiel (Par. 2.2).

Vervolgens wordt besproken hoe rivierbochten als gevolg van de gecombineerde water- en sedimentbeweging zich manifesteren (Par. 2.3).

Vervolgens wordt in Par. 2.4 nog enige aandacht besteed aan splitsingspunten en samenvloeiingen zoals die in een riviersysteem voorkomen.

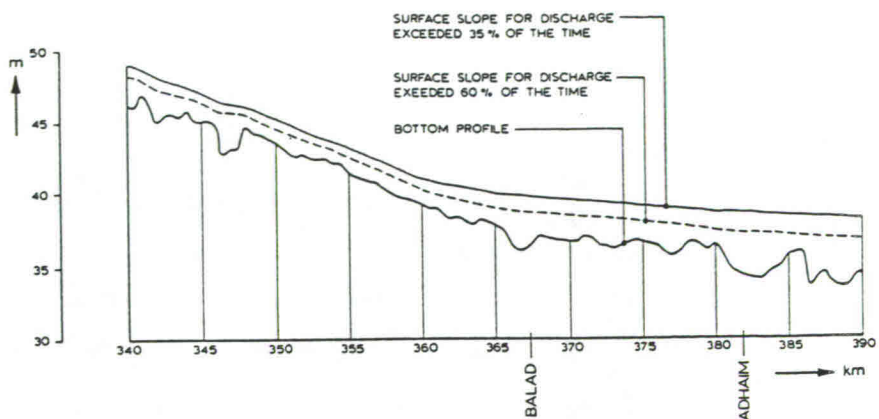
2.2 Plattegrond en lengteprofiel

Een natuurlijke rivier kan uit één of meer waterlopen bestaan. In plattegrond zijn er daardoor twee typen rivieren te onderscheiden.

- *Meanderende rivieren* (*eng.* meandering rivers)
- *Vlechtende rivieren* (*eng.* braided rivers)

Het verschil tussen deze twee typen is, dat bij een meanderende rivier het laagwaterbed uit een enkele geul bestaat, terwijl bij een vlechtende rivier er sprake is van een stelsel van geulen. In één rivier kunnen beide typen naast elkaar voorkomen. Een voorbeeld wordt gevormd door de Tigris bij Balad (Fig. 2.1).

Door Leopold en Wolman (1957) is aangegeven, dat afhankelijk van het verhang (i) en de afvoer bij gevuld LW-bed ('bank-full discharge') de beide rivier-typen kunnen voorkomen (Fig. 2.2).



Bodemligging en waterstanden

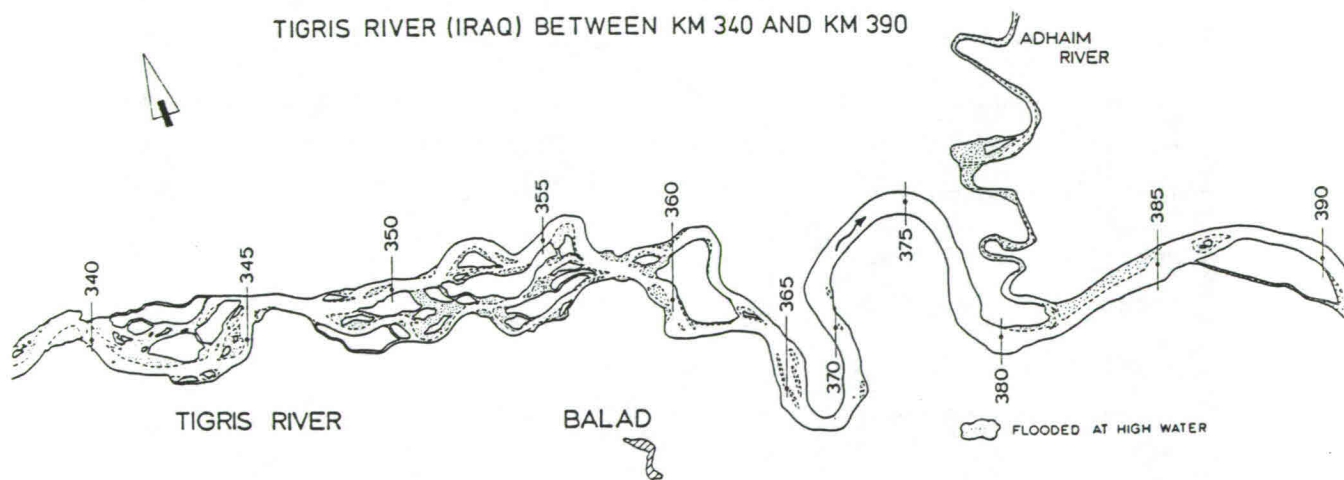


Fig. 2.1 Plattegrond Tigris (Irak)

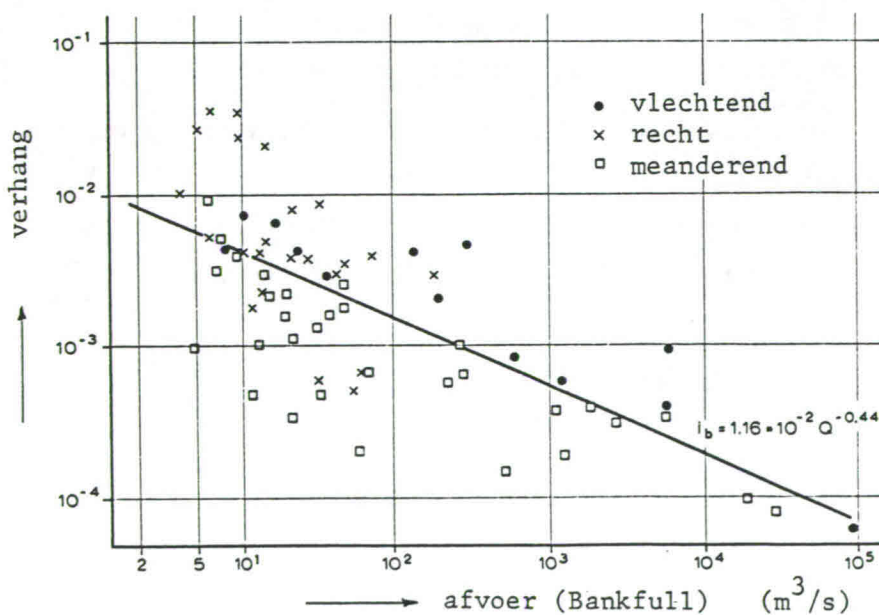
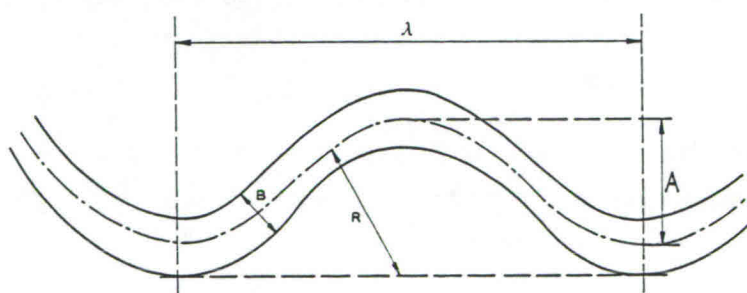


Fig. 2.2 Riviertypen naar plattegrond (naar Leopold en Wolman, 1957)

De genoemde schrijvers geven nog een derde type aan: de *rechte rivier*. Dit type komt evenwel nauwelijks voor. In kunstmatige rechte rivieren, door bochtafsnijdingen met oeververdediging ontstaan, gaan afwisselend langs beide oevers zandbanken ontstaan (*eng.* alternate bars) die zich voortplanten met een kleinere snelheid dan de beddingvormen. Dergelijke verschijnselen zijn ook waargenomen in brede, rechte laboratoriumgoten met een beweeglijke bodem (Wang en Klaassen, 1981).

De verklaring van het optreden van de verschillende riviertypen is door verschillende onderzoekers gezocht d.m.v. een *stabiliteitsanalyse*. Een toevallige storing in een rechte rivier met constante diepte wordt versterkt of gedempt. Nagegaan wordt dan onder welke omstandigheden er versterking van de storing kan optreden. Een belangrijke oorzaak van het niet stabiel zijn van een rechte rivier met constante diepte ligt in de niet-lineaire betrekking tussen waterbeweging en sedimentbeweging.

In een natuurlijke rivier, waarvan de oevers erodeerbaar zijn, kunnen meanders zich stroomafwaarts verplaatsen en/of uitbuigen haaks op de rivieras. Dit gedrag is slecht voorspelbaar in de praktijk. Een hoge afvoer kan een kortsluiting veroorzaken, waardoor de afvoer niet langer de oorspronkelijke meander volgt. Er kunnen daardoor in het HW-bed van de rivier oude resten van meanders worden gevonden (*eng.* 'oxbow lakes'). Deze slibben in de loop van de tijd vol met fijn materiaal, dat op den duur resistenter is dan het bodemmateriaal van de rivier zelf. Het HW-bed kan daardoor sterke verschillen in erodeerbaarheid vertonen. Dit maakt het voorspellen van het toekomstige gedrag van het LW-bed moeilijk. Het hierboven geschetste beeld doet zich o.a. voor bij de Mississippi (zie Leopold *et al* 1964, p. 298).



In Fig. 2.3 is een definitieschets van een geïdealiseerde meander gegeven. Er is gezocht naar relaties tussen de meanderkenmerken (zoals de meander lengte, λ ; de amplitude A of de kromtestraal R).

Fig. 2.3 Meander kenmerken

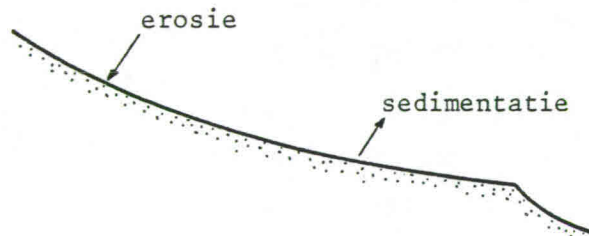
Het ligt voor de hand dat deze (statistische) analyses geen scherpe verbanden opleveren. Immers:

- (i) De afvoer wordt meestal geschematiseerd tot de 'bankfull discharge', maar er is sprake van $Q(t)$!
- (ii) Van een bepaalde rivier hebben niet alle meanders dezelfde kenmerken.

Door Leopold *et al* (1964) wordt globaal aangegeven $\lambda \sim R$ en $\lambda \sim B$

Voor meer informatie over meanderstudies wordt verwezen naar Jansen (1979, p. 133 e.v.) en Olesen (1983).

Het *lengteprofiel* van een rivier zal in het algemeen geleidelijk van bovenaf een kleiner bodemverhang tonen.



Erosie in de bovenloop leidt tot sedimentatie in de benedenloop. In de loop van de tijd wordt daardoor het lengteprofiel vlakker, tenzij de rivier bovenstrooms wordt gevoed met sediment als gevolg van erosie in het stroomgebied.

Fig. 2.4 Schematisch lengteprofiel

In stroomafwaartse richting neemt de korrelgrootte van het sediment geleidelijk af. In kwantitatieve zin zijn deze processen niet geheel duidelijk. Zeker zal door slijtage tijdens het transportproces de gemiddelde korrelgrootte afnemen.

Door Sternberg werd reeds in 1875 (zie Leliavski, 1955) als hypothese gesteld, dat de *massavermindering* (dM) van een korrel tijdens het transportproces evenredig is met de massa (M) en de transportweg (dx).

Of

$$dM = - \alpha M dx \quad (2-1)$$

Hierin is α een coëfficiënt, die de eigenschappen van de korrels en de rivier weerspiegelt.

Integratie geeft

$$M = M_0 \exp \{ - \alpha x \} \quad (2-2)$$

waarin M_0 (integratieconstante) de massa is op $x = 0$.

Ook is af te leiden

$$D = D_0 \exp \{ - \alpha' x \} \quad (2-3)$$

Er zijn wel waarnemingen die de hypothese van Sternberg ondersteunen. De spreiding is evenwel groot.

Ook het lengteprofiel kan soms worden benaderd door een exponentiële functie. Zo wordt voor de Rio Grande bericht het verband $i = 0,0022 \exp \{ - 5,8 \cdot 10^{-3} x \}$. Wegens $i = - dz_b/dx$ volgt dan voor z_b ook een exponentiële functie (zie Jansen, 1979, p. 141).

Ter demonstratie is in Fig. 2.6 het lengteprofiel van de IJssel gegeven. Het betreft de bodemhoogte $z_b(x)$ en de mediane korrelgrootte $D_m(x)$. De gegevens zijn ontleend aan Zeekant (1983).

2.3 Rivierbochten

2.3.1 Inleiding

Met name voor de scheepvaart is het verloop van de diepte $a(x,y)$ langs en loodrecht op de rivieras van belang. Het vergroten van de beschikbare vaarbreedte en -diepte door riviervverbeteringen is mogelijk. Om kwantitatief de mate van verbetering af te schatten, is een grondig inzicht nodig in de aard van de gecombineerde stroming van water en sediment in een rivierbocht.

Als inleiding op de bochtstroming wordt hierbij eerst een eenvoudige analyse gegeven.

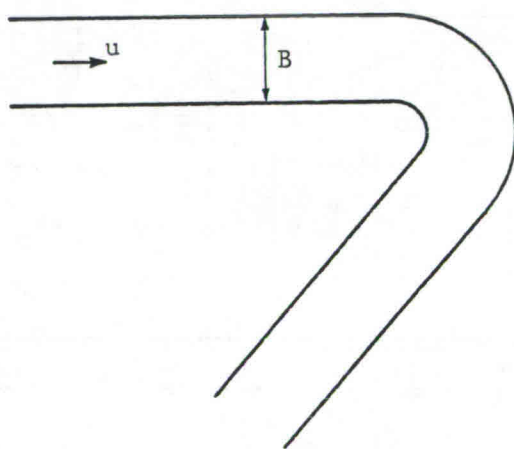


Fig. 2.5 Cirkel-bocht

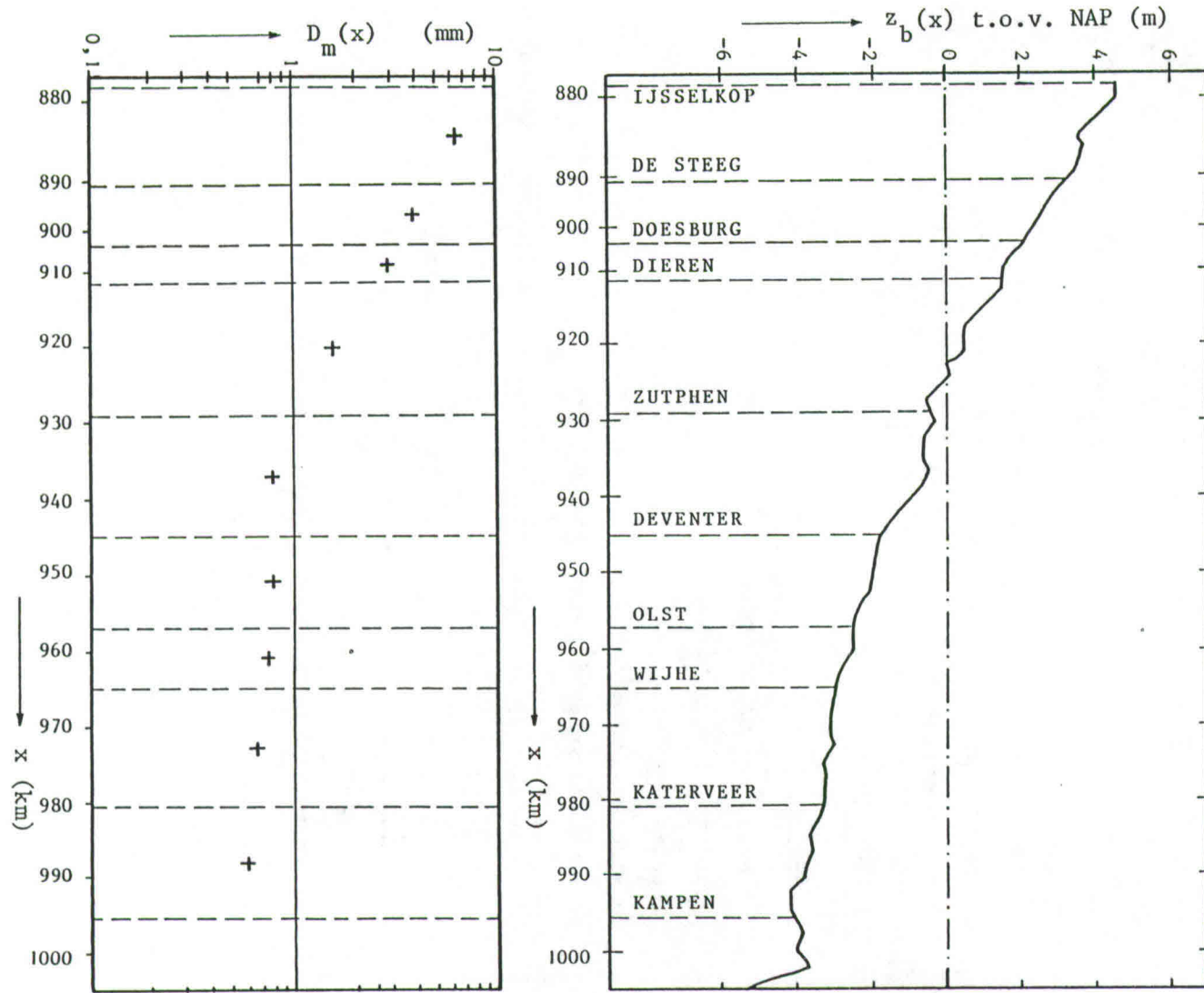
Beschouw een laboratoriumgoot, Fig. 2.5, (breedte B) met een cirkelvormige bocht tussen twee rechte gedeeltes. In eerste instantie wordt een constante diepte a verondersteld en de wrijving wordt verwaarloosd.

De stroming is dan als een potentiaalstroming op te vatten.

Het ligt voor de hand om hier een *natuurlijk assenstelsel* te gebruiken (s , n en b coördinaten).

Door de veronderstelde afwezigheid van de wrijving is de snelheid in de verticaal (binormaal) constant.

Fig. 2.6 Lengteprofiel IJssel



De vergelijkingen voor de waterbeweging luiden in het natuurlijk assenstelsel (zie de Vries, 1984a)

$$\frac{\partial u_s}{\partial t} + u_s \frac{\partial u_s}{\partial s} = - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial s} + a'_s \quad (2-4)$$

$$\frac{\partial u_n}{\partial t} + \frac{u_s^2}{r} = - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial n} + a'_n \quad (2-5)$$

$$\frac{\partial u_b}{\partial t} = - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial b} + a'_b \quad (2-6)$$

Bij het gekozen assenstelsel en de veronderstelde afwezigheid van wrijving ($a'_s = 0$, $a'_n = 0$ en $a'_b = g$ geldt voor stationaire stroming ($\partial/\partial t = 0$):

$$u_s \frac{\partial u_s}{\partial s} = - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial s} \quad (2-7)$$

$$\frac{u_s^2}{r} = - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial n} \quad (2-8)$$

$$0 = - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial b} + g \quad (2-9)$$

Uit de laatste vergelijking volgt, dat in verticale richting de *hydrostatische drukverdeling* aanwezig is. Als het piëzometrisch niveau vanaf de bodem wordt genomen, dan geldt volgens Bernoulli langs de stroomlijn

$$\frac{u_s^2}{2g} + a = \text{constant} \quad (2-10)$$

Voor een potentiaalstroming geldt er één constante van Bernoulli voor het gehele veld.

Langs de normaal geldt

$$\frac{u_s^2}{r} = - \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial n} \left\{ \rho g(a-z) \right\} \quad (2-11)$$

als z de afstand tot de bodem is. Hieruit volgt

$$\frac{u_s^2}{gr} = - \frac{\partial a}{\partial n} \quad (2-12)$$

De naar r gedifferentieerde Verg. (2-10) luidt:

$$\frac{u_s}{g} \frac{\partial u_s}{\partial r} + \frac{\partial a}{\partial r} = 0 \quad (2-13)$$

Met $\partial/\partial r = -\partial/\partial n$ geven Verg. (2-12) en (2-13) samen:

$$\frac{u_s^2}{gr} = -\frac{\partial a}{\partial n} = \frac{\partial a}{\partial r} = -\frac{u_s}{g} \frac{\partial u_s}{\partial r} \quad (2-14)$$

of

$$u_s \sim r^{-1} \quad (2-15)$$

De potentiaalbeschouwing levert dus op, dat de snelheid in de binnenbocht het grootst is.

We kunnen nu de wrijving in onze beschouwing betrekken. In een verticaal geldt, dat er slechts één waarde van da/dr is. Omdat u_s als gevolg van de wrijving aan het oppervlak groter is dan aan de bodem, geldt er

- oppervlak: $\frac{u_s}{g} \frac{du_s}{dr} > \frac{da}{dr}$
- bodem: $\frac{u_s}{g} \frac{du_s}{dr} < \frac{da}{dr}$

Aan het oppervlak worden de waterdeeltjes daardoor iets naar buiten afgebogen ($u_s g^{-1} du_s/dr$ relatief groot) en aan de bodem wijken de deeltjes iets naar binnen af ($u_s g^{-1} du_s/dr$ relatief klein). Als gevolg daarvan gaan de waterdeeltjes in een bocht een spiraalbeweging maken. De *spiraalstroom* bestaat uit een hoofdstroming en een circulatiestroming in het dwarsprofiel (Fig. 2.7).

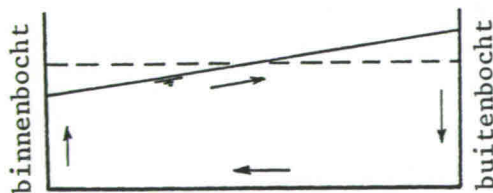


Fig. 2.7 Circulatie in dwarsprofiel

In de bocht is er sprake van een *dwarsverhang*. De grootte van het dwarsverval kan met Verg. (2-12) worden berekend

$$\Delta H = \int_{r_0}^{r_0+B} \frac{u_s^2}{gr} dr \quad (2-16)$$

met r_0 = boogstraal van de binnenbocht.

Om de grootte van ΔH af te schatten kan bij benadering voor u_s worden genomen de gemiddelde snelheid \bar{u}_s van het dwarsprofiel.

• *Voorbeeld*

Voor de Waal geldt op een bepaalde plaats $r_o = 2$ km en $B = 260$ m.

Als $\bar{u}_s = 1,2$ m/s dan geldt bij benadering

$$\Delta H \approx \frac{\bar{u}_s^2}{g\{r_o + \frac{1}{2}B\}} \cdot B = \frac{\{1,2\}^2 \cdot 260}{9,8\{2000+130\}} = 0,02 \text{ m}$$

Tot nu toe is verondersteld, dat de diepte in de bocht constant is. Is dit het geval bij een beweeglijke bodem, dan zal deze toestand niet in evenwicht zijn. Immers door de spiraalstroom wordt het sediment aan de bodem bij transport naar de binnenbocht afgebogen. Dit *dwarstransport* treedt op tot de bodem een zodanige dwarshelling heeft, dat het dwarstransport als gevolg van de spiraalstroom gelijk maar tegengesteld is aan het dwarstransport naar de buitenbocht als gevolg van de zwaartekrachtscomponent langs de dwarshelling. De buitenbocht heeft daardoor een grotere diepte dan de binnenbocht. Voor het geval met wrijving en een bodemdwarshelling zal Verg. (2-15) niet meer gelden: in een natuurlijke rivier zal de snelheid in de buitenbocht in het algemeen groter zijn dan in de binnenbocht.

Opmerking:

De manoeuvreerbaarheid van een schip wordt bepaald door de snelheid van het schip t.o.v. het water. Daarom geldt voor de Rijn (zie ook Par. 3.4.2)

- Afvaart heeft *voorrang* boven opvaart (manoeuvreerbaarheid).
- Opvaart volgt de *binnenbocht*, (stromingsweerstand geringer).

2.3.2 Waterbeweging

De eenvoudige analyse gegeven in Par. 2.3.1 geeft slechts een indicatie van de bochtstroming. Metingen van bv. Rosovskii (1957) tonen aan dat Verg. (2-15) slechts geldt bij het begin van een bocht. Meer naar benedenstrooms buigt het maximum van de stroomsnelheid af naar de buitenbocht. Een meer gedetailleerde analyse van de stroming is nodig.

Door van Bendegom (1947) en Rosovskii (1957) is de grootte van de secundaire stroming van een lange cirkelvormige bocht bepaald, uitgaande van een verticale snelheidsverdeling volgens een machtswet resp. een logaritmische wet. De analyses zijn samengevat in Jansen (1959, pp. 59 e.v.).

Uitgaande van het dimensieloze snelheidsprofiel

$$\frac{\kappa u}{u_*} = n \left\{ \frac{z}{a} \right\}^{n-1} = n \eta^{n-1} \quad (2-17)$$

geldt volgens van Bendegom voor de radiale component v van de snelheidsvector

$$\frac{r}{a} \cdot \frac{v}{U} = \frac{1}{\kappa^2} \left[-\frac{n(n+1)^2}{n+3} \eta^{n-1} + \frac{n^2(n+1)}{n+2} \int_0^{\eta} \frac{1 - \xi^{n+2}}{1 - \xi^n} d\xi \right] \quad (2-18)$$

met r = kromtestraal van de bocht en $U = n^2 u_* / \kappa(n+1)$

De uitdrukking van Rozovskii op basis van het logaritmische snelheidsprofiel kan worden geschreven (met de modificaties volgens Bouwmeester, 1972) als

$$\frac{r}{a} \cdot \frac{v}{U} = \frac{1}{\kappa^2} \left[F_1(\eta) + \frac{\sqrt{g}}{\kappa C} F_2(\eta) - 2 + \frac{2g}{\kappa^2 C^2} - 2 \frac{\sqrt{g}}{\kappa C} \left\{ 1 - \frac{\sqrt{g}}{\kappa C} \right\} \ln \eta \right] \quad (2-19)$$

$$\text{met } F_1(\eta) = \int_{\eta_0}^{\eta} \frac{2 \ln \eta'}{\eta' - 1} d\eta' \quad \text{en} \quad F_2(\eta) = \int_{\eta_0}^{\eta} \frac{\ln^2 \eta'}{\eta' - 1} d\eta'$$

In Fig. 2.8 is een vergelijking gegeven tussen de theoretische verlopen volgens Vergn. (2-18) en (2-19) en metingen.

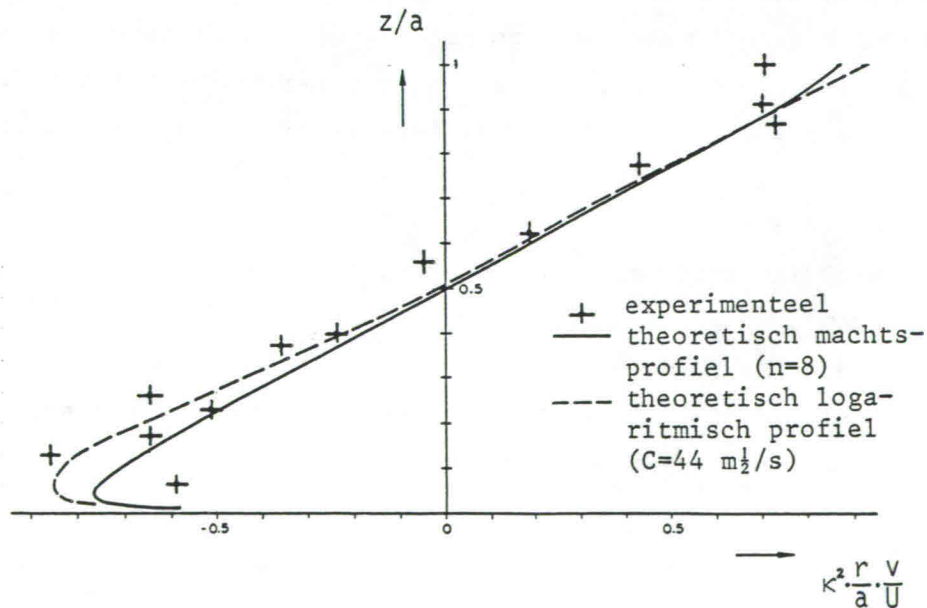


Fig. 2.8 Vergelijking theorie en metingen voor de radiale snelheidscomponent (v) in een rivierbocht (naar Kondrat'ev *et al*, 1959).

Opgemerkt moet worden, dat dit type metingen erg lastig nauwkeurig is uit te voeren. De component v is erg klein t.o.v. de hoofdstroomsnelheid u . Een kleine fout in de meting van de snelheidsvector \vec{u} geeft een relatief grote fout in de component v .

Voor beide analyses geldt voor de tangentiële component van de schuifspanning

$$\tau_{sb} = \rho g \frac{U^2}{C^2} \quad (2-20)$$

Er is enig verschil voor de radiale component van de bodemschuifspanning (τ_{sb}) en daardoor ook in de hoek (δ) die de bodemschuifspanning maakt met de rivieras. Er geldt respectievelijk van Bendegom (1947):

$$\tau_{rb} = - \rho a \frac{U^2}{r} \left[\frac{2(n+1)^2}{n^2(n+2)(n+3)} \right] \quad (2-21)$$

en

$$\text{tg } \delta = - \frac{2}{\kappa^2} \cdot \frac{a}{r} \left[\frac{n^2}{(n+2)(n+3)} \right] \quad (2-22)$$

Rozovskii (1957):

$$\tau_{rb} = - \rho a \frac{U^2}{r} \left[2 \left\{ \frac{\sqrt{g}}{\kappa C} \right\}^2 - 2 \left\{ \frac{\sqrt{g}}{\kappa C} \right\}^3 \right] \quad (2-23)$$

en

$$\text{tg } \delta = - \frac{2}{\kappa^2} \cdot \frac{a}{r} \left[1 - \frac{\sqrt{g}}{\kappa C} \right] \quad (2-24)$$

Voorbeeld:

Voor een gedeelte van de Waal gelden de volgende gegevens

$i = 1,3 \cdot 10^{-4}$; $a = 6,8$ m; $C = 42$ m^{1/2}/s; $r = 1500$ m.

De waarde van n wordt geschat met

$$\frac{\kappa C}{\sqrt{g}} = \frac{n^2}{n+1} \quad (2-25)$$

Dit levert $n = 6,22$. Er geldt verder $U = n^2 u_* / \kappa(n+1) = 1,25$ m/s

Voor de tangentiële component van de bodemschuifspanning uit Verg.

(2-20) heeft deze de grootte $\tau_{sb} = 8,7$ N/m²

Voor de radiale component τ_{rb} en δ volgt uit bovenstaande vergelijking

van Bendegom: $\tau_{rb} = 0,25 \text{ N/m}^2$ en $\delta = 1,7^\circ$

Rosovskii: $\tau_{rb} = 0,40 \text{ N/m}^2$ en $\delta = 2,6^\circ$

Uit dit voorbeeld blijkt dat de hoek δ klein is en dus moeilijk nauwkeurig te voorspellen. Bovenstaande theorieën hebben als bezwaar, dat ze uitgaan van een ontwikkelde cirkelbocht. In de natuur zal echter een aaneenschakeling van bochten met wisselende kromtestraal aanwezig zijn.

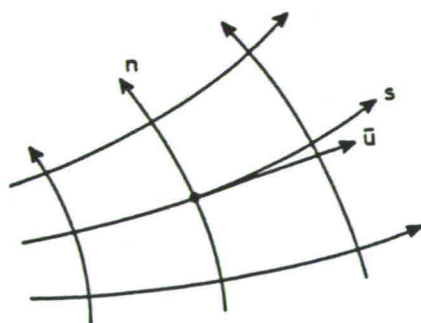
Om een nauwkeurige voorspelling van de bodemligging in een bocht uit te voeren, is een meer gedetailleerde kennis van de stroming nodig dan met de onderzoeken van van Bendegom en Rosovskii kan worden bereikt.

De sterk niet-lineaire betrekking tussen waterbeweging en sedimentbeweging maakt, dat eigenlijk een complete drie-dimensionale berekening voor de stroming nodig zou zijn. Omdat deze herhaald zou moeten worden uitgevoerd om de bodemligging te vinden, is dit een kostbare zaak.

Daarom wordt de oplossing gezocht met een twee-dimensionaal (horizontaal) waterbewegingsmodel, waarin wel de effecten van de snelheidsverdeling in de verticaal en de spiraalstroming worden ondergebracht. Deze benadering is mogelijk, omdat het bij rivierbochten vrijwel steeds om relatief ondiep water gaat ($B \gg a$).

Een uitvoerige studie is over dit onderwerp uitgevoerd door de Vriend (1981).

Door de Vriend en Struiksma (1983) is een interessante nadere analyse gegeven, die hier in hoofdlijnen wordt weergegeven.



Het gebruik van kromlijnige coördinaten ligt weer voor de hand. Voor de over de diepte gemiddelde snelheid (\bar{u}) kan de continuïteitsvergelijking worden afgeleid. Deze bevat de grootte r_n , de kromtestraal van de normaallijn. (positief als de stroomlijnen divergeren).

De continuïteitsvergelijking luidt:

$$\frac{\partial}{\partial s} (\bar{u} a) + \frac{\bar{u} a}{r_n} = 0 \quad (2-26)$$

Fig. 2.9 Definitieschets

De bewegingsvergelijkingen kunnen worden benaderd met

$$\alpha_1 \bar{u} \frac{\partial \bar{u}}{\partial s} + \alpha_2 \left\{ i_s \frac{\partial \bar{u}}{\partial n} + \bar{u} \frac{\partial i_s}{\partial n} + 2 \frac{i_s \bar{u}}{r_s} \right\} = - \frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{p}}{\partial s} - \frac{g \bar{u}^2}{C^2 a} \quad (2-27)$$

en

$$-\alpha_1 \frac{\bar{u}^2}{r_s} = - \frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{p}}{\partial n} \quad (2-28)$$

Hierbij geldt:

\bar{p} = over de diepte gemiddelde totale druk

r_s = kromtestraal van de stroomlijnen, positief als de normaallijnen divergeren

α_1 = coëfficiënt afhankelijk van verticale snelheidsverdeling van de hoofdstroom

α_2 = coëfficiënt afhankelijk van de snelheidsverdeling van de secundaire stroming

i_s = maat voor de intensiteit van de secundaire stroming, evenredig met de factor $\bar{u} a/r_s$.

Door de invoering van de wervelsterkte voor de diepte-gemiddelde stroming ($\bar{\omega}$) met

$$\bar{\omega} = - \frac{\partial \bar{u}}{\partial n} - \frac{\bar{u}}{r_s} \quad (2-29)$$

kan Verg. (2-28) worden geschreven als

$$\alpha_1 \bar{u} \bar{\omega} + \frac{\partial}{\partial n} \left\{ \frac{\bar{p}}{\rho} + \frac{1}{2} \alpha_1 \bar{u}^2 \right\} = 0 \quad (2-30)$$

Met behoud van de geldigheid van de hierna volgende conclusies, kan de tweede term van Verg. (2-27) in eerste instantie worden verwaarloosd door te stellen $\alpha_2 = 0$.

Vergelijking (2-27) kan dan worden omgevormd tot

$$\frac{\partial}{\partial s} \left\{ \frac{\bar{p}}{\rho} + \frac{1}{2} \alpha_1 \bar{u}^2 \right\} = - \frac{g}{C^2} \frac{\bar{u}^2}{a} \quad (2-31)$$

Combinatie van de Vergn. (2-30) en (2-31) geeft na enige herleiding

$$\alpha_1 \bar{u} \frac{\partial}{\partial s} \left\{ \frac{\bar{\omega}}{a} \right\} + 2 \frac{g}{C^2} \frac{\bar{u}^2}{a^2} \bar{\omega} = - \frac{g}{C^2 a^2} \frac{\bar{u}^2}{r_s} - \frac{g}{C^2 a^3} \bar{u}^2 \frac{\partial a}{\partial n} \quad (2-32)$$

Uit deze vergelijking kan worden afgeleid, dat de convectieve traagheidsterm (dit is de eerste term uit Verg. (2-27)) een vertraagde aanpassing van de stroming in een bocht veroorzaakt als de bodemwrijving overheerst. Dit kan worden nagegaan door in Verg. (2-32) alle grootheden behalve $\bar{\omega}$ lokaal constant te veronderstellen. Als $\bar{\omega}$ voorgeschreven is op $s = 0$ dan is de oplossing van Verg. (2-32):

$$\bar{\omega} = \bar{\omega} \Big|_{s=0} \exp \{-s/\lambda_1\} + \bar{\omega} \Big|_{s \rightarrow \infty} \{1 - \exp(-s/\lambda_1)\} \quad (2-33)$$

met

$$\lambda_1 = \alpha_1 \frac{C^2 a}{2g} \text{ en } \bar{\omega} \Big|_{s \rightarrow \infty} = - \frac{1}{2} \left\{ \frac{\bar{u}}{r_s} + \frac{\bar{u}}{a} \frac{\partial a}{\partial n} \right\} \quad (2-34)$$

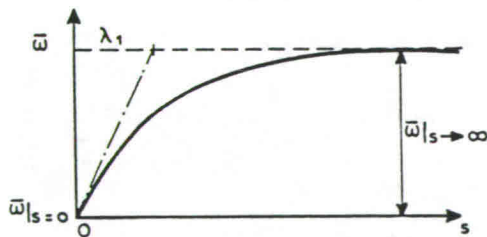


Fig. 2.10 Vertraagde aanpassing van \bar{u}

Een kenmerkende lengtemaat voor de aanpassing van de hoofdstroom is de lengteschaal λ_1 ; het is de afstand langs de stroomlijn, nodig om het verschil tussen $\bar{\omega} \Big|_{s=0}$ en $\bar{\omega} \Big|_{s \rightarrow \infty}$ met een factor e te verkleinen. Een lokale aanpassing is er dus alleen voor het (hypothetisch) geval met oneindig grote wrijving ($C \rightarrow \infty$).

Een tweede lengteschaal komt in de analyse naar voren, die afhangt van de breedte van de rivier $\lambda_2 = O(Br_s/a)$. Deze komt voort uit de term met α_2 in Verg. (2-27).

De analyse van de Vriend en Struiksma (1983) geeft ook uitdrukkingen, voor de componenten van de bodemschuifspanningen, die kunnen worden gebruikt voor morfologische berekeningen (zie Par. 2.3.3).

2.3.3 Bodemligging

De bodemligging in bochten is van groot belang voor de scheepvaart. Daarnaast is het van belang de diepte langs de oevers (vooral bij de buitenbocht) te kennen i.v.m. het ontwerp van oeververdedigingen. De volgende beschouwing geldt voor een niet of slecht erodeerbare oever.

Door Lely (1922) werden de Rijntakken aan een statistische analyse onderworpen. Hij concludeert dat de over de breedte gemiddelde diepte in bochten ongeveer gelijk is aan die in (vrijwel) rechte stukken. Verder stelt hij vast dat een verandering van de kromming een verandering van de bodemdwarshelling tot gevolg heeft, deze verandering ijlt op een afstand van $1\frac{1}{2} B$ na. Volgens Lely geldt voor de gemiddelde bodemdwarshelling (β) voor de Rijntakken

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{22}{r} \quad (2-35)$$

Uitgaand van de studie van van Bendegom (1947) wordt in NEDECO (1959) een methode ontwikkeld om in een 'oneindig lange' bocht met vaste oevers het bodemdwaarsprofiel uit te rekenen. Met gebruik van uitdrukkingen voor de bodemschuifspanning wordt voor de diepte a afgeleid

$$\frac{da}{a^2} = \frac{3}{2} \alpha i_x \frac{dr}{r\Delta D} \quad (2-36)$$

met i_x = langsverhang en

$$\alpha = \frac{2n^2}{\kappa^2(n+2)(n+3)} \quad (2-37)$$

Hierin is n weer de macht uit de machtswet voor het snelheidsprofiel.

In NEDECO (1959) wordt als aanvullende hypothese gesteld

$$i_r \cdot r = i_o \cdot r_o \quad (2-38)$$

waarin r_o de straal van de buitenbocht is en i_o het daar optredende langsverhang.

Uit Verg. (2-36) volgt dan

$$\left[\frac{1}{a} - \frac{1}{a_o} \right] = \left[\frac{1}{r} - \frac{1}{r_o} \right] \frac{1,5 \alpha i_o r_o}{\Delta D} \quad (2-39)$$

Bij bekende r_o en de gemiddelde diepte kan Verg. (2-39) worden gebruikt om het bodemprofiel te berekenen.

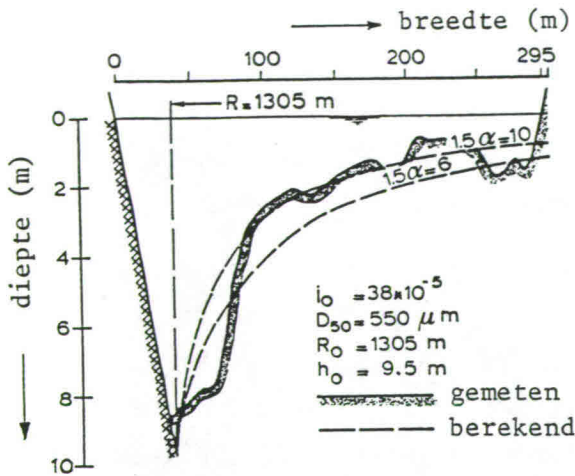


Fig. 2.11 Berekend dwarsprofiel
Río Magdalena

In Fig. 2.11 is een aan MITCH (1973) ontleend voorbeeld gegeven. Het betreft een dwarsprofiel van de Río Magdalena benedenstrooms van Puerto Triunfo (Columbia).

Het komt niet altijd zo goed overeen. De hypothese van Verg. (2-38) is twijfelachtig.

De studie van Apmann (1972) gaat eveneens uit van een 'oneindig lange' bocht. Hij maakt aannemelijk dat

$$\frac{da}{dr} = m \frac{a}{r} \quad (2-40)$$

waarbij m afhangt van de *stroomparameter* $\Delta D/a_i$. Integratie van Verg. (2-40) levert $a \sim r^m$. In plaats van Verg. (2-38) wordt nu verondersteld $a_i = \text{constant}$ in de bocht.

Voor de grootste diepte a_{\max} geeft dit

$$\frac{a_{\max}}{\bar{a}} = \frac{(m+1) (1-r_i/r_o)}{1 - \left\{r_i/r_o\right\}^{m+1}} \quad (2-41)$$

Hierin is r_i de straal van de binnenbocht. Apmann (1972) gebruikt $m = 2,5$ volgend uit metingen van de Buffalo Creek. Voor de Rijntakken wordt globaal $m = 7$ gevonden.

Ook Engelund (1974) behandelt de bochtstroming, maar betreft zijn beschouwingen niet op een 'oneindig lange bocht' (d.i. het axiaalsymmetrische geval). Dat wordt wel weer gedaan door Odgaard (1981). Deze concludeert, dat voor het axiaalsymmetrische geval voor de as van de rivier geldt

$$\left[\frac{da/dr}{a/r} \right]_{\text{as}} = K \quad (2-42)$$

en dat verschillende onderzoekers voor K (geen constante!) elk een andere uitdrukking geven.

Zo wordt volgens Odgaard door van Bendegom (1947) gevonden $K \approx 2 F_D^2$, waarin $F_D = \bar{u}/\sqrt{g\Delta D}$. Door Odgaard worden de laboratoriummetingen van Zimmermann en Kennedy (1978) als wel eigen metingen in de Sacramento rivier gebruikt om diverse formules van onderzoekers te toetsen. Odgaard (1981) geeft zelf een andere uitdrukking voor K. Voor de beschouwde metingen blijkt de uitdrukking van Odgaard beter te kloppen dan die van van Bendegom. De theorie van Apmann (1972) wordt door Odgaard niet in de beschouwingen betrokken.

Er moet worden opgemerkt, dat deze benaderingen globaal zijn. Bij welke afvoer moet de analyse (bepaling van m) worden uitgevoerd? Het baseren van m op de stroomparameter brengt de vraag naar voren welke korrelgrootte in de bocht maatgevend is. Het hoofdbezwaar is echter dat er uitgegaan wordt van een 'oneindig lange' bocht. In Par. 2.3.2 is reeds aangegeven, dat in een echte bocht de snelheid zich aanpast aan de kromming over een zekere afstand. Daaruit moet ook de waarneming van Lely worden verklaard, dat de bodemligging zich pas na zekere afstand aanpast.

Daarbij komt nog, dat het bodemmateriaal meestal niet uniform is. Daardoor komt in een bocht *uitzeving* voor. Uit veld- en laboratoriumonderzoek is dit gebleken (de Vries, 1961). Als in een langsraai de grootheden $\bar{u}(x,r)$; $a(x,r)$ en $D_m(x,r)$ worden gemeten dan blijken er faseverschuivingen op te treden. Uit de uitgevoerde metingen bleek dat in stroomafwaartse richting \bar{u} najlt op a en D_m weer najlt op \bar{u} .

Door Einstein (1971) is een stochastische methode aangegeven, voor de bepaling van $z_b(x,y)$, die door Nijdam (1973) voor de Waal is uitgewerkt. De gedachte is dat een bepaald dwarsprofiel wordt veroorzaakt (bij vrijwel constante breedte) door:

- het rivierregiem $Q(t)$
- de samenstelling van het bodemmateriaal
- de bovenstroomse riviergeometrie en
- wandinvloeden.

Bij een niet te lang riviervak zijn de eerste twee punten van elk dwarsprofiel hetzelfde. Bij verwaarlozing van de wandinvloed (als $B \gg a$) is de geometrie (uitgedrukt in kromtestralen) de maatgevende factor. Elk gemeten dwarsprofiel wordt nu gestrookt met een lineaire serie van (orthogonale) legendre polynomen, $P_r(y)$ waarbij y is gemeten loodrecht op de as van de rivier (Fig. 2.12).

$$z_b(y) = a_0 P_0(y) + a_1 P_1(y) + \dots + a_r P_r(y) + \dots + a_N P_N(y) \quad (2-43)$$

De parameters a_r voor een willekeurig dwarsprofiel n worden gerelateerd aan de kromming C van de doorsnede p bovenstrooms van n volgens

$$a_{r,n} = A_{0,r} + \sum_{p=1}^{p_0} A_{p,r} \cdot C_{n-p+1} \quad (2-44)$$

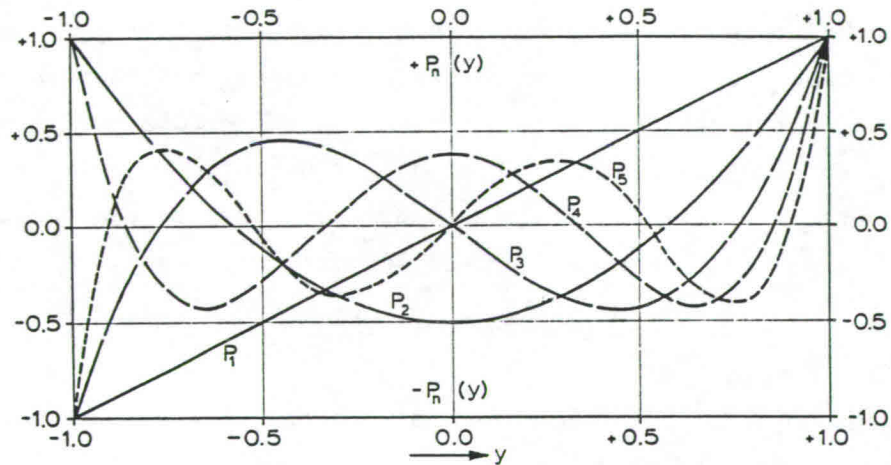


Fig. 2.12 Legendre polynomen

De parameters a_r behoren bij een bepaalde doorsnede; de parameters A behoren bij de bestaande rivier als geheel. De A -waarden worden uit Vergn. (2-43) en (2-44) uit de bestaande riviergegevens (z_b en C) bepaald. Er kan voor een ontworpen nieuwe bocht uit A en C -waarden met Verg. (2-44) de grootte van a_r worden bepaald. De waarden van $z_b(y)$ volgen dan uit Verg. (2-43). Door Einstein werden voor de Missouri zes polynomen gebruikt ($N = 6$) terwijl $p_0 = 15 =$ aantal bovenstroomse dwarsprofielen werd toegepast, om voor een dwarsprofiel de waarden van A te bepalen (dit kwam overeen met ongeveer 2 km).

Nijdam (1973) nam $p_0 = 30$, overeenkomend met $3\frac{3}{4}$ km en eveneens $N = 6$. Gebruikmakend van Waal-gegevens over 70 km werd een voorspelling gedaan voor 15 km benedenstrooms daarvan. In Fig. 2.13 zijn enkele resultaten gegeven. De linker oever van profiel B laat een te geringe voorspelde diepte zien. In de Waal ligt daar een krib. Deze lokale wandinvloed wordt niet in de voorspelling betrokken.

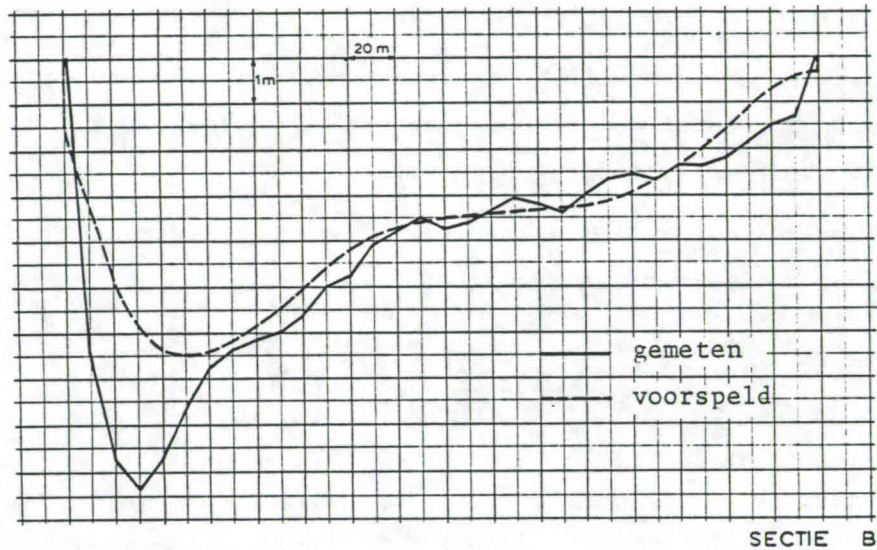
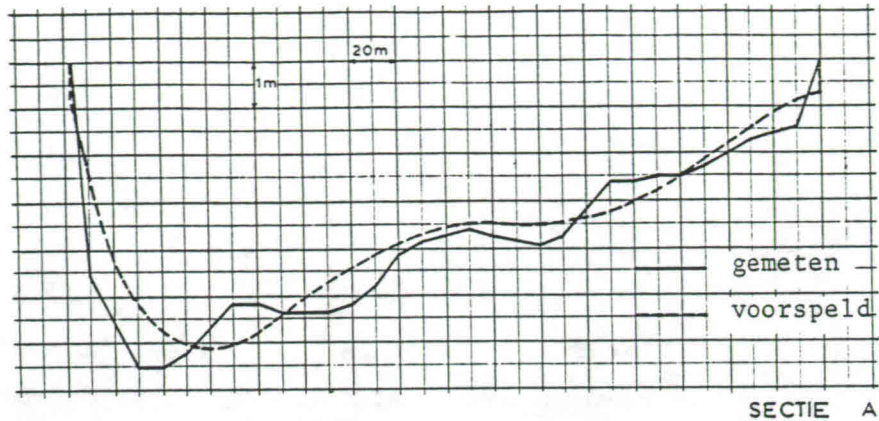


Fig. 2-13 Stochastische voorspelling dwarsprofielen Waal (naar Nijdam, 1973)

Opmerkingen

- (i) Legendre polynomen worden gebruikt, omdat deze op een eindig interval zijn gedefinieerd (Fig. 2.12).
- (ii) De methode kan alleen werken voor een *alluviale* rivier. Aanwezigheid van vaste (klei)lagen verstoren de voorspelling uiteraard. Dit is bv. het geval bij de Maas in Limburg. De bodem bestaat uit een grindlaag, die pas bij hoge afvoeren enigszins in beweging is. Over deze grindlaag wordt enig zand getransporteerd. Schematisch geeft Fig. 2.14 een dwarsprofiel in een bocht.

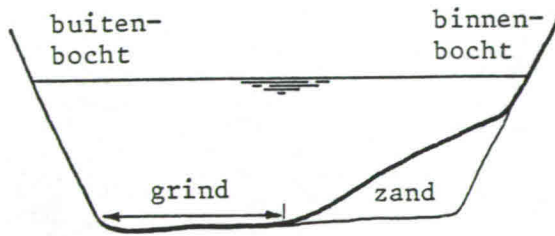


Fig. 2.14 Bochtprofiel van de Maas bij Roermond (schematisch)

Als gevolg van de spiraalstroom wordt het zand naar de binnenbocht getransporteerd. In de binnenbocht heeft de rivier een alluviaal karakter. Het zand beweegt zich via de overgang tussen twee tegengestelde bochten van de ene binnenbocht naar de andere.

Voor een dergelijke rivier is een zandtransport-formule niet toepasbaar. De zandtransport-capaciteit

volgens de formule is groter dan het optredend zandtransport (= aanbod).

Het begint nu mogelijk te worden om met behulp van een twee-dimensionaal stromingsmodel de bodemligging uit te rekenen. Met Verg. (2-26) en (2-32) wordt de waterbeweging bepaald.

Voor de continuïteitsvergelijking van het sediment kan bij een natuurlijk assenstelsel worden afgeleid:

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{\partial s_s}{\partial s} + \frac{s_s}{r_n} + \frac{\partial s_n}{\partial n} + \frac{s_n}{r_s} = 0 \quad (2-45)$$

waarin s_s en s_n de transportcomponenten van s in stroom- en normaalrichting zijn.

De richting van het transport wordt bijvoorbeeld genomen (Schilperoort *et al.*, 1984)

$$\frac{s_n}{s_s} = \text{tg } \alpha = - \frac{\alpha' \gamma Y_c^{-1} a/r_s + \partial z_b / \partial n}{\gamma/Y_c - \partial z_b / \partial n} \quad (2-46)$$

waarin γ de vormfactor van de korrel is en Y_c de stroomparameter bij begin van beweging. De coëfficiënt α' volgt uit de integratie over de diepte van het stroomveld.

Voor de transportvergelijking

$$s = f(a, i, C, D, \Delta \dots) \text{ met } s = \sqrt{s_s^2 + s_n^2} \quad (2-47)$$

moet een geschikte formule worden gekozen. Er is dan een gesloten systeem van vergelijkingen om $z_b(s, n)$ te berekenen.

Een gedetailleerde behandeling valt buiten het bestek van deze handleiding. Verwezen wordt naar de literatuur (Koch en Flokstra, 1981; de Vriend en Struiksma, 1983; Schilperoort *et al*, 1984).

Figuur 2.15 geeft resultaten van een proefberekening voor de Waal met het twee-dimensionale morfologische model SEDIBO. Ondanks dat hier nog niet met korrelmengsels is gerekend, zijn de resultaten bemoedigend.

Uit Fig. 2.15 blijkt het algemeen beeld van de bodemligging in een serie rivierbochten. De grootste diepte bevindt zich in de buitenbocht, in de binnenbocht is het ondiep. Op de overgang tussen twee bochten is de bodem vrij vlak. Op deze overgangen (*eng.* crossings) heeft de scheepvaart meestal voldoende breedte, maar de diepte kan te beperkt zijn. In de bocht is het net andersom; de diepte behoeft geen probleem te zijn, maar voor de *vaar-breedte* is dit wel mogelijk.

De algemene bodemligging in een bocht is mooi te zien bij lage afvoer. De hoge ligging in de binnenbochten tonen zich dan als grote zandbanken. Voor de Rijntakken is dit slechts lokaal te zien, omdat door de *normalisatie* (d.i. vastleggen van de oevers bij beperking van de breedte) de waterstand daarvoor niet laag genoeg komt.

Het geschetste beeld is in Nederland goed te zien bij de *Grensmaas*. In de binnenbochten liggen bij lage afvoer grote grindbanken boven water. Het water stroomt van de diepe buitenbocht via de overgang naar de volgende buitenbocht. In de diepe bochtprofielen zijn de snelheden dan gering. Op de overgangen is de diepte gering en de snelheid kan groot zijn. Er kan lokaal dan superkritische stroming optreden (gemiddelde bodemverhang $4,5 \cdot 10^{-4}$).

Opmerking:

De grindbanken in de binnenbochten van de *Grensmaas* blijken bij inspectie 'afgepleisterd' te zijn. *Afpleistering* (*eng.* *armouring*) treedt op als een korrelmengsel aan erosie is onderworpen. Het fijne materiaal wordt uitgespoeld. Aan het bodemoppervlak ligt daarna een dunne laag van grof materiaal (slechts één tot enkele korreldiameters dik). Het verschijnsel treedt o.a. op bij erosie benedenstrooms van een stuw. Als er geen aanbod van sediment is, gaat de erosie door tot de situatie van 'begin van beweging' weer is bereikt. Door het verschijnsel van afpleistering stopt de erosie als het begin van beweging wordt bereikt voor de grove staart van de zeefkromme van het oorspronkelijk korrelmengsel. Een voorbeeld van een afgepleisterde rivier is de Tigris boven Balad (Fig. 2.1).

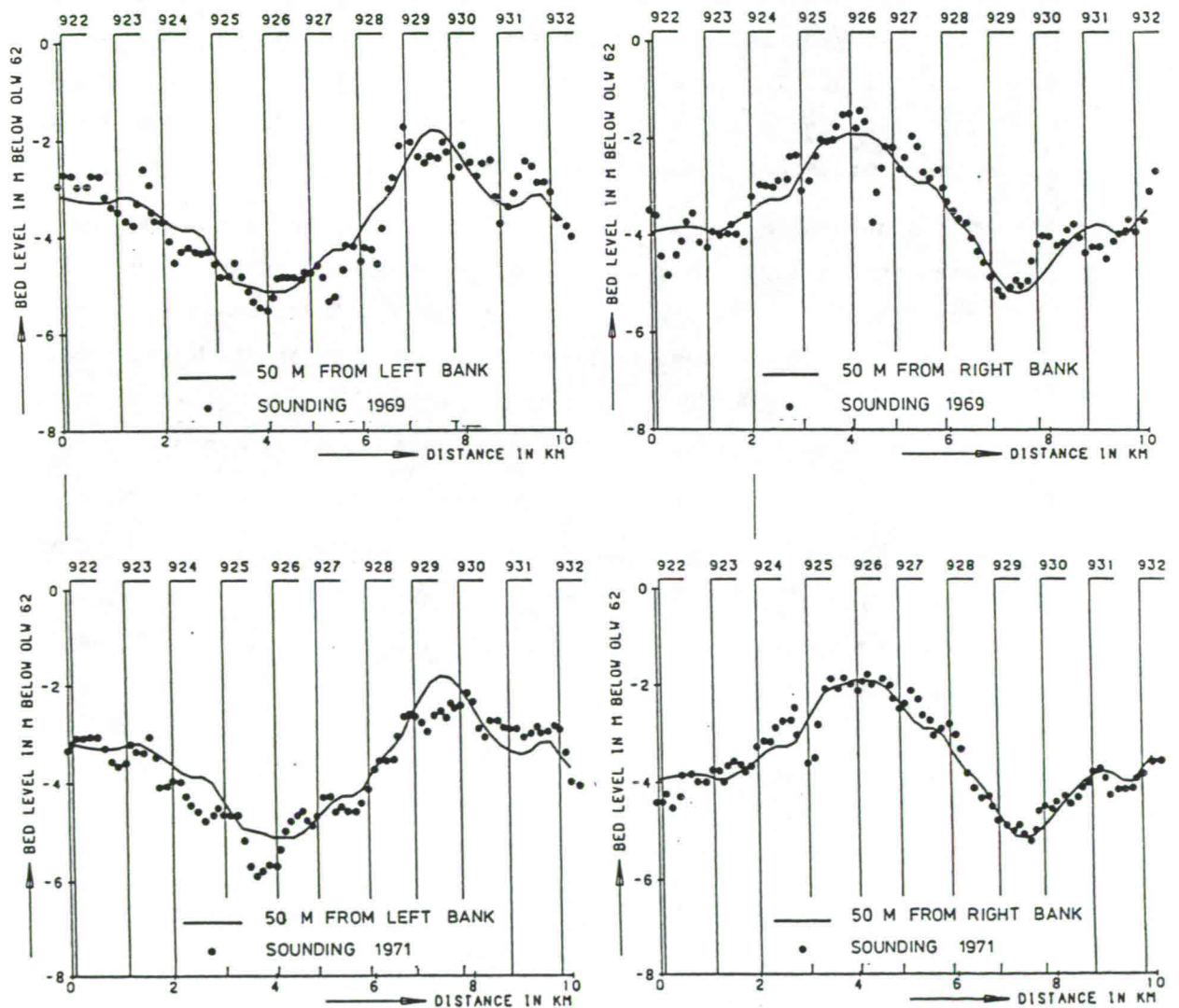
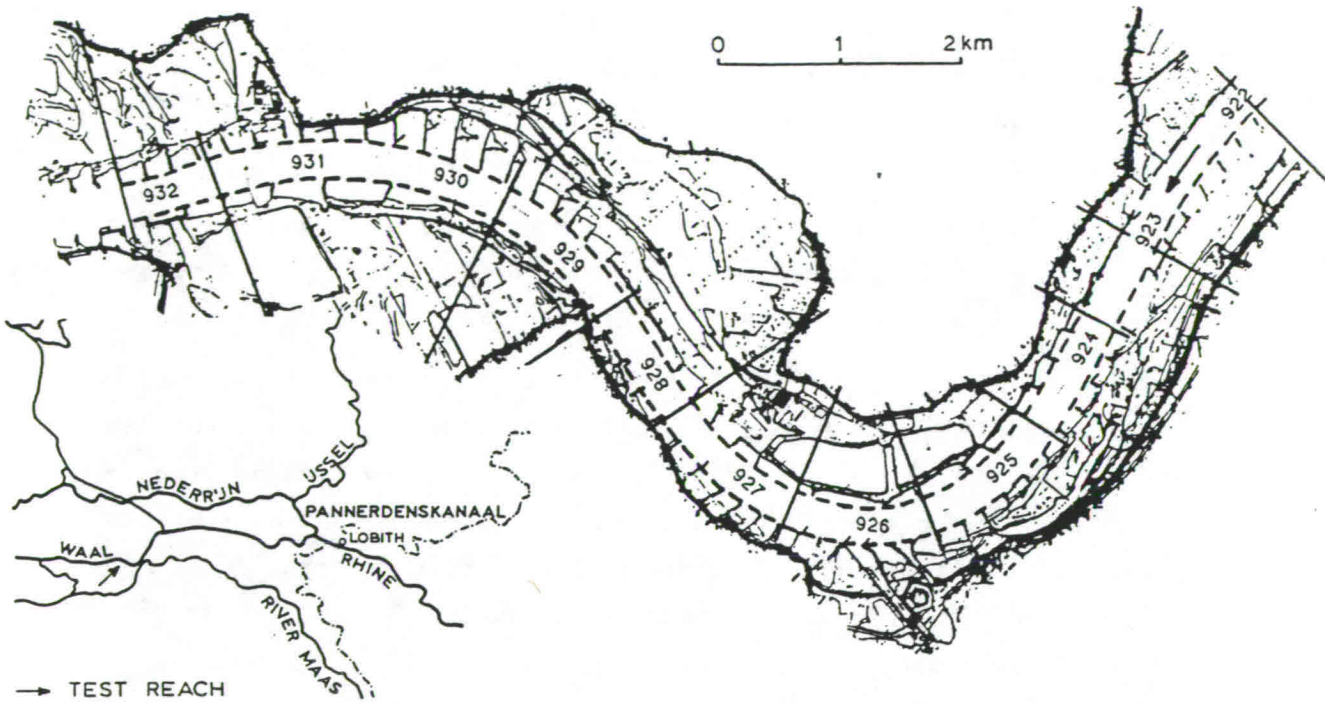


Fig. 2.15 Berekening bodemligging Waal met het model SEDIBO

2.4 Samenvloeiingen en splitsingen

Samenvloeiingen (eng. confluences) komen vooral voor in de bovenloop van een rivier, terwijl splitsingen (eng. bifurcations) meestal in de benedenloop van een rivier aanwezig zijn.

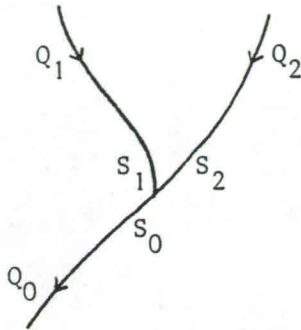


Fig. 2.16 Samenvloeiing

Ter plaatse van de ontmoeting van twee rivieren geldt voor water en sediment de continuïteitsvergelijking dus: (Fig. 2.16)

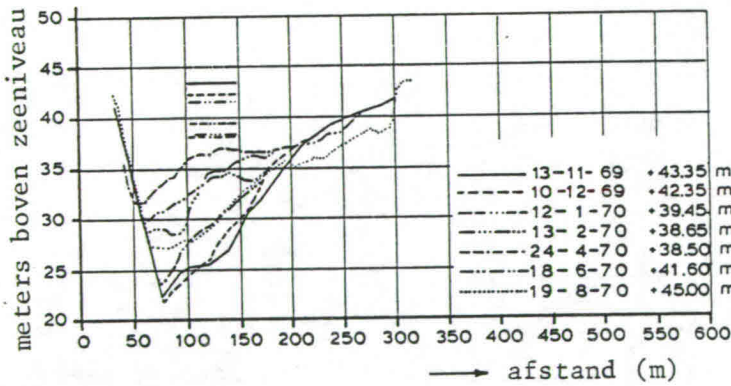
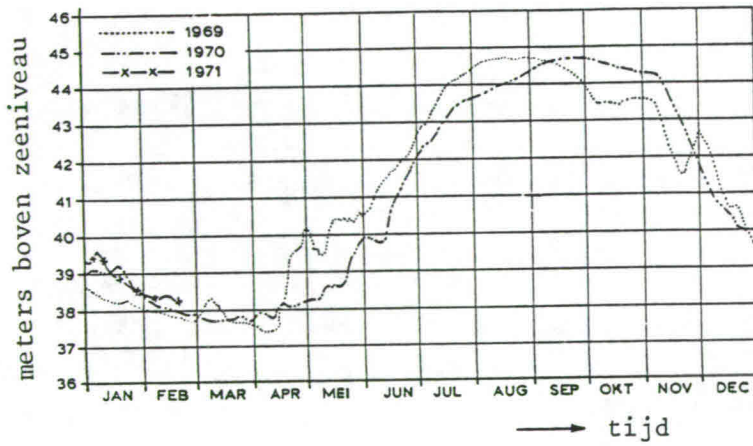
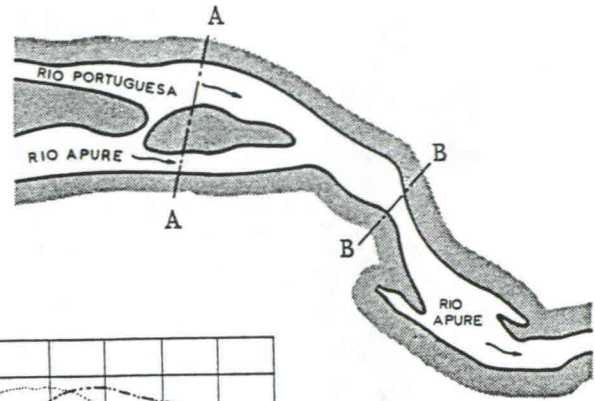
$$Q_0 = Q_1 + Q_2 \text{ en } S_0 = S_1 + S_2 \quad (2-48)$$

De afvoeren $Q_1(t)$ en $Q_2(t)$ kunnen hetzelfde verloop hebben, dit hoeft echter niet.

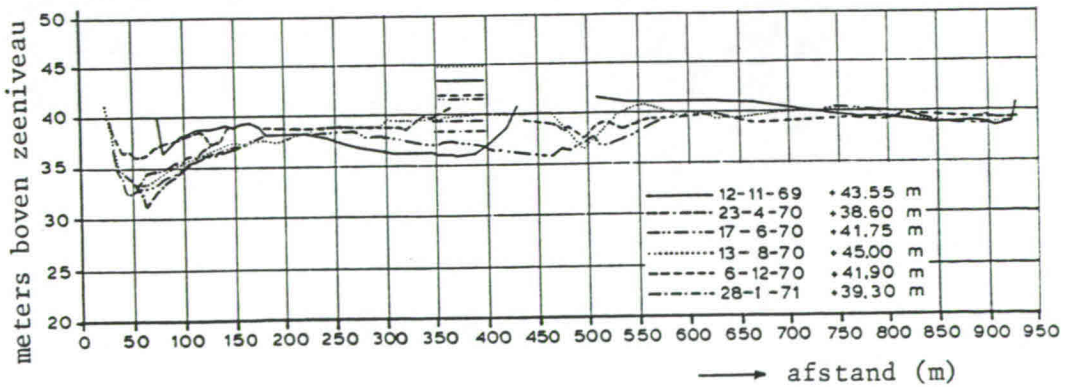
De samenvloeiing van de Niger en de Benue vormt een voorbeeld. De Boven Niger en de Benue hebben in september - oktober een hoge afvoer ('white flood').

Daarnaast heeft de Niger nog een hoge afvoer in april. Dit leidt tot de (veel kleinere) 'black flood' (zie NEDECO, 1959). De Niger bepaalt hoofdzakelijk de waterstand bij de samenvloeiing bij Lokoja. Daarom treden er tijdens de 'black flood' stuweffecten op de benedenloop van de Benue op die tijdelijk sedimentatie veroorzaken.

In Fig. 2.17 is de samenvloeiing van de Río Portuguesa en de Río Apure bij San Fernando de Apure (Venezuela) gegeven. De Río Apure heeft een heel regelmatig jaarlijks afvoerverloop. Deze afvoer, samen met die van de kleinere Río Portuguesa leidt benedenstrooms van de samenvloeiing tot aanzienlijke bodemfluctuaties (zie doorsnede B-B van Fig. 2.17).



DWARSPROFIEL B-B



DWARSPROFIEL A-A

Fig. 2.17 Samenvloeiing Río Portuguesa en Río Apure (Venezuela) (naar DHL 1971)

Bij splitsingspunten wordt de aangeboden afvoer aan water en sediment verdeeld over twee takken. Deze verdeling wordt hier voor water en sediment apart beschouwd (Fig. 2.18). De *waterverdeling* wordt beheerst door de omstandigheid, dat er op het splitsingspunt slechts één waterstand aanwezig kan zijn. De afvoeren Q_1 en Q_2 stellen zich zo in, dat het verval van het splitsingspunt naar zee voor de takken met resp. Q_1 en Q_2 hetzelfde is. Voor de waterverdeling is dus de capaciteit van de benedenstroomse rivieren maatgevend.

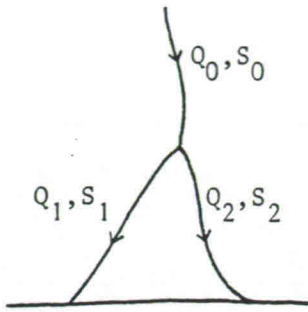


Fig. 2.18 Splitsingspunt

De *sedimentverdeling* bij een splitsingspunt volgt de waterverdeling voorzover het fijn sediment betreft (spoeltransport). Bij bodemtransport is dit niet het geval. De geometrie van het splitsingspunt zelf bepaalt het locale stroombeeld en dit bepaalt de beweging van de korrels in de buurt van de bodem. Een in een buitenbocht aftakkende rivier ontvangt relatief veel sediment. Dit wordt het Bulle-effect genoemd (Bulle, 1926).

Omdat rivieren nooit uniform bodemmateriaal bezitten, treedt er bij een splitsingspunt uitzeving op. Zo ligt er in een buitenbocht relatief grof sediment. De afbuigende tak daar ter plaatse zal dan ook relatief grof sediment krijgen aangeboden.

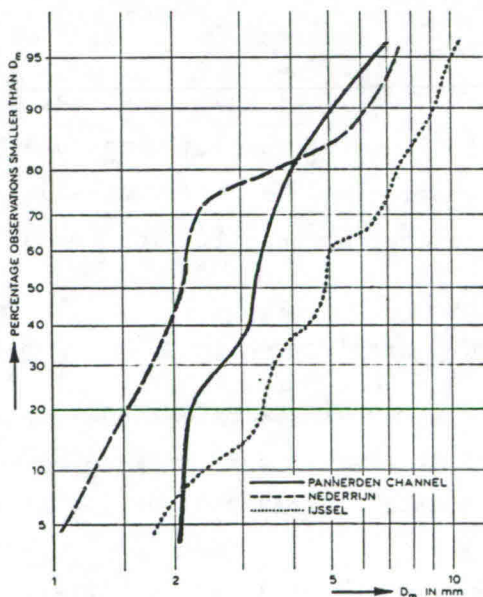


Fig. 2.19 Uitzeving bij de IJsselkop

In Fig. 2.19 wordt deze uitzeving gedemonstreerd met meetresultaten bij de IJsselkop, het splitsingspunt van het Pannerdens kanaal in IJssel en Nederrijn (zie Jansen, 1979).

Daartoe zijn over de drie takken bodemmonsters genomen op regelmatige afstand in de as en in twee langsraaien op $\frac{1}{4}B$ van elk der oevers.

Van elk der monsters is de D_m bepaald. Voor de drie takken is daarna de kansverdeling van deze D_m -waarde uitgezet. Fig. 2.19 toont duidelijk dat de aftakkende IJssel grover is dan de doorgaande Nederrijn.

IJssel grover is dan de doorgaande Nederrijn.

De waterspiegel heeft bij splitsing een continu verloop. De bodem kan evenwel sprongen vertonen. Voor de Pannerdense Kop en de IJsselkop blijkt dit uit Fig. 2.20.

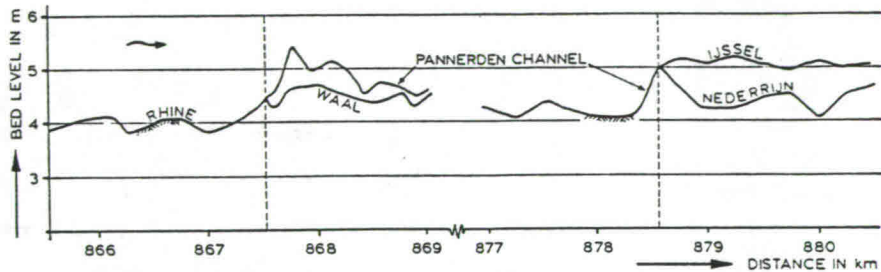


Fig. 2.20 Lengteprofiel van de bodem van de Rijntakken bij de splitsingspunten.

2.5 Riviermonden

Een rivier mondt uit in een andere rivier (bv. de Benue in de Niger), in een meer (bv. de IJssel in het IJsselmeer) of in een zee. Op grote afstand van de monding zal de invloed daarvan niet van invloed zijn op de water- en sedimentbeweging. De bodemhoogte wordt daar echter wel door de plaats en de aard van de monding bepaald.

In het onderstaande wordt voor een aantal schematische gevallen een elementaire analyse gegeven.

- *Rivier met constante afvoer, uitstromend in een diep meer.*

Bovenstrooms van de mond ($x > 0$) wordt door elke raai dezelfde hoeveelheid water (Q) en sediment (S) vervoerd. Bij constante korrelgrootte zijn voor alle raaien de grootte van het bodemverhang (i_b) en de waterdiepte (a_a) gelijk. Waterspiegel en bodemligging vormen evenwijdige lijnen voor $x > 0$.

- *Rivier met variabele afvoer, uitstromend in een diep meer.*

Voor de monding ($x = 0$) geldt nu $h(0,t) = \text{constant}$. De variabele afvoer, $Q(t)$, zorgt voor het optreden van stuwkrommen. Voor evenwicht is nu de voorwaarde, dat door elke raai ($x > 0$) de jaarlijkse zandvracht constant is.

Als de kansverdeling van de afvoer $f\{Q\}$ is, dan geldt

$$\int_0^{\infty} S(Q) \cdot f\{Q\} dQ = \text{constant} \quad (2-49)$$

Er geldt met $s = m u^n$

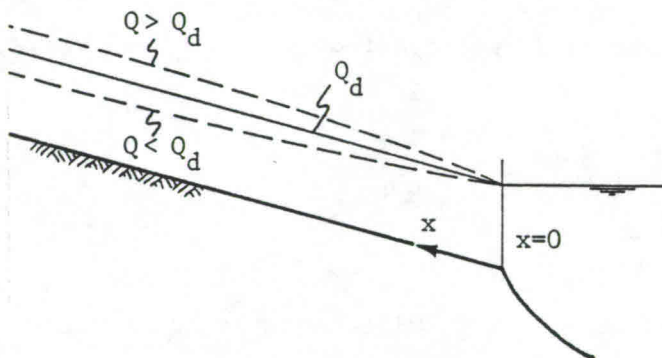
$$S = B m u^n = B m \left\{ \frac{Q}{Ba} \right\}^n = B m \left[\frac{Q}{B} \cdot \left\{ \frac{Q}{B C i^{1/2}} \right\}^{-2/3} \right]^n \quad (2-50)$$

$$S \sim B^{1-n/3} \cdot Q^{n/3} \cdot i^{n/3} \quad (2-51)$$

Dus

$$B^{1-n/3} \cdot i^{n/3} \int_0^\infty Q^{n/3} \cdot f\{Q\} \cdot dQ = \text{constant} \quad (2-52)$$

Bij constante $D_m(x)$ zijn m en n bij benadering onafhankelijk van x . Uit Verg. (2-52) volgt dan dat, als de breedte door oeververdediging constant is gehouden, ook het bodemverhang (i) dat is. Er is één afvoer (Q_d) waarbij voor $x > 0$ uniforme stroming optreedt. Voor $Q > Q_d$



is er sprake van een stuwkromme (type M_2 voor $Fr < 1$). Hetzelfde geldt voor $Q < Q_d$ (type M_1 voor $Fr < 1$).

In de praktijk zal het beeld ingewikkelder zijn als de meer-waterstand ook nog een functie van de tijd is.

Fig. 2.21 Rivier uitmondend in een meer

Hetzelfde beeld treedt op als de rivier niet in

een meer maar in een grotere rivier uitmondt. Dit is bijvoorbeeld het geval met de Benue, die bij Lokoja in de Niger uitstroomt.

- *Rivier uitmondend in een zee*

Een rivier die een zee nadert, ondervindt bij de monding de invloed van het getij. Door het getij krijgt de rivier in stroomafwaartse richting een groter dwarsprofiel, waardoor een getijrivier trechtervormig is. Met een eenvoudige analyse kan dit althans kwalitatief worden verklaard.

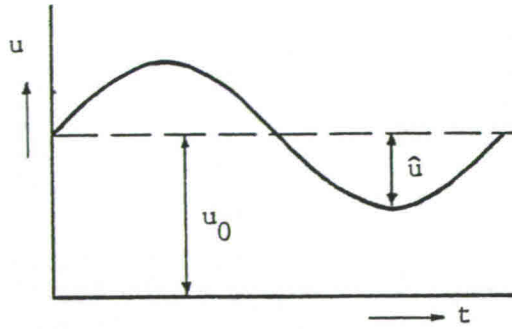


Fig. 2.22 Getij-invloed

In Fig. 2.22 is de snelheidsvariatie in een getijrivier aangegeven.

Ten gevolge van de bovenafvoer (Q_0) is er de snelheid u_0 .

De sinusoidaal veronderstelde snelheidsvariatie t.g.v. het getij heeft de amplitude \hat{u} . Voor de snelheid in het beschouwde dwarsprofiel geldt daarom

$$u = u_0 + \hat{u} \sin \omega t \quad (2-53)$$

Voor het transport s per eenheid van breedte geldt als gemiddelde over de getijperiode T :

$$\bar{s} = T^{-1} \int_0^T m \left\{ u_0 + \hat{u} \sin \omega t \right\}^n dt \quad (2-54)$$

Als m en n gedurende de getijperiode niet te veel variëren, geldt

$$\bar{s} = m u_0^n \cdot T^{-1} \int_0^T \left[1 + \phi \sin \omega t \right]^n dt \quad (2-55)$$

met $\phi = \hat{u}/u_0$.

Ten gevolge van de afvoer Q_0 alleen zou er het transport $s_0 = m u_0^n$ bestaan.

Uit Verg. (2-55) volgt met $\omega T = 2\pi$ en $\omega t = y$ dus $dy = \omega dt$

$$\bar{s} = s_0 \cdot \frac{1}{2\pi} \int_0^{2\pi} \left\{ \phi \sin y + 1 \right\}^n dy = \beta s_0 \quad (2-56)$$

met

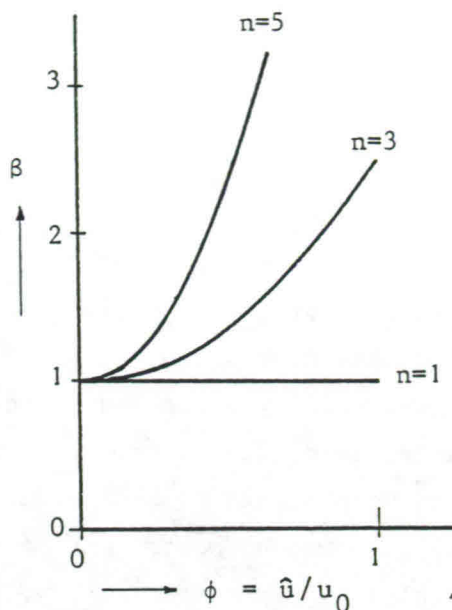
$$\beta = \frac{1}{2\pi} \int_0^{2\pi} \left\{ \phi \sin y + 1 \right\}^n dy \quad (2-57)$$

Voor oneven waarden van n is deze integraal eenvoudig analytisch op te lossen:

$$\begin{aligned} n = 1 & \quad \beta = 1 \\ n = 3 & \quad \beta = \frac{3}{2} \phi^2 + 1 \\ n = 5 & \quad \beta = \frac{15}{8} \phi^4 + 5 \phi^2 + 1 \end{aligned}$$

Voor andere waarden van n volgt numeriek $\beta = f\{\phi, n\}$.

Het gedrag van β is in Fig. 2.23 weergegeven.



Nu geldt voor de benadering van de transportformule met een machtswet, $n > 1$.
 Uit Fig. 2.23 volgt dan $\beta > 1$ of $\bar{s} < s_0$

Beschouw nu twee dwarsprofielen. Het profiel bovenstrooms van het getijgebied (index 0) heeft als kenmerken:

$$u = u_0; \phi_0 = 0 \text{ en } B = B_0.$$

Het profiel in het getijgebied (index 1) heeft als kenmerken $\phi = \phi_1$ en $B = B_1$

Voor een constante bovenafvoer (Q_0) is het gemiddelde sedimenttransport in beide dwarsprofielen gelijk als geldt

Fig. 2.23 $\beta = f\{\phi, n\}$

$$B_1 \beta_1 \cdot s_{01} = B_0 \cdot s_{00} \quad (2-58)$$

waarin s_{01} het transport in profiel A_1 is, met $Q_0 = u_{01} \cdot A_1$

Uit Verg. (2-58) volgt

$$B_1 \cdot \beta_1 \cdot m \left\{ \frac{Q_0}{a_1 B_1} \right\}^n = B_0 \cdot m \left\{ \frac{Q_0}{a_0 B_0} \right\}^n \quad (2-59)$$

$$\beta_1 = \frac{B_1^{n-1} \cdot a_1^n}{B_0^{n-1} \cdot a_0^n} \quad (2-60)$$

Wegens $\beta_1 > 1$ zal bij een constante breedte ($B_1 = B_0$) gelden $a_1 > a_0$.
 In het geval $B_1 \neq B_0$ zal uit Verg. (2-60) volgen $A_1 > A_0$. In het getijgebied neemt het dwarsprofiel in benedenstroomse richting toe. Door de invloed van dichtheidsstromen t.g.v. het zoute zeewater en het zoete rivierwater is de toestand bij de zee ingewikkelder dan hier is aangegeven.

2.6 Schematisatie van het regime

Ingrepen in een rivier leiden tot grote of kleine morfologische veranderingen. Bij het ontwerp van bepaalde ingrepen is het van belang deze veranderingen (zo mogelijk kwantitatief) te voorspellen. Daarbij moet zowel de geometrie van de rivier als het morfologische proces worden geschematiseerd.

De schematisatie van het morfologisch proces betreft de afvoer, de korrel-samenstelling alsmede de water- en sedimentbeweging. Hier zal enige aandacht worden gegeven aan de schematisatie van de afvoer $Q(t)$.

Grofweg gesteld zijn er drie mogelijkheden

- (i) Gebruik van één enkele afvoer
- (ii) Gebruik van de kansverdeling $f\{Q\}$
- (iii) Gebruik van $Q(t)$

ad (i) Als men het morfologisch proces met één enkele afvoer wil schematiseren, dan betekent dit een zeer grove schematisatie van het rivierregime. De vraag komt direct naar voren welke afvoer dan moet worden genomen. Het antwoord zal van het beschouwde probleem afhangen en de algemene beantwoording zal in samenhang met (ii) worden gegeven. Opgemerkt kan worden, dat de hier bedoelde enkele afvoer wel wordt genoemd de *dominante* of *bedvormende* afvoer. Met het gebruik ervan zij men echter bijzonder voorzichtig.

ad (ii) Bij het gebruik van $f\{Q\}$ wordt wel rekening gehouden met de afvoervariatie in de rivier maar *niet* met de volgorde waarin de afvoervariatie optreedt. Met andere woorden: er wordt geen tijdsafhankelijk proces beschreven maar een *dynamisch evenwicht*. Ter toelichting kan Verg. (2-52) behorend bij Fig. 2.21 worden beschouwd. Volgens de gegeven beschouwing kan Verg. (2-52) ook worden geschreven als

$$B^{1-n/3} \cdot i^{n/3} \int_0^{\infty} Q^{n/3} f\{Q\} dQ = B^{1-n/3} i^{n/3} \cdot Q_{d_i}^{n/3} \quad (2-61)$$

Dus voor dit probleem volgt dan

$$Q_{d_i} = \left[\int_0^{\infty} Q^{n/3} f\{Q\} dQ \right]^{3/n} \quad (2-62)$$

Hierin is Q_{d_i} dan de afvoer, die alleen hetzelfde resultaat (in dit geval i)ⁱ gegeven zou hebben als $f\{Q\}$.

Aan dit voorbeeld kan overigens eenvoudig worden aangetoond, dat per morfologische parameter een 'dominante afvoer' wordt gevonden. Immers als men in Verg. (2-52) niet alleen het bodemverhang (i) maar ook de diepte in de mond (a_0) wil weergeven met één afvoer, dan moet de redenering als volgt luiden

Voorwaarde:

$$\int_0^{\infty} S(Q) f\{Q\} dQ = \text{jaarlijkse zandvracht} = \text{constant} \quad (2-63)$$

met $s = m u^n$ geldt er voor de mond (index 0)

$$S = B_0 m u_0^n = B_0 m \left\{ \frac{Q}{B_0 a_0} \right\}^n \quad (2-64)$$

Gecombineerd met Verg. (2-63) geeft dit

$$B_0^{1-n} a_0^{-n} \int_0^\infty Q^n f\{Q\} dQ = B_0^{1-n} a_0^{-n} Q_{d_a}^n \sim \text{jaarlijkse zandvracht} \quad (2-65)$$

of

$$Q_{d_a} = \left[\int_0^\infty Q^n f\{Q\} dQ \right]^{1/n} \quad (2-66)$$

Algemeen zal dus voor het beschouwde probleem gelden $Q_{d_i} \neq Q_{d_a}$.

Het is dus niet mogelijk met één afvoer de goede antwoorden voor i en a_0 te vinden! Bovendien als per parameter de waarde van Q_d moet worden bepaald uit $f\{Q\}$ dan is (bij bekende jaarlijkse zandvracht) de betrokken parameter daarvóór al bekend. Dit blijkt zowel uit Verg. (2-52) voor i en uit Verg. (2-65) voor a_0 .

Opmerking:

Het begrip dominante of bedvormende afvoer stamt typisch uit de tijd van een beperkte reken capaciteit. Als een volledige dynamische voorspelling met $Q(t)$ in eerste instantie wordt vermeden, en er dus volstaan wordt met het beschouwen van een *dynamisch evenwicht* (dus werken met $f\{Q\}$) dan is het niet nodig om tot één enkele afvoer te schematiseren. Dit neemt niet weg, dat voor eenvoudige beschouwingen (bv. bij examens) wel met constante rivierafvoeren kan worden gewerkt. Het is dan echter misleidend deze constante afvoer bedvormend of dominant te noemen.

ad (iii) Bij het gebruik van $Q(t)$ wordt in de rivier een tijdsafhankelijk proces gesimuleerd. Dit zal in de praktijk met een wiskundig model gebeuren. De keuze welk jaar (of welk aantal jaren) daarvoor wordt genomen zal van het beschouwde probleem afhangen. In het algemeen moet daarbij worden bedacht, dat door de sterk niet lineaire betrekking tussen stroming en sedimenttransport de morfologische veranderingen sterk door de hoge afvoer worden bepaald.

3. GEBRUIK VAN RIVIEREN

3.1 Inleiding

Rivieren worden gebruikt voor verschillende doeleinden. Bij dit gebruik moet steeds in de gaten worden gehouden, dat de primaire functie van een rivier is, de afvoer van water (en ijs) zowel als van sediment. Uitvoering van werken om de rivier te verbeteren voor verschillende gebruiksdoeleinden moet dan ook gedaan worden tegen de achtergrond van de primaire functies.

In dit hoofdstuk wordt een aantal doeleinden achtereenvolgens behandeld. Het zal hier vaak rivieren betreffen, die door ingrepen van de mens al van de oorspronkelijke natuurlijke rivieren afwijken. Nieuwe rivieringrepen worden in Hoofdstuk 4 behandeld.

Bedacht moet worden, dat een rivier voor verschillende doeleinden tegelijkertijd wordt gebruikt. De eisen die voor de verschillende doeleinden worden gesteld zijn vaak tegenstrijdig. Zo zal wateronttrekking aan een rivier (Par. 3.2) leiden tot verondieping, die hinder kan opleveren voor de scheepvaart. Voor een goed rivierbeheer is het nodig de verschillende eisen goed op elkaar af te stemmen. Bij een ingewikkeld systeem kan dit systematisch gebeuren met een *systemanalyse* die duidelijk naar voren brengt voor verschillende alternatieven welke consequenties aan een bepaald gekozen beleid zijn verbonden.

3.2 Wateronttrekking aan een rivier

3.2.1 Inleiding

Water wordt aan een rivier onttrokken voor landbouw (irrigatie water), voor het koelen van elektrische centrales, of voor drink- en industriewater. In het laatste geval gaat het meestal om relatief kleine in te laten debieten. Bij koelwater wordt het gebruikte koelwater weer op de rivier geloosd. Ook lozing van al dan niet gezuiverd afvalwater komt voor.

Wateronttrekking en watertoevoeging aan een rivier heeft een aantal consequenties, dat hier verder wordt beschouwd.

3.2.2 Morfologische invloed op de rivier

Men zal er in het algemeen niet op gesteld zijn, om met water ook sediment in te laten. Mocht er enig sediment met het ingelaten water worden meegevoerd, dan zal men zorgen, dit op de een of andere manier weer in de rivier terug te brengen (zie Par. 3.2.3).

Voor de rivier betekent dit, dat benedenstrooms van de inlaat het zelfde sedimenttransport met een kleiner debiet wordt vervoerd. Dit leidt tot een gemiddelde bodemverhoging benedenstrooms van de inlaat. Betreft het koelwater, dan zal deze bodemverhoging zich uitstrekken tot de benedenstroomse koelwater uitlaat.

Behalve de *gemiddelde* bodemverhoging is de lokale bodemverandering van belang. Het begint mogelijk te worden deze bodemverandering met een tweedimensionaal wiskundig model te berekenen. In Fig. 3.1 is zo'n berekeningsresultaat weergegeven. Voor de presentatie is de rivier op een rechthoek afgebeeld.

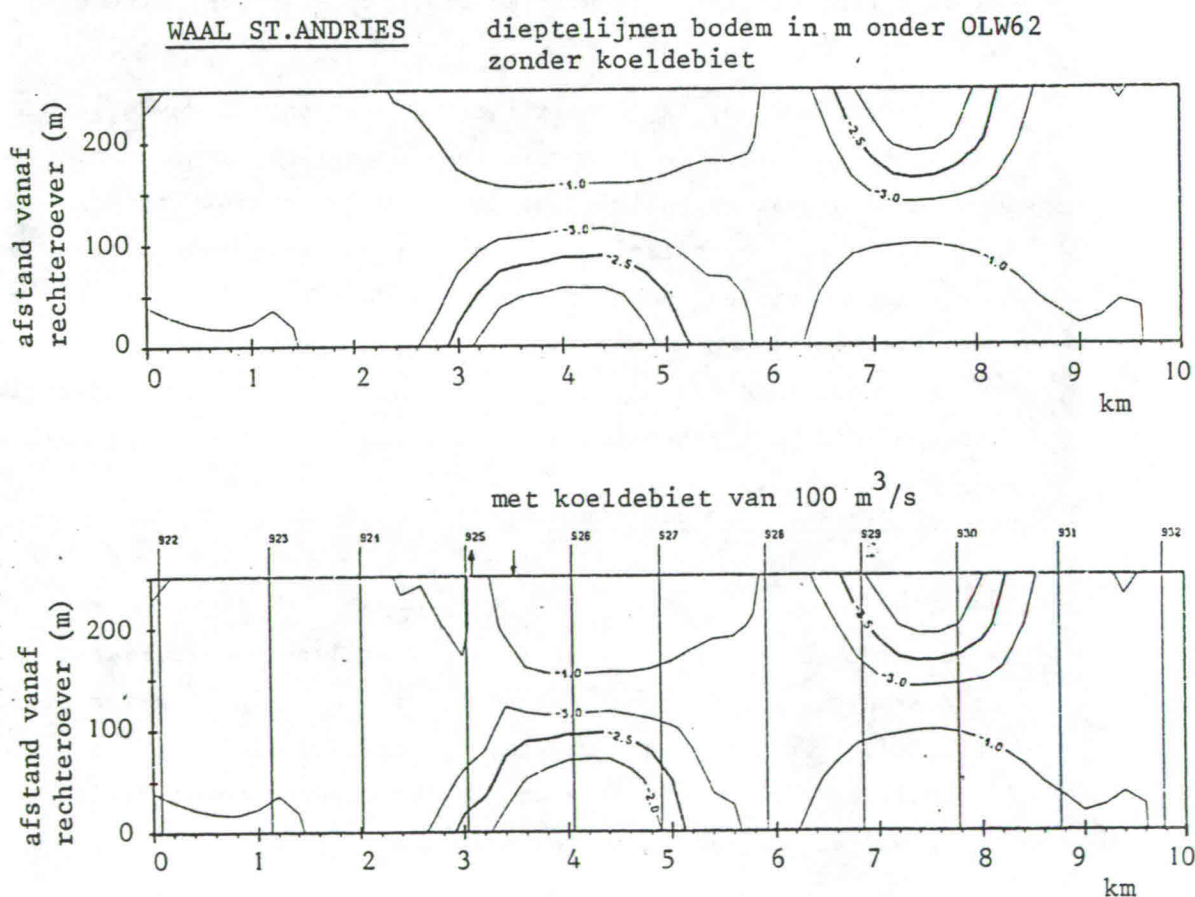


Fig. 3.1 Verandering bodemligging bij aanleg van een koelwaterinlaat (naar Schilperoort *et al*, 1984).

Deze studies zijn uiteraard van belang voor de scheepvaart.

3.2.3 Maatregelen bij de inlaat

Bij de inlaatconstructie moeten passende maatregelen worden genomen om te voorkomen, dat er sediment wordt ingelaten.

De inlaatopening moet daarom zo ver mogelijk van de rivierbodem liggen om te voorkomen, dat het langs de bodem getransporteerde sediment wordt ingelaten. Legt men de inlaat *te hoog* boven de bodem, dan kan mogelijk bij lage rivierafvoer geen water worden ingelaten. Er is dus sprake van een compromis.

Bij irrigatieprojecten op Java legt men in de rivier (er is geen scheepvaart) een vaste stuw om verval op te bouwen. In dat geval kan de inlaat ver boven de rivierbodem worden gelegd. Omdat er bovenstrooms sedimentatie plaats vindt, moet de stuw van *spoelsluizen* worden voorzien om regelmatig het sediment van de rivier door te laten. Door deze spoelsluizen bij de waterinlaat te bouwen, wordt de rivierbodem t.p.v. de inlaatsluis laag gehouden.

3.2.4 Maatregelen achter de inlaat

Het zal niet zijn te voorkomen, dat met het ingelaten water sediment meegevoerd wordt. Men zal proberen dit sediment te verwijderen om benedenstrooms hinder te voorkomen. Dit leidt tot de aanleg van een *zandvang* benedenstrooms van de inlaat. Voor het ontwerp zijn er drie hoofdvragen te beantwoorden.

- (i) Hoe kan het sediment dat niet door mag gaan worden gevangen?
- (ii) Hoe wordt het gevangen sediment verwijderd?
- (iii) Waar moet het sediment worden gedeponerd?

Na enige opmerkingen over de vragen (ii) - (iii) zal het beginsel van het ontwerp voor een zandvang worden behandeld.

Voor de verwijdering van het gevangen sediment kan bij kleine hoeveelheden een *dragline* worden ingeschakeld. De zandvang moet dan niet te breed zijn! Bij grotere hoeveelheden kan in de zandvang een (kleine) *drijvende zuiger* worden gebruikt, die met een zekere regelmaat in actie komt. Zo enigszins mogelijk zal men het sediment opnieuw aan de rivier toevoegen. Dat gebeurt ook bij het *spoelen* van een zandvang. Dit kan, als er door de aanwezigheid van de stuw een verval aanwezig is om voor een grote stroomsnelheid tijdens het spoelen te zorgen. Door de zandvang door een verbindingskanaal (met schuif) met de rivier te verbinden, kan het spoelen plaats vinden. Om de gedachten te bepalen: het in een week gevangen sediment wordt in enkele uren door spoelen verwijderd.

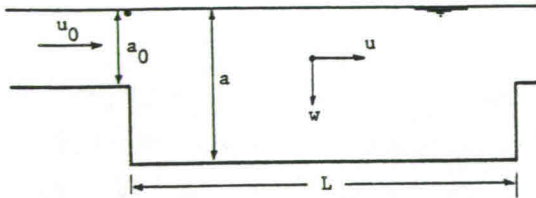


Fig. 3.2 Beginsel zandvang

Met $Q = B \cdot u \cdot a$ geeft dit

$$\frac{Q}{W} = L \cdot B \quad (3-2)$$

Deze beschouwing is te optimistisch, omdat opwaartse beweging als gevolg van de *turbulente diffusie* is verwaarloosd. Aan de andere kant is de beschouwing te pessimistisch, omdat in Fig. 3.2 eigenlijk de voorwaarde $L/a_0 > u/W$ al voldoende is. Bovendien geeft Verg. (3-2) geen uitspraak over de diepte. Deze moet in ieder geval zo groot zijn, dat er in de zandvang geen noemenswaardig bodemtransport plaatsvindt.

Uit het behandelde in het college b71N (de Vries, 1984, p. 66 Verg. (4-73)) blijkt, dat het probleem wordt beschreven bij $\partial\phi/\partial t \approx 0$ door

$$u \frac{\partial\phi}{\partial x} - \frac{\partial}{\partial z} \left\{ W\phi + \varepsilon(z) \frac{\partial\phi}{\partial z} \right\} = 0 \quad (3-3)$$

als verticale snelheden (u_3) in de zandvang afwezig zijn, en het turbulente transport in x-richting $\varepsilon_{11} \partial\phi/\partial x$ klein is t.b.v. dat in z-richting: $\varepsilon(z) \partial\phi/\partial z$.

Vergelijking (3-3) moet dan worden opgelost in het x-z vlak met voldoende randvoorwaarden.

Het beginsel van een zandvang bestaat uit het verlagen van de stroomsnelheid (u) door vergroten van de breedte en/of de diepte. Daardoor treedt o.i.v. de valsnelheid (W) sedimentatie op.

Uit Fig. 3.2 volgt, dat een deeltje dat zich bij het begin van de zandvang aan de waterspiegel bevindt, nog juist in de zandvang terecht komt, als

$$L/a > u/W \quad (3-1)$$

De bodem van de zandvang zal meestal lager liggen dan van de aansluitende waterlopen.

Als voor $\varepsilon(z)$ de turbulente uitwisselingscoëfficiënt voor impuls (ε) wordt genomen, dan geldt:

$$\varepsilon(z) = \kappa u_* z \left\{ 1 - z/a \right\} \quad (3-4)$$

Over het interval $0 < z < a$ geldt dan gemiddeld

$$\bar{\varepsilon} = \frac{\kappa u_*}{a} \int_0^a z \left\{ 1 - z/a \right\} dz = \frac{1}{6} \kappa u_* a \quad (3-5)$$

Met $u/u_* = C/\sqrt{g}$ geldt

$$\bar{\varepsilon} = \frac{1}{6} \kappa \cdot \frac{\sqrt{g}}{C} \cdot q \quad (3-6)$$

Voor een zandvang gevormd door alléén een diepte-vergroting toe te passen, is de waarde van $\bar{\varepsilon}$ in de zandvang nauwelijks anders dan in de bovenstroomse waterloop (alleen enige invloed van C). In dat geval is de waarde van q constant. Voor dit geval heeft Van Rijn (1985) een groot aantal berekeningen uitgevoerd, waarvan de resultaten hier kunnen worden gebruikt (Fig. 3.3).

De efficiëncy van de zandvang wordt gedefinieerd als

$$E = \frac{s_0 - s_1}{s_0} \quad (3-7)$$

waarin s_0 het aangeboden transport is, en s_1 het transport in de zandvang.

Er geldt:

$$E = f \left\{ \bar{u}_0, W/u_{*0}, (a - a_0)/a_0, L/a_0, \text{tg } \gamma \right\} \quad (3-8)$$

Hierin is γ de hoek, die het talud van de zandvang maakt met de horizontaal.

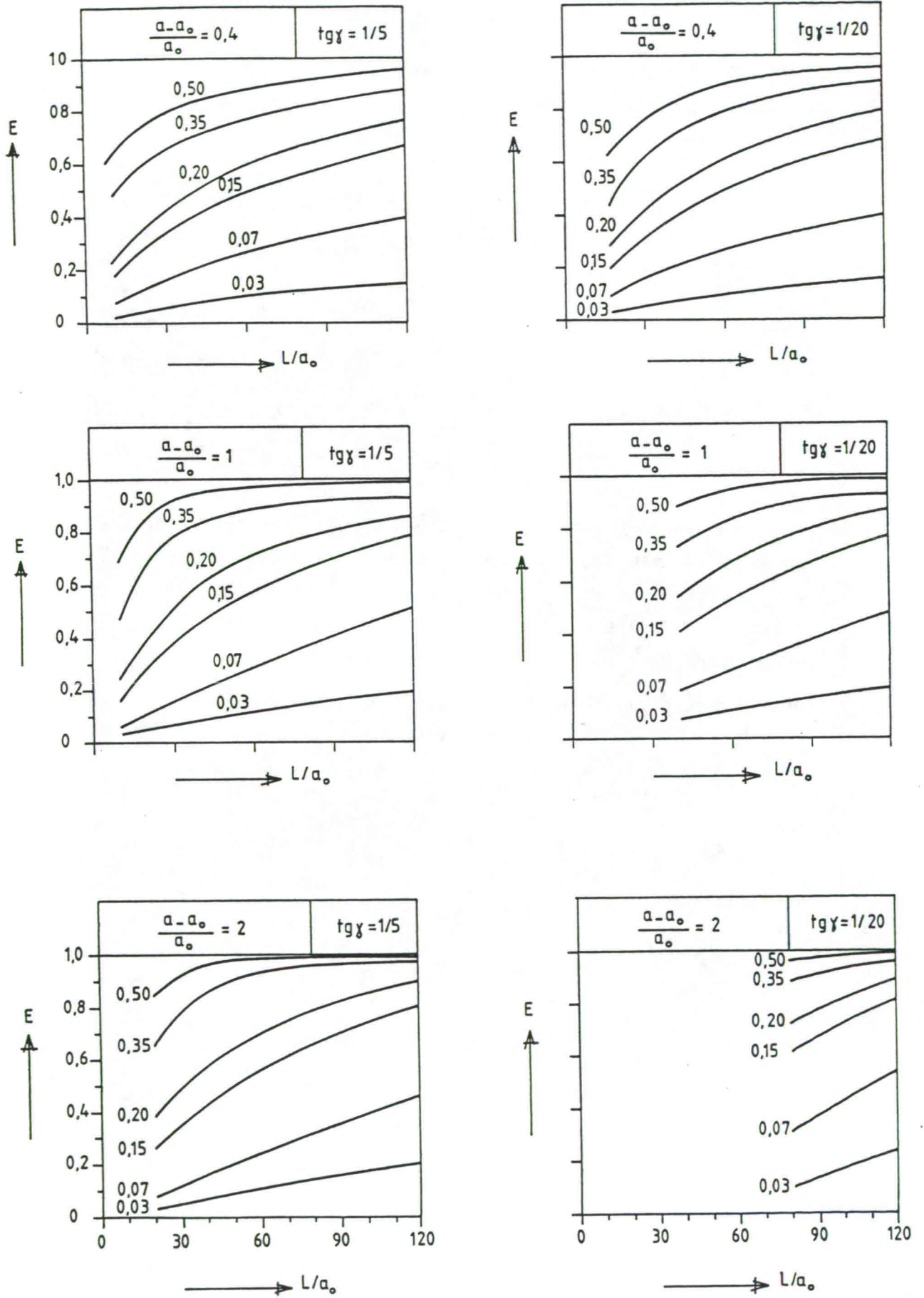


Fig. 3.3 Efficiency zandvang bij alléén verdieping (van Rijn, 1985)

Lijnen voor gelijke waarden van W/u_{*0}

Als naast diepteverandering ook breedteverandering optreedt, dan kan de studie van Eysink en Vermaas (1983) worden gebruikt, mits $W/u_* < 0,3 \tilde{a} 0,4$. De bovenstroomse waterloop (index 0) gaat over in de zandvang (index 1). Voor een oneindig lange zandvang zou het evenwichtstransport s_1 zijn. Voor een eindige zandvang geldt op een afstand x van de ingang:

$$s(x) = \frac{B_0}{B_1} s_0 - \left\{ \frac{B_0}{B_1} s_0 - s_1 \right\} \left\{ 1 - \exp \left[\frac{-\alpha x}{a_1} \right] \right\} \quad (3-9)$$

met

$$\alpha = 0,015 \left[\frac{2W}{u_{*1}} \left\{ 1 + \frac{W}{u_{*1}} \right\} \right] \left[1 + 4,1 \left\{ \frac{k_N}{a_1} \right\}^{0,25} \right] \quad (3-10)$$

Voor een zandvang met lengte L wordt er dan in de tijd t gevangen

$$\text{sedimentatie} = \left\{ B_0 s_0 - B_1 s(L) \right\} t \quad (3-11)$$

Het ontwerpen van een zandvang voor *bodemtransport* is eenvoudiger dan het hiervoor behandelde geval van zwevend transport. Het bodemmateriaal rolt aan de bovenbegrenzing van de zandvang naar binnen onder invloed van de zwaartekracht. Het zandfront staat dan net als bij een duin onder de hoek van natuurlijk talud. Op deze wijze wordt de zandvang geleidelijk gevuld.

3.2.5 Voorbeeld: Ontwerp zandvang

Door het Waterloopkundig Laboratorium is in 1963 een zandvang ontworpen in het Leudal (Limburg). Dit kan hier als praktisch voorbeeld dienen. In dit geval ligt de zandvang in de waterloop zelf (de Heijthuiser beek) om te voorkomen, dat het meegevoerde sediment in de benedenstrooms gelegen Neerbeek wordt afgezet. De gegeven geometrie (Fig. 3.4) is niet ideaal, want de zandvang ligt achter een bocht. Bovendien is de verhouding L/B vrij klein.

Het ontwerp heeft de volgende kenmerken:

- (i) De beek houdt het zelfde dwarsprofiel tot vlak voor de ingang van de zandvang.
- (ii) Bij de ingang is een ronde, korte overlaat ontworpen, die als stroomverdelers zorgt voor een gelijkmatige snelheidsverdeling in de zandvang. De hoogte van de kruin is variabel (zie detailfiguur in Fig. 3.4).
- (iii) Benedenstrooms van de zandvang is een korte overlaat met horizontale kruin ontworpen.

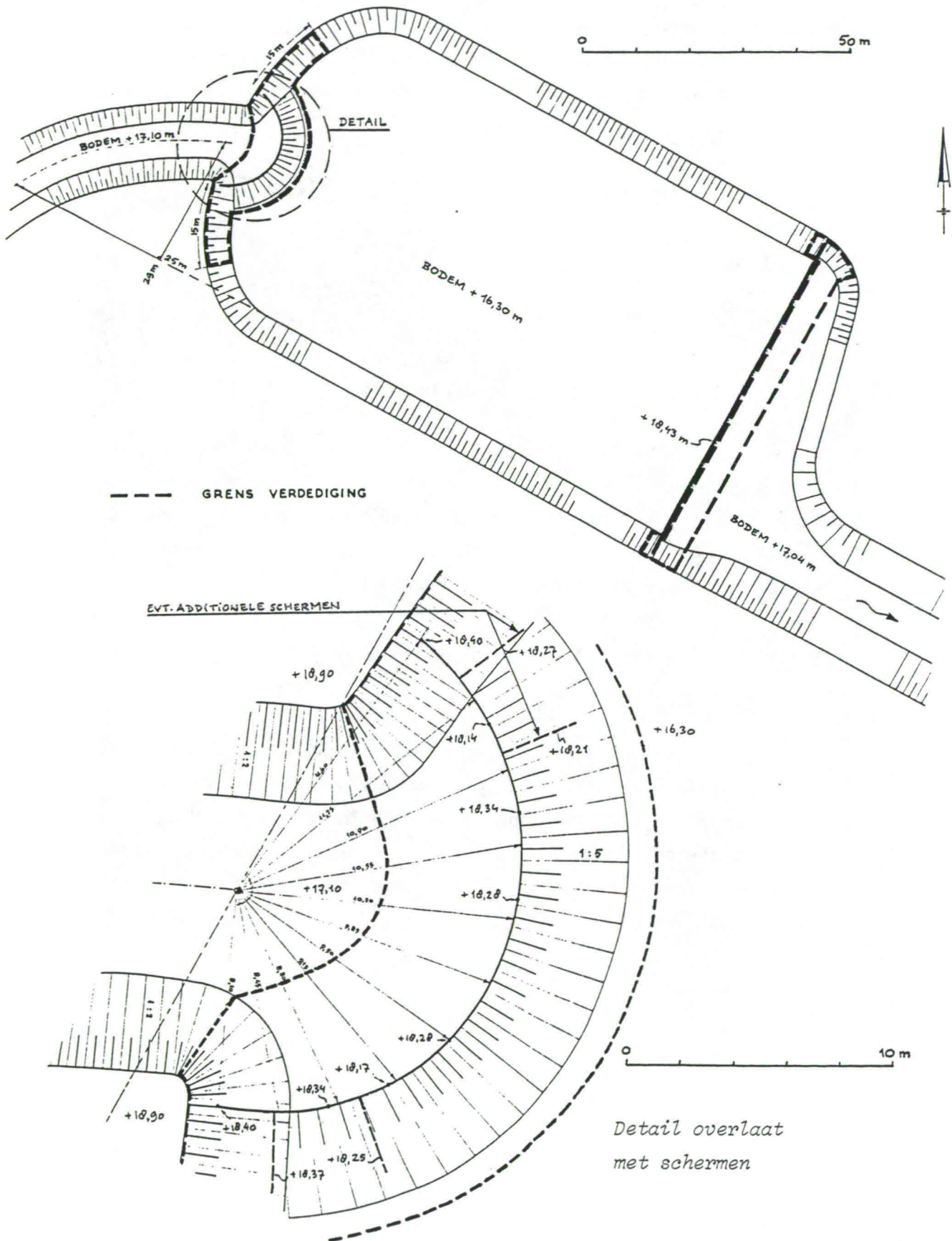


Fig. 3.4 Zandvang Leudal

Als ontwerpafvoer is gekozen de gemiddeld jaarlijkse maximale afvoer van $18 \text{ m}^3/\text{s}$. Van het bodemmateriaal is gegeven $D_5 = 0,05 \text{ mm}$ en $D_{90} = 0,21 \text{ mm}$.

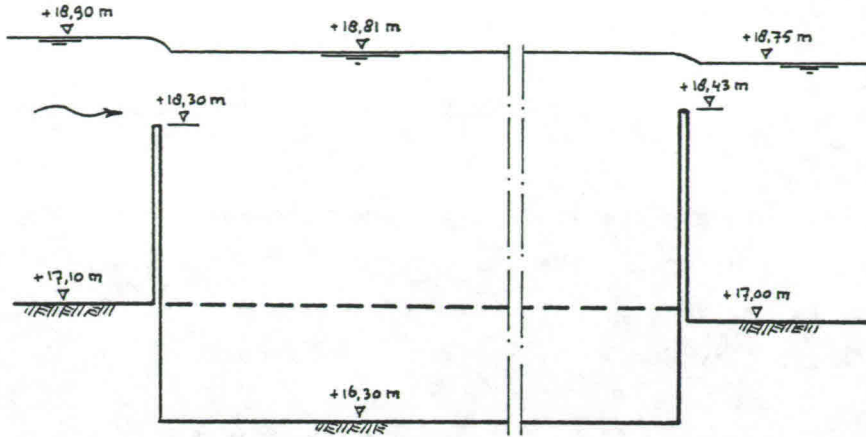


Fig. 3.5 Zandvang Leudal (schematisch lengteprofiel)

In Fig. 3.5 is een schematisch lengteprofiel gegeven met de kenmerkende hoogteligging van de verschillende niveaus bij de ontwerpafvoer. De werkende lengte is $L \approx 90 \text{ m}$, bij een breedte van $B \approx 65 \text{ m}$. Bij een aanzanding tot het niveau $+ 17,1 \text{ m}$, bedraagt de gemiddelde snelheid in de zandvang:

$$u = \frac{Q}{B \cdot a} = \frac{18}{65 \cdot 1,7} = 0,16 \text{ m/s}$$

Volgens Verg. (3.2) kan grofweg worden gesteld, dat een deeltje met

$$W = \frac{Q}{L \cdot B} = \frac{18}{90 \cdot 65} \approx 3,1 \text{ mm/s}$$

nog juist wordt gevangen.

Voor deze kleine deeltjes geldt de *wet van Stokes*

$$W = \frac{1}{18} \frac{\Delta g D^2}{\nu} \quad (3-12)$$

De diameter van het nog gevangen deeltje bedraagt:

$$D = \sqrt{\frac{18 \nu W}{\Delta g}} = \sqrt{\frac{18 \cdot 10^{-6} \cdot 3,1 \cdot 10^{-3}}{1,65 \cdot 9,81}} = 60 \mu \text{ m}$$

Hieruit volgt, dat globaal 90% van het aangeboden materiaal wordt gevangen.

Nagegaan moet worden, of er bij een aanzanding van 0,8 m in de zandvang nog sprake is van transport. Uit de gegevens kan worden geschat $D_{50} \approx 110 \mu m$. Bij een geschatte ruwheid $C = 60 m^{1/2}/s$ (of $k_N = 1 cm$) volgt er voor de Shields parameter

$$\frac{u_*^2}{g\Delta D} = \frac{u^2}{C^2 \Delta D} = \frac{(0,16)^2}{(60)^2 \cdot 1,65 \cdot 0,1 \cdot 10^{-3}} \approx 0,04$$

Er zal dus enig transport zijn. Zeer globaal is dit af te schatten met de formule van Engelund-Hansen (Appendix I), hoewel deze slechts is getoetst voor $D_{50} > 190 \mu m$.

De formule luidt

$$\frac{s}{D_{50}^{3/2} \sqrt{g\Delta}} = 0,084 \frac{C^2}{g} \left\{ \frac{\Delta D_{50}}{ai} \right\}^{-5/2} \quad (3-13)$$

Of, met

$$u = C \sqrt{ai}$$

$$s = 0,084 \cdot g^{-1/2} \cdot \Delta^{-2} \cdot C^{-3} \cdot D_{50}^{-1} \cdot u^5 \quad (3-14)$$

Dit levert

$$s = 4,3 \cdot 10^{-11} m^2/s \approx 3,8 \cdot 10^{-6} m^2/dag \quad (3-14)$$

Opmerkingen:

- (i) In het ontwerp van deze zandvang is het meest essentiële punt, de instroming zo te ontwerpen, dat in de zandvang een *regelmatige snelheidsverdeling* ontstaat. Dit is bereikt m.b.v. een schaalmodel.
- (ii) Op basis van de gemeten snelheden in het schaalmodel is tevens nagegaan waar een bodem- en oeververdediging nodig is. (zie Fig. 3.4).
- (iii) Er zijn in deze studie van 1963 te weinig gegevens beschikbaar om ook de 20 jaar jongere Verg. (3-9) toe te passen.

3.2.6 Voorbeeld: Aanzanding bovenstrooms vaste stuw

In Jansen (1979, p. 433 e.v.) wordt de gemiddelde aanzanding bovenstrooms van een geprojecteerde vaste stuw in de Tana (Kenya) berekend voor een wisselende afvoer in de rivier.

Er geldt

$$a = a_1 + \Delta H - \Delta z_b \quad (3-15)$$

waarin

- a = waterdiepte bovenstrooms van de vaste stuw
- a₁ = hoogte van de stuwkruin t.o.v. *oorspronkelijke* rivierbodem
- ΔH = overstorthoogte v.d. stuw (afhankelijk van Q)
- Δ z_b = bodemverhoging t.o.v. oorspronkelijke rivierbodem.

Voor de fijnzandige Tana (D₅₀ = 0,3 mm) is de formule van Engelund-Hansen gebruikt. Omdat het hier om de diepte gaat, wordt de formule geschreven voor constante breedte als:

$$s \sim Q^5 a^{-5} \quad (3-16)$$

De jaarlijkse zandvracht (V) is bij het nieuwe evenwicht (met stuw, index n) gelijk aan die bij het oude evenwicht (zonder stuw, index 0).

Dus

$$V \sim \int_0^{\infty} f\{Q\} \frac{Q^5}{a_0^5(Q)} dQ = \int_0^{\infty} f\{Q\} \frac{Q^5}{\left\{ a_1 + \Delta H(Q) - \Delta z_b \right\}^5} dQ \quad (3-17)$$

Hierin volgt ΔH(Q) uit de afvoerkromme van de stuw. Er wordt hier gekeken bovenstrooms van de inlaat, dus Q_{oi} = Q_{ni}. De gevonden Δ z_b is dus alleen het gevolg van het opstuwten. Bij het nieuwe evenwicht passeert jaarlijks dezelfde hoeveelheid water en sediment als vroeger.

In Verg. (3-17) is de gevraagde grootheid Δ z_b bij een bekende rivier, (dus f{Q} en a₀(Q) gegeven) alsmede bij een bepaald stuwontwerp (a₁ en ΔH(Q) bekend) impliciet gegeven en dus oplosbaar.

In het geval van de Tana is $f\{Q\}$ vervangen door de kansverdeling van de gemiddelde maandafvoeren. Deze vervanging was verantwoord, omdat bij controle van de coëfficiënt α met

$$\alpha = \frac{S(\bar{Q}_{\text{maand}})^*n}{\sum_{i=1}^n S(\bar{Q}_{\text{dag}})} \quad (3-18)$$

waarin n = aantal dagen per maand, bleek $\alpha \approx 1$. Dit hangt samen met de omstandigheid, dat de Tana ter plaatse van de ontworpen stuw zich als een benedenrivier gedraagt. Voor een bovenrivier met sterke afvoervariaties zou zijn gevonden $\alpha \ll 1$ vanwege de sterk niet-lineaire betrekking tussen stroming en sedimenttransport. Dan zou het werken met maandafvoeren niet verantwoord zijn geweest.

3.3 Drainage en hoogwaterbeveiliging

3.3.1 Inleiding

De afvoer van water en sediment door de rivier heeft als gevolg, dat bij extreem hoge afvoeren ook extreem hoge waterstanden optreden. De mens met have en goed dient tegen schade bij overstromingen te worden beveiligd. In een dunbevolkt gebied zal men zich geen grote kosten kunnen veroorloven om deze beveiliging te geven (absolute beveiliging bestaat niet). In de eerste plaats kan steeds worden gedacht aan een combinatie van een *hoogwatervoorspelling* en *hoogwaterwaarschuwingssysteem*. Als de komst van een hoge afvoer voldoende ver bovenstrooms kan worden gesignaleerd en doorgegeven (!) dan is vroegtijdige waarschuwing mogelijk om passende maatregelen te nemen. Ligt de rivier in verschillende landen, dan is goede nabuurschap nodig. De voortplanting van een HW-golf is voldoende klein om waarschuwing in beginsel effectief te maken. Voor kleine stroomgebieden ligt er natuurlijk een probleem. Voorwaarde voor een welslagen van de maatregelen is, dat de voorspelling 'goed' is. Zijn de afwijkingen tussen voorspelde en optredende HW-standen regelmatig te groot, dan verliest het publiek het vertrouwen.

Het gebruik van het HW-bed dient zo te zijn, dat dit niet verhogend werkt op de hoge waterstanden. Hoewel voor de HW-beveiliging het rivierbed in zijn geheel moet worden beschouwd, wordt hier verder het LW-bed en het HW-bed afzonderlijk behandeld.

3.3.2 Laagwater-bed

De *normalisering* van de Rijntakken in Nederland is uitgevoerd i.v.m. hoogwaterbeveiliging! De wisselende breedte had tot gevolg, dat drijvend ijs vast ging zitten, ijssdammen vormde en daardoor opstuwing veroorzaakte. In Fig. 3.6 is de historische ontwikkeling van de Waal bij Tiel weergegeven m.b.t. de normalisatie. Bij normalisatie is de breedte gereguleerd, om het afstromen van water en ijs beter te doen plaatsvinden. Meestal heeft normalisatie ook ten doel rivierverbetering t.b.v. de scheepvaart. Dit was bij de Rijn bij de 'nadere normalisatie' ook het geval.

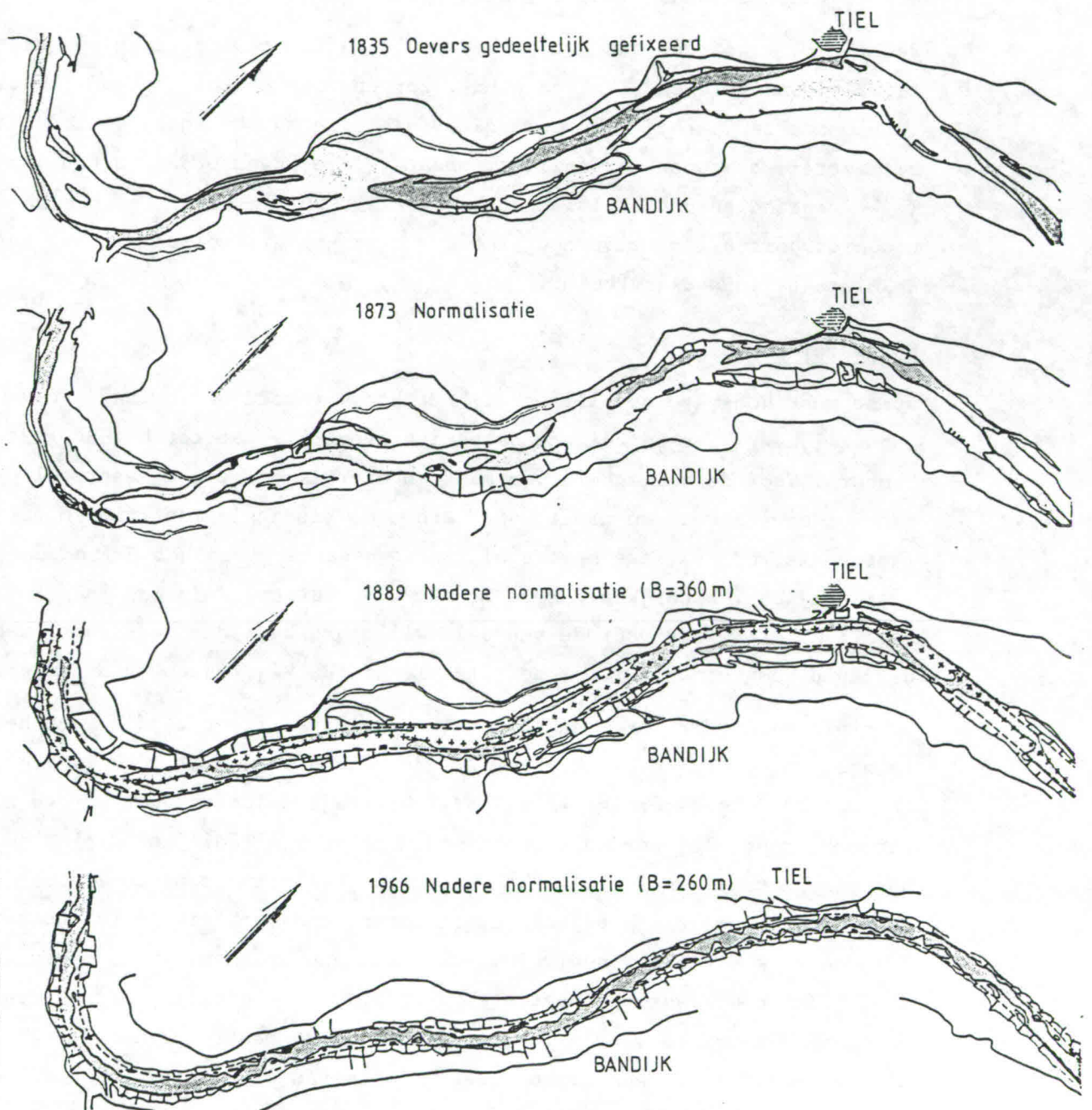


Fig. 3.6 Historische ontwikkeling van de Waal bij Tiel (kvr 910-930)

Bij een vast ijsdek neemt de capaciteit van het dwarsprofiel af, omdat de hydraulische straal sterk wordt verkleind. Voor een rivier met niet te kleine B/a verhouding geldt bij vrije waterspiegel $R \approx a$. Is er evenwel een vast ijsdek met een afstand a tussen onderkant ijs en de rivierbodem, dan geldt $R \approx \frac{1}{2}a$. Als het ijs vast gaat zitten, dan zal t.b.v. de hoogwaterbeveiliging en de scheepvaart tot ijsbreken worden overgegaan. Men dient met ijsbreken altijd benedenstrooms te beginnen om een vlotte afvoer van de gemaakte schotsen te bevorderen. In tropische gebieden kunnen analoge problemen ontstaan i.v.m. drijvend vegetatie inclusief hele bomen en drijvende eilanden (waterhyacint!).

Bedacht moet worden, dat het LW-bed veelal *alluviaal* zal zijn. De afvoer zal als deze voldoende lang aanhoudt, zorgen voor daarbij horende beddingvormen met de daarbij behorende *alluviale ruwheid*. De voorspelling daarvan bij extreme afvoeren is moeilijk, omdat veldmetingen onder deze uitzonderlijke omstandigheden veelal niet beschikbaar zullen zijn. Theoretische ruwheidsvoorspellers zijn nog niet erg betrouwbaar, vooral als het gaat om niet-stationaire stroming.

3.3.3 Hoogwater-bed

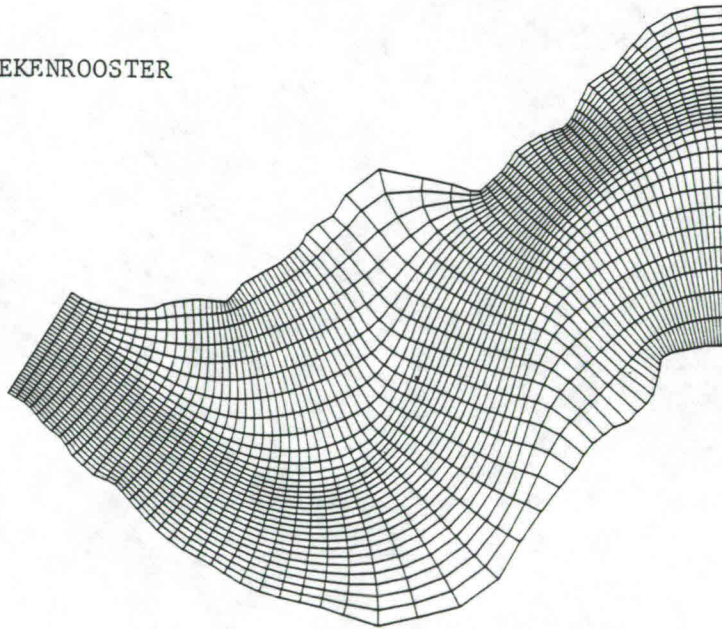
Juist voor hoogwaterbeveiliging is het hoogwaterbed van belang. In de natuurlijke rivier bepaalt de aanwezige geometrie wat tot het hoogwaterbed behoort. Voor de veiligheid van mens en dier is de eerste maatregel die kan worden genomen, de aanleg van verhoogde vluchtplaatsen. Een meer stringente, en duurdere maatregel, is de beperking van het HW-bed door rivierdijken ('bandijken', *eng.* embankments, levees). Als men toch zo lang mogelijk het HW-bed voor de veeteelt wil gebruiken, dan wordt het LW-bed begrensd door kaden. Dit is de situatie bij de Rijntakken in Nederland.

De rivierbeheerder zorgt dan bij verwachte hoge afvoer tijdig voor het inlaten van water in het HW-bed. Als de hoge afvoer komt, dan is er al een waterdiepte aanwezig. In de Po-vlakte zijn delen van het HW-bed niet stroomvoerend. Zij worden slechts gebruikt voor tijdelijke berging om de HW-golf te verlagen. De rivierbeheerder zal het uitvoeren van werken in het HW-bed zoveel mogelijk tegengaan, om waterstandsverhogingen te voorkomen. Zijn de werken beslist nodig (bv. opritten van bruggen, veerstoepen e.d.) dan zullen compenserende maatregelen nodig zijn. Door (twee-dimensionale) berekeningen uit te voeren is het effect van de maatregelen na te gaan. Als voorbeeld wordt een uitvoer weergegeven van een dergelijke berekening ((Fig. 3.7). De berekeningen zijn uitgevoerd met het model WAQUA (ontwikkeld door RWS & WL). Het betreft hier een gedeelte van de Waal (kvr 870-876) in de buurt van Gendt. De berekening is uitgevoerd voor $Q = 10.000 \text{ m}^3/\text{s}$.

PLATTEGROND



REKENROOSTER

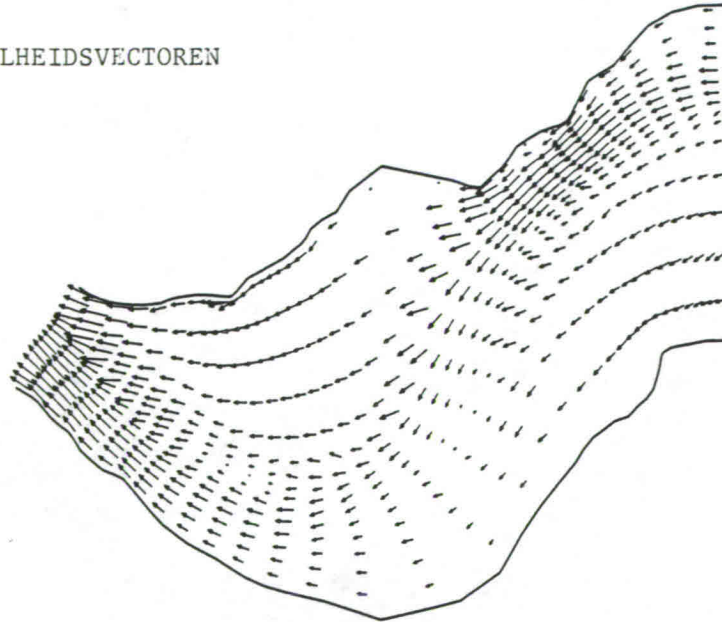


HOOGTELIJNEN

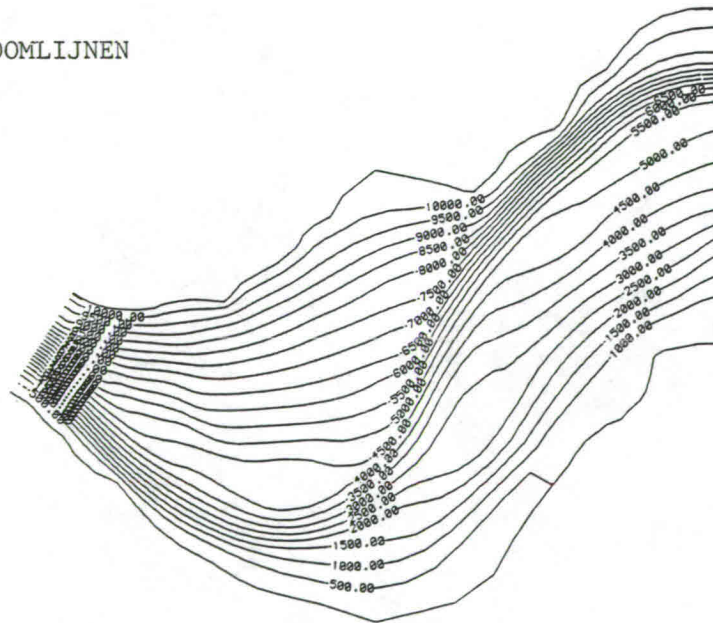


Fig. 3.7A Hoogwaterberekening voor de Waal bij Gendt (model WAQUA)

SNELHEIDSVECTOREN



STROOMLIJNEN



PIEZOMETRISCHE NIVEAUS

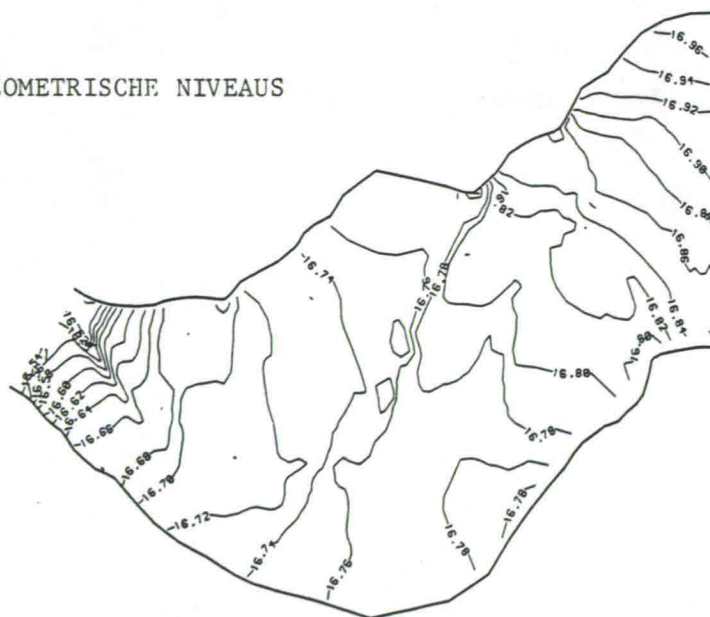


Fig. 3.7B Hoogwaterberekening voor de Waal bij Gendt (model WAQUA)

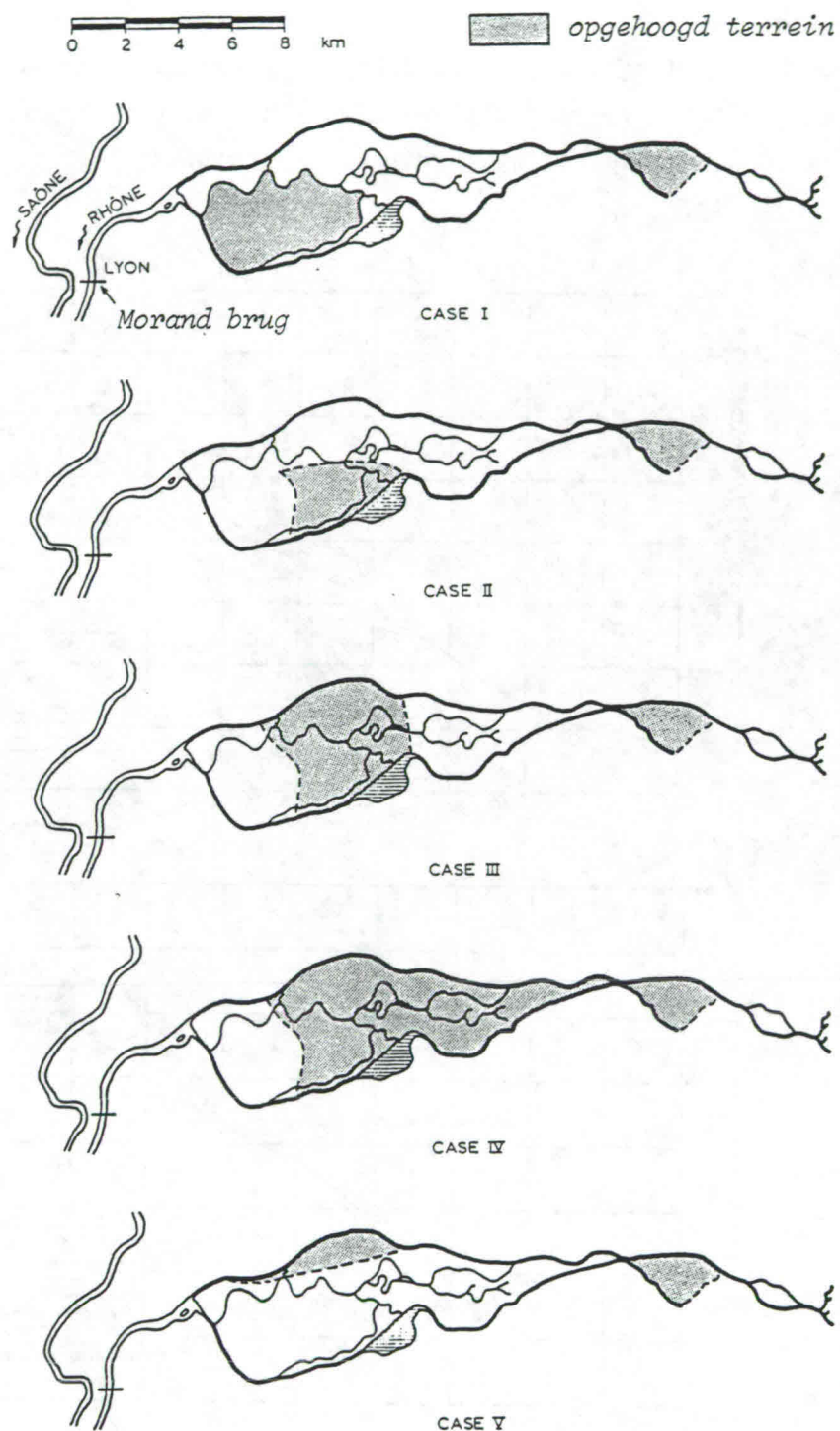


Fig. 3.8 Alternatieven voor het gedeeltelijk HW-vrij maken van het Miribel-Jonage eiland (naar Winghart en Chabert, 1965).

Goed rivierbeheer is alleen mogelijk als er een *wettelijk kader* is, dat de te nemen maatregelen kan afdwingen ('Rivierenwet').

Een buitenlands voorbeeld is gegeven in Fig. 3.8. Een eiland tussen twee takken van de Rhône, juist bovenstrooms van de samenvloeiing met de Saône, wil men deels hoogwatervrij maken. De verschillende mogelijkheden zijn getoetst op hun haalbaarheid door de optredende extra waterstandsverhogingen als gevolg van de passage van een ontwerp HW-golf na te gaan (Fig. 3.9). Ook hier is een wiskundig model gebruikt.

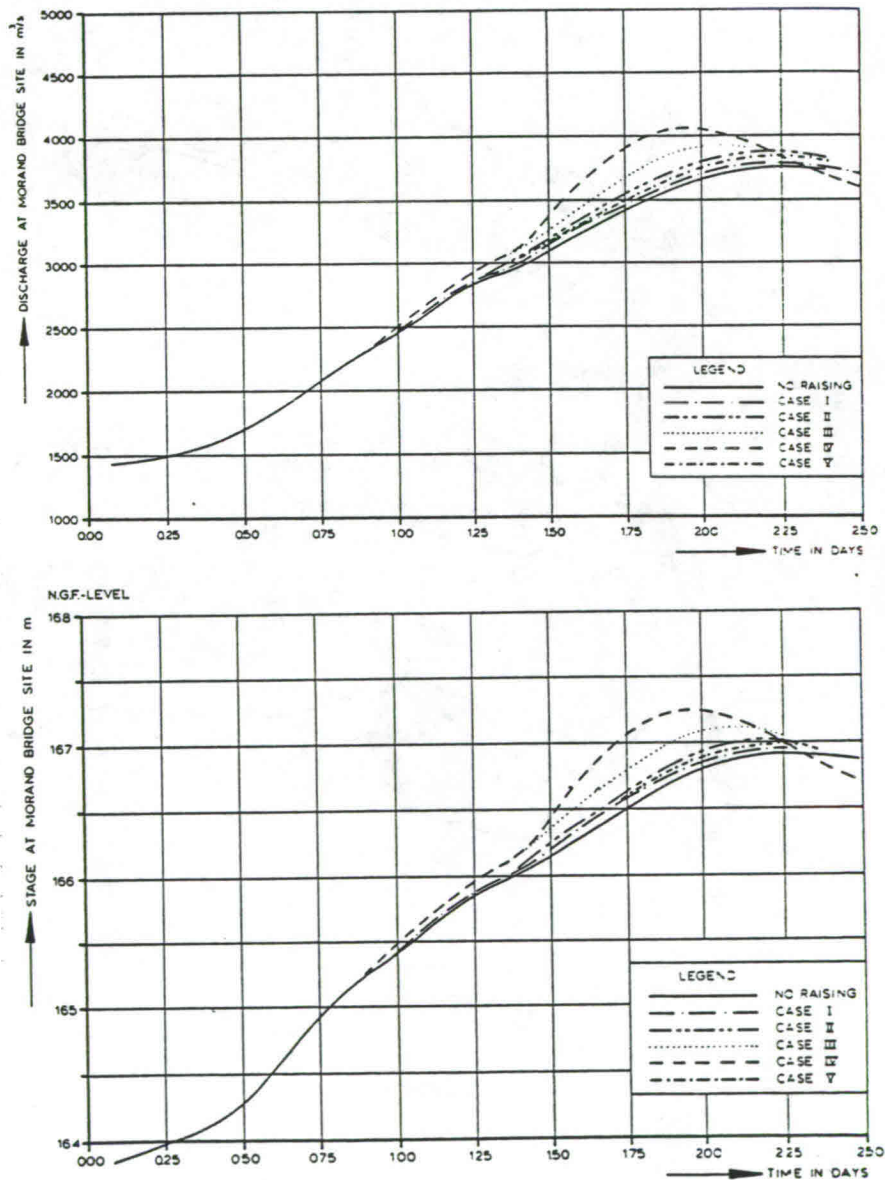


Fig. 3.9 Verandering afvoeren en waterstand door gedeeltelijk HW-vrij maken van het Miribel-Jonage eiland (Zie Fig. 3.8).

3.3.4 Voorbeeld: Waterstandsverhoging t.g.v. vaste ijslaag

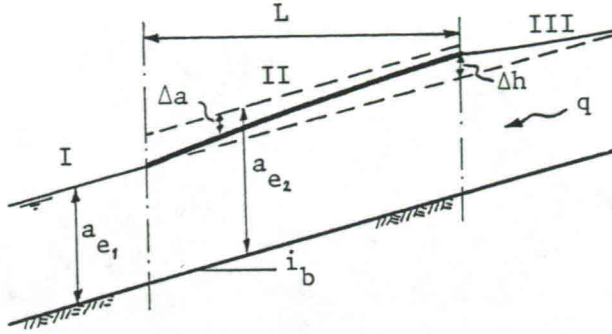


Fig. 3.10 Vaste ijslaag

Bij een vaste ijslaag neemt de evenwichtsdiepte toe (Fig. 3.10).

In de vakken I en III bedraagt de evenwichtsdiepte

$$a_{e1} = 3 \sqrt{\frac{q^2}{C_1^2 i_b}} \quad (3-19)$$

In vak II geldt $R \approx \frac{1}{2} a_{e2}$

Dus bij uniforme stroming geldt er

$$q = a_{e2} C_2 \sqrt{\frac{1}{2} a_{e2} i_b} \quad (3-20)$$

of

$$a_{e2} = \sqrt[3]{2} \cdot 3 \sqrt{\frac{q^2}{C_2^2 i_b}} \approx 1,26 a_e \quad (3-21)$$

bij de aanname $C_1 \approx C_2$

Volgens de *vergelijking van Bélanger* geldt algemeen

$$\frac{da}{dx} = i_b \frac{a^3 - a_e^3}{a^3 - a_g^3} \quad (3-22)$$

Er geldt $a = a_{e2} - \Delta a$; dus ook $da/dx = - d(\Delta a)/dx$

Dus, als de x-richting nu positief naar bovenstrooms wordt gekozen:

$$\frac{d(\Delta a)}{dx} = i_b \frac{a^3 - a_{e2}^3}{a^3 - a_g^3} \quad (3-23)$$

Een eerste orde Taylor ontwikkeling geeft dan voor $\Delta a \ll a_{e2}$

$$\frac{d(\Delta a)}{dx} = - \Delta a \cdot \frac{3 a_{e2}^2}{a_{e2}^3 - a_g^3} = - \frac{3 i_b \Delta a}{a_{e2}} \cdot \frac{1}{1 - Fr^2} \quad (3-24)$$

Voor $Fr \ll 1$ geeft dit

$$\ln \Delta a = -3 \frac{i_b x}{a_{e2}} + \text{const.} \quad (3-25)$$

Als randvoorwaarde geldt, dat voor $x = 0$ de waarde $a = a_{e1}$ aanwezig is dus $\Delta a_0 = a_{e2} - a_{e1} = 0,26 a_{e1}$ (zie Verg. 3-21).

Dus algemeen:

$$\Delta a = \Delta a_0 \exp \left\{ -3 \frac{i_b \cdot x}{a_{e2}} \right\} \quad (3-26)$$

Als zowel Δa_0 als a_{e2} in de oorspronkelijke a_{e1} wordt uitgedrukt, dan volgt er:

$$\frac{\Delta a}{a_{e1}} = 0,26 \exp \left\{ -3 \cdot \frac{i_b \cdot x}{1,26 a_{e1}} \right\} \quad (3-27)$$

of, met invoering van de dimensieloze lengte $\Lambda = i_b x / a_{e1}$:

$$\frac{\Delta a}{a_{e1}} = 0,26 \exp \left\{ -2,38 \Lambda \right\} \quad (3-28)$$

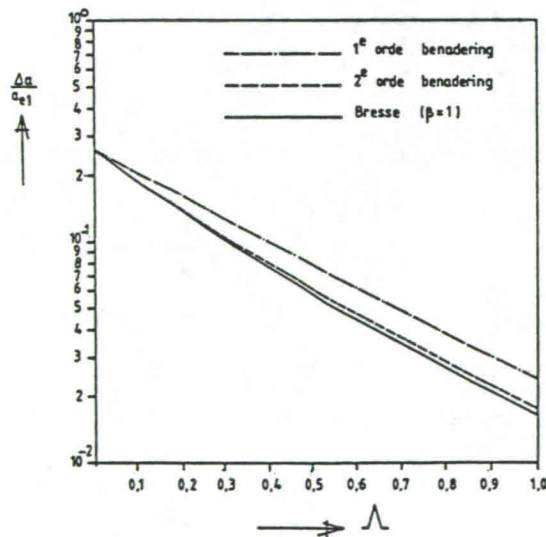


Fig. 3.11 Waterstandsverhoging t.g.v. vast ijsdek

Voor het hier beschreven geval ($Fr \ll 1$) wordt eenvoudig als 2^o orde Taylor-benadering gevonden

$$\frac{\Delta a}{a_{e1}} = \frac{0,184 \exp \{-2,38 \Lambda\}}{1 - 0,292 \exp \{-2,38 \Lambda\}} \quad (3-29)$$

De exacte oplossing kan met de *formule van Bresse* worden gevonden.

Algemeen geldt met $\eta = a/a_e$:

$$x_2 - x_1 = \frac{a_e}{i_b} \left[(\eta_2 - \eta_1) - \beta \{ \psi(\eta_2) - \psi(\eta_1) \} \right] \quad (3-30)$$

met $\beta = 1 - \{a_g/a_e\}^3$

Als we naar bovenstrooms rekenen dan kan hier worden gebruikt $x_1 = 0$ en $x_2 = x$. Verder geldt voor dit geval $\beta = 1$ wegens $Fr^2 \ll 1$ of $\{a_g/a_e\}^3 \ll 1$.
 Uit Verg. (3-30) volgt dan:

$$\Lambda = \frac{x i_b}{a_{e1}} = - 1,26 \left[(\eta - \eta_0) - \{ \psi(\eta) - \psi(\eta_0) \} \right] \quad (3-31)$$

de oplossing kan dan m.b.v. een Bresse-tabel worden gevonden.

In Fig. 3.11 is de verhouding $\Delta a/a_{e1}$ uitgezet als functie van de dimensie-loze lengte Λ .

Opmerking

De benadering $C_1 \approx C_2$ is niet geheel correct, omdat de reductie van de hydraulische straal in vak II óók in de C-waarde doorwerkt. Aan de andere kant speelt in C ook de waarde van k_N mee; op dit punt wordt hier verder niet ingegaan.

3.3.5 Voorbeeld: Problematiek Choshui (Taiwan)

In Fig. 3.12 is de plattegrond van de Choshui op het eiland Taiwan gegeven. De afvoervariatie is erg groot. Het is een typische efemere rivier. In het rivierbed is geen onderscheid te maken tussen LW-bed en HW-bed. Door grote erosie bovenstrooms ('denudatie-snelheid' ca 13 mm/a!) is er sedimentatie in de benedenloop opgetreden. In 60 jaar bij Hsi-lo ongeveer 0,85 m en bij de mond 1,4 m. De rivier heeft een steil verhang, zodat het getij slechts over enkele kilometers binnendringt. Men is ca 70 jaar geleden begonnen met de aanleg van dijken. De voortdurende erosie gevolgd door sedimentatie benedenstrooms verhoogt het overstromingsgevaar. Een aantal maatregelen kan worden overwogen.

- (i) Erosiebestrijding bovenstrooms.
- (ii) Zandvangen in de bovenloop
- (iii) Dijkverhoging.
- (iv) Baggeren in de benedenloop.
- (v) Riviersversmalling.

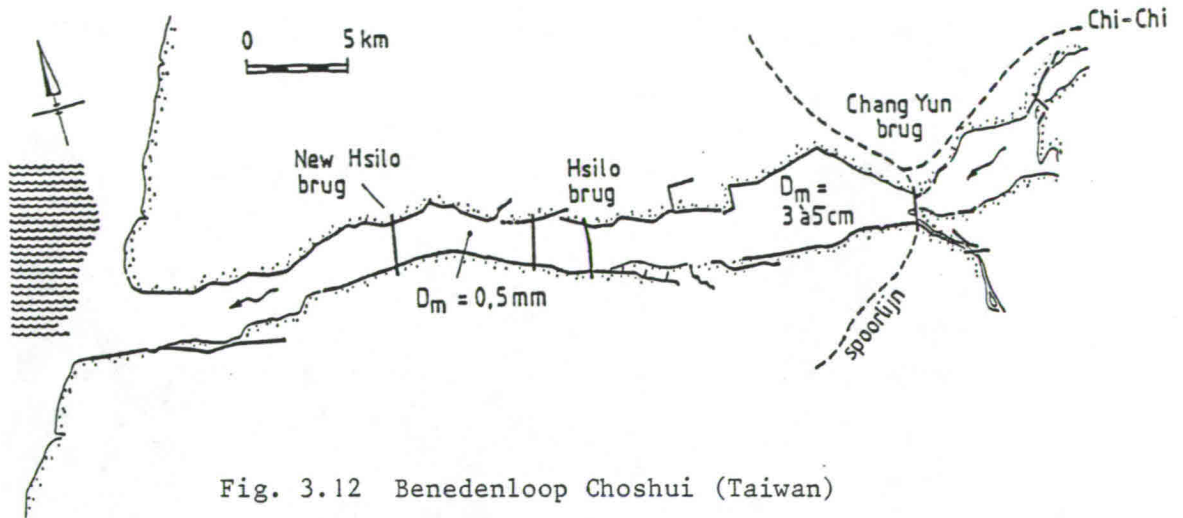


Fig. 3.12 Benedenloop Choshui (Taiwan)

De volgende opmerkingen kunnen worden gemaakt:

- ad (i) Het vastleggen van de bodem van het bovenstroomse stroomgebied is een uiterst kostbare zaak, die slechts op den duur effect sorteert.
- ad (ii) De aanleg van dammen bovenstrooms om het sediment te keren (door de Japanners een bij de Choshui ingevoerde praktijk) is ook kostbaar en het werkt slechts tijdelijk.
- ad (iii) Ook dijkverhoging is duur en het neemt de kwaal niet weg.
- ad (iv) Baggeren in de benedenloop zou een oplossing kunnen zijn. Ook dit is echter kostbaar, omdat het om grote hoeveelheden zand en grind gaat. Men zou het zand wellicht voor de kust kunnen deponeren. Deze oplossing betekent in feite, dat van de benedenloop een (zeer grote) zandvang wordt gemaakt.
- ad (v) In beginsel zou rivierversmalling een oplossing kunnen zijn. Immers als een rivier wordt versmald van de breedte B_0 naar B_1 dan volgt onder de aanname $C_0 = C_1$ en de machtswet voor het transport $s = m u^n$ (zie collegehandleiding b71N)

$$\frac{i_1}{i_0} = \left\{ \frac{B_1}{B_0} \right\}^{(n-3)/n} \quad (3-32)$$

Of verhangvermindering (en dus waterstandsverlaging) optreedt hangt af van de exponent n . Een duidelijke uitspraak kan met zo'n globale beschouwing niet worden verwacht. Het is de vraag of dit hier de goede remedie is, omdat de formule van Meyer-Peter en Mueller indiceert dat $n = 3$ voor een groot transport van grof materiaal. Nader onderzoek is hier nodig, waarbij uiteraard dan ook niet $C_0 = C_1$ mag worden aangenomen. Ook rivierversmalling is hier duur, omdat door het grote verhang er snelheden van enige meters per seconde optreden. Dat maakt sterke kribben nodig.

Uit het voorgaande blijkt kwalitatief, dat maatregelen voor hoogwaterbeveiliging (ook in dit geval) kostbaar zijn. De kosten moeten dan worden afgewogen tegen de baten. Het kan wel mogelijk zijn, dat het 'voordeliger' is, niet extra te beschermen. Daarbij moet dan wel worden overwogen, dat het *niet* nemen van maatregelen in de tijd toenemende schadekans geeft, omdat de sedimentatie in de benedenloop doorgaat!

3.3.6 Voorbeeld: Hoogwaterbeveiliging met zijdelingse overlaat

Van een afvoer Q_0 in een rivier wordt op een bepaald punt P een afvoer ΔQ via een *zijdelingse overlaat* (eng. side weir) afgelaten, zodat benedenstrooms van P de afvoer $Q_1 = Q_0 - \Delta Q$ wordt. Benedenstrooms van P wordt daarmee een waterstandsverlaging bereikt van

$$\Delta h = a_{e_0} - a_{e_1} \quad (3-33)$$

waarin a_{e_0} en a_{e_1} de evenwichtsdiepten behorende bij Q_0 resp. Q_1 zijn. Bovenstrooms van P ontstaat er een stuwkromme (type M2) waardoor ook daar over zekere afstand nog een zekere waterstandsverlaging ontstaat.

Als de zijdelingse overlaat een korte overlaat is met vrije overstort (volkomen overlaat) dan is de afvoer per eenheid van breedte q af te leiden met de afvoerformule:

$$q = m \cdot \frac{2}{3} H \cdot \sqrt{2g \cdot \frac{1}{3} H} \quad (3-34)$$

waarin H is de energiehoogte in de rivier, gemeten t.o.v. de kruin van de overlaat. Als a de diepte in de rivier is, en z_0 de hoogte van de kruin t.o.v. de rivierbodem, dan geldt bij benadering $H \approx a - z_0$ voor $Fr \ll 1$ in de rivier. De eenvoudigste aanpak is de aanname, dat over de lengte van de zijdelingse overlaat de waarde van $(a - z_0)$ ongeveer constant is. Er geldt dan

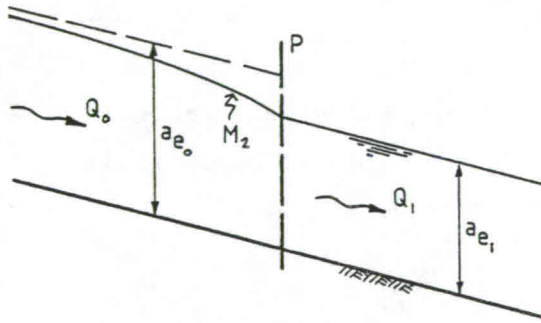
$$Q_0 - Q_1 = \Delta Q = qL \quad (3-35)$$

of voor $m \approx 1$

$$L = \frac{Q_0 - Q_1}{0,544 \sqrt{g} \left\{ a_{e_1} - z_0 \right\}^{3/2}} \quad (3-36)$$

Hierin wordt voor a_{e_1} de benedenstroomse evenwichtsdiepte in de rivier genomen. Deze benadering is erg globaal; moet men daadwerkelijk een zijdelingse overlaat ontwerpen, dan is er een nadere beschouwing beslist nodig. Als literatuur-ingangen kunnen worden genoemd Chow (1959), Henderson (1966) en Schoemaker (1979).

Getallenvoorbeeld



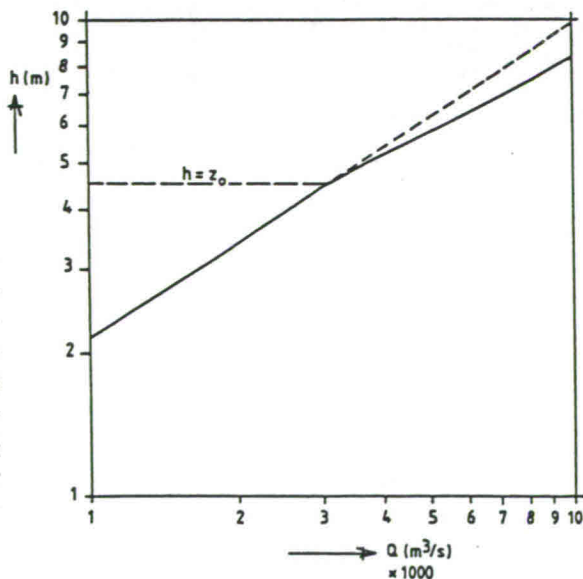
Op de plaats P wordt langs een rivier een zijdelingse overlaat met $L = 200$ m ontworpen. Bij een ontwerpafvoer $Q_0 = 5000 \text{ m}^3/\text{s}$ moet zijdelings $500 \text{ m}^3/\text{s}$ afvloeien om $Q_1 = 4500 \text{ m}^3/\text{s}$ te bereiken. Verdere gegevens zijn $i_b = 2 \cdot 10^{-4}$; $B = 500$ m en $C = 45 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$.

Fig. 3.13 Invloed zijdelingse overlaat

De eerste vraag is nu op welke (constante) hoogte z_0 de kruin van de zijdelingse overlaat moet worden gelegd. Invullen van bovenstaande gegevens levert met gebruik maken van Verg. (3-36)

$$a_{e_1} = 5,84 \text{ m en } z_0 = 4,55 \text{ m}$$

Vervolgens kan worden nagegaan, wat de invloed van de aanwezigheid van de zijdelingse overlaat bij andere afvoeren is. Met andere woorden hoe wordt de Q-h-kromme in het punt P beïnvloed? Zonder zijdelingse overlaat



is de Q-h-kromme een rechte lijn op dubbel logaritmisch papier (helling 2:3), omdat B, C en i_b hier onafhankelijk van de waterstand zijn gedacht. De invloed van de overlaat begint bij $h_p = z_0$. De daarbij behorende afvoer bedraagt

$$Q = C B i_b^{1/2} \{z_0\}^{3/2} = 3088 \text{ m}^3/\text{s}$$

Fig. 3.14 Invloed op Q-h-kromme

Voor afvoeren groter dan deze 3088 m³/s kan de waterstand in het punt P als volgt worden gevonden.

Kies een afvoer groter dan 3088 m³/s benedenstrooms van de overlaat en bepaal daarbij de evenwichtsdiepte ($a_{e_1} \cong h_p$). Bij de nu ook bekende L en z_o is in Verg. (3-36) alleen de bovenstroomse afvoer nog een onbekende. De daarbij behorende evenwichtsdiepte kan ook worden bepaald. Uit Verg. (3-33) volgt dan de bij de bovenafvoer behorende waterstandsverlaging Δh .

Q_1 m ³ /s	a_{e_1} m	Q_o m ³ /s	Δh m
3500	4,94	3583	0,08
4000	5,40	4267	0,24
4500	5,84	5000	0,37
5000	6,26	5762	0,62
6000	7,07	7363	1,03

Tabel 3.1 Waterstandsverlaging met zijdelingse overlaat (voorbeeld)

Enkele rekenresultaten zijn gegeven in Tabel 3.1. De Q_o - h_p -kromme is weergegeven in Fig. 3.14.

3.4 Scheepvaart

3.4.1 Inleiding

Rivieren worden voor scheepvaart gebruikt. De mate waarin dit gebeurt is sterk verschillend. Bij de rivieren op Java is scheepvaart afwezig. De Tana (Kenya) wordt nauwelijks anders voor scheepvaart gebruikt dan per kano voor een (gering) transport van de ene oever naar de andere. Bij de Rijn is scheepvaart van zeer groot belang. Hetzelfde geldt bv. voor de Mississippi (VS) en de Jangtze (China). Door de variatie van de afvoer is scheepvaart niet altijd mogelijk. Bij lage afvoer kan de diepte te gering zijn, terwijl de beschikbare vaarbreedte (vooral in bochten) ook te gering kan zijn.

Speciale aandacht vragen de punten waar de scheepvaart de rivier moet verlaten (rivierhavens, aansluitingen aan kanalen e.d.). Dit aspect wordt in Par. 3.4.3 behandeld. Vervolgens wordt in Par. 3.4.4 aandacht besteed aan lokale verbeteringen van de rivier t.b.v. de scheepvaart.

3.4.2 Rivieren als scheepvaartwegen

Het verschil tussen een scheepvaartkanaal en een rivier als scheepvaartweg wordt gevormd door (i) een wisselende afvoer, (ii) een beweeglijke bodem en (iii) mogelijk hinderlijke bochten.

De wisselende afvoer maakt, dat bij extreem lage afvoer de belading van de schepen wellicht moet worden verlaagd (dit verhoogt de transportkosten) dan wel dat de vaart tijdelijk moet worden gestaakt. Ook extreem hoge afvoeren geven mogelijk beperkingen, bv. door de te geringe beschikbare doorvaarthoogte onder bruggen, of door te hoge stroomsnelheden.

De beweeglijke bodem geeft in een meanderende rivier mogelijk in de bochten een te geringe *vaarbreedte*, terwijl in de overgangen tussen bochten de *vaardipte* bij lage afvoer een beperking kan opleveren.

De mate waarin van de rivier als scheepvaartweg gebruik wordt gemaakt, verschilt sterk. In Europa is de Waal wellicht de meest bevaren rivier. De Rijn valt onder de *Acte van Mannheim* van 1868, waarin de oeverstaten zich hebben verplicht de rivier in gezamenlijk overleg in de gewenste conditie te houden of te brengen. Zo wordt als doel nagestreefd om bij OLR een vaarweg van 150 m breedte bij een diepte van 2,5 m tussen Rotterdam en Keulen te handhaven. De *Overeengekomen Lage Rivierstand* (OLR) is oorspronkelijk gedefinieerd als de waterstand bij een afvoer die gemiddeld per jaar op twintig ijsvrije dagen *niet* wordt bereikt. Voor de Rijn komt dit thans neer op een situatie bij een afvoer Lobith van 984 m³/s.

De gewenste afmetingen worden niet gehaald. Zo geven Plantenga *et al* (1981) aan, dat voor de Waal in de bocht bij Nijmegen slechts een breedte van 110 m wordt gehaald en iets meer bovenstrooms in de bocht bij De Zandberg 140 m. Met betrekking tot *overgangen* wordt gemeld, dat bij Tiel de beschikbare diepte bij OLR slechts 2,3 m bedraagt.

Varen bij lage afvoer werkt kostenverhogend. Als voorbeeld wordt hier het transport van ijzererts van Rotterdam-Europoort naar het Ruhrgebied genomen. Wekelijks wordt er gemiddeld zo'n 200.000 ton erts met 4-baks duweenheden vervoerd.

Bij een beladingsgraad van 100% (diepgang bakken 4 m) kan één duweenheid ca 10.500 ton per keer vervoeren. Aangezien de totale cyclusduur voor een duweenheid ongeveer 2 dagen bedraagt, kan met 5 duweenheden worden volstaan.

Bij een rivierafvoer Lobith van 800 m³/s is de diepte plaatselijk (in Nederland bij St. Andries en/of in Duitsland nabij Ruhrort) slechts 2 m. De beladingsgraad wordt dan ca 45%, waarbij slechts 4500 ton per keer vervoerd kan worden. In een laagwaterperiode zal het aantal in te zetten duweenheden oplopen tot 12 (te halen uit de reservepool). De scheepvaart neemt dan toe, juist als de bevaarbare breedte van de rivier minimaal is!

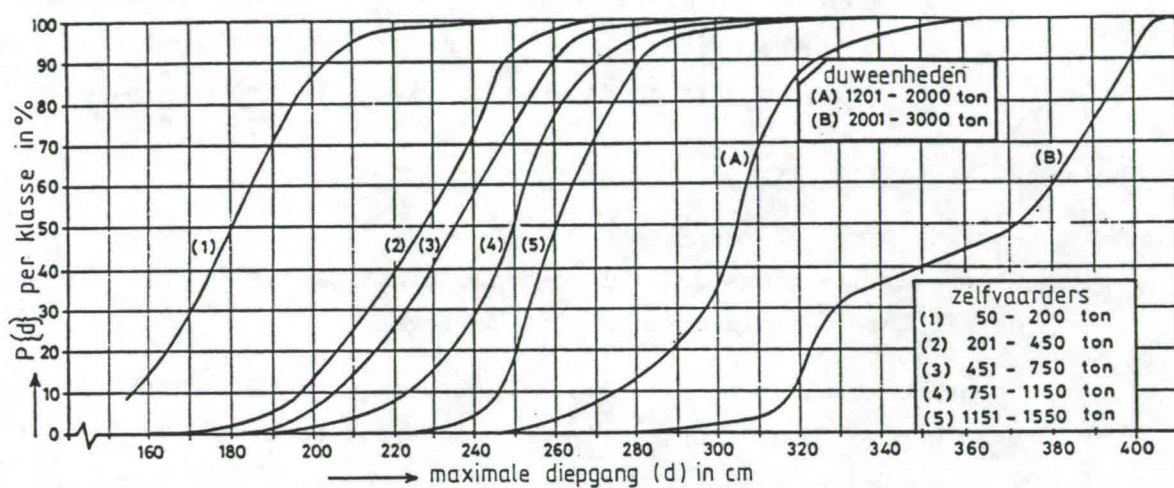


Fig. 3.15 Cumulatieve kansverdeling scheepsdiepgang op de Rijn
(Plantenga *et al* 1981)

In Fig. 3.15 is informatie over de maximale diepgang van Rijnschepen gegeven. (Peildatum 78-01-01).

Ten behoeve van de scheepvaart zijn verschillende hulpmiddelen mogelijk. De mate waarin deze worden gebruikt hangt sterk af van aard en omvang van de scheepvaart. Een aantal mogelijkheden kan hier worden genoemd.

- (i) *Rivierkaarten* kunnen informatie over de bodemligging en de bebakening geven. Deze kan niet up-to-date zijn; daarvoor is extra informatie nodig die per radio of op informatieborden langs de rivier wordt verstrekt.
- (ii) *Bebakening* kan de oriëntatie van de schipper m.b.t. de rivier vergemakkelijken. De bebakening kan bestaan uit kilometerborden, bakens of boeien. Boeien hebben het voordeel, dat zij gemakkelijk kunnen worden verplaatst als de vaargeul van plaats verandert.

Boeien hebben het bezwaar dat ze drijvend vuil en vegetatie kunnen vangen. Zowel bakens en boeien kunnen van *radarreflectoren* worden voorzien. Dit heeft natuurlijk alleen zin als de meeste schepen van radar zijn voorzien.

- (iii) Op de schepen kan *radar*, een *echolood* en *mobilfoon* of *marifoon* informatie geven over plaats en diepte, terwijl ook contact met de wal mogelijk is met de reder, de havens of sluizen, de klant en andere schepen.
- (iv) *Patrouilleschepen* kunnen de scheepvaart assisteren. De bemanning (w.o. de *riviermeester*) signaleert de minst gepeilde diepte, brengt bebakening aan bij vastgelopen schepen e.d. In Nederland is dit een taak van de overheid, evenals die van de rivierpolitie. Soms is het patrouilleren in handen van de reders (bv. Colombia, Congo).

3.4.3 Rivierhavens c.s.

Voor de overslag van goederen zijn langs de rivier havens nodig. Dit kan zijn een kade langs de rivieroever dan wel een haven, die van de rivier bereikbaar is via een opening in de oever.

In beide gevallen moet de situering zo zijn, dat de diepte langs de toegangsweg voldoende groot is en dat het stroombeeld het manoeuvreren van de schepen mogelijk maakt.

Welke problemen zich daarbij voordoen blijkt uit de problematiek die zich thans (1984) voordoen bij de 'Port à Grumes' (= houthaven) in Brazzaville (Congo). In Fig. 3.16 is de situatie van de Congo bij Brazzaville weergegeven. Boomstammen worden in vlotten de Congo afgevoerd. Bij Maluku worden de vlotten eventueel tijdelijk verzameld, als de afvoer van de Congo te laag is om via de 'Bras Congolais' naar de houthaven te varen. In 1981 werd 290 000 ton vervoerd; verwacht wordt dat dit in 1986 in totaal 500 000 ton zal worden.

Wegens de aanwezigheid van de Kintamo-stroomversnellingen juist benedenstrooms van Brazzaville wordt het hout in de Port à Grumes overgeslagen op de trein. Per trein wordt het hout vervoerd naar Pointe Noire aan de kust, waar overslag op zeeschepen plaatsvindt.

De maximale afmetingen van de vlotten zijn (gegevens SOGREAH & SOERNI, 1984)

lengte	80 m
breedte	40 m
diepgang	1,4 m

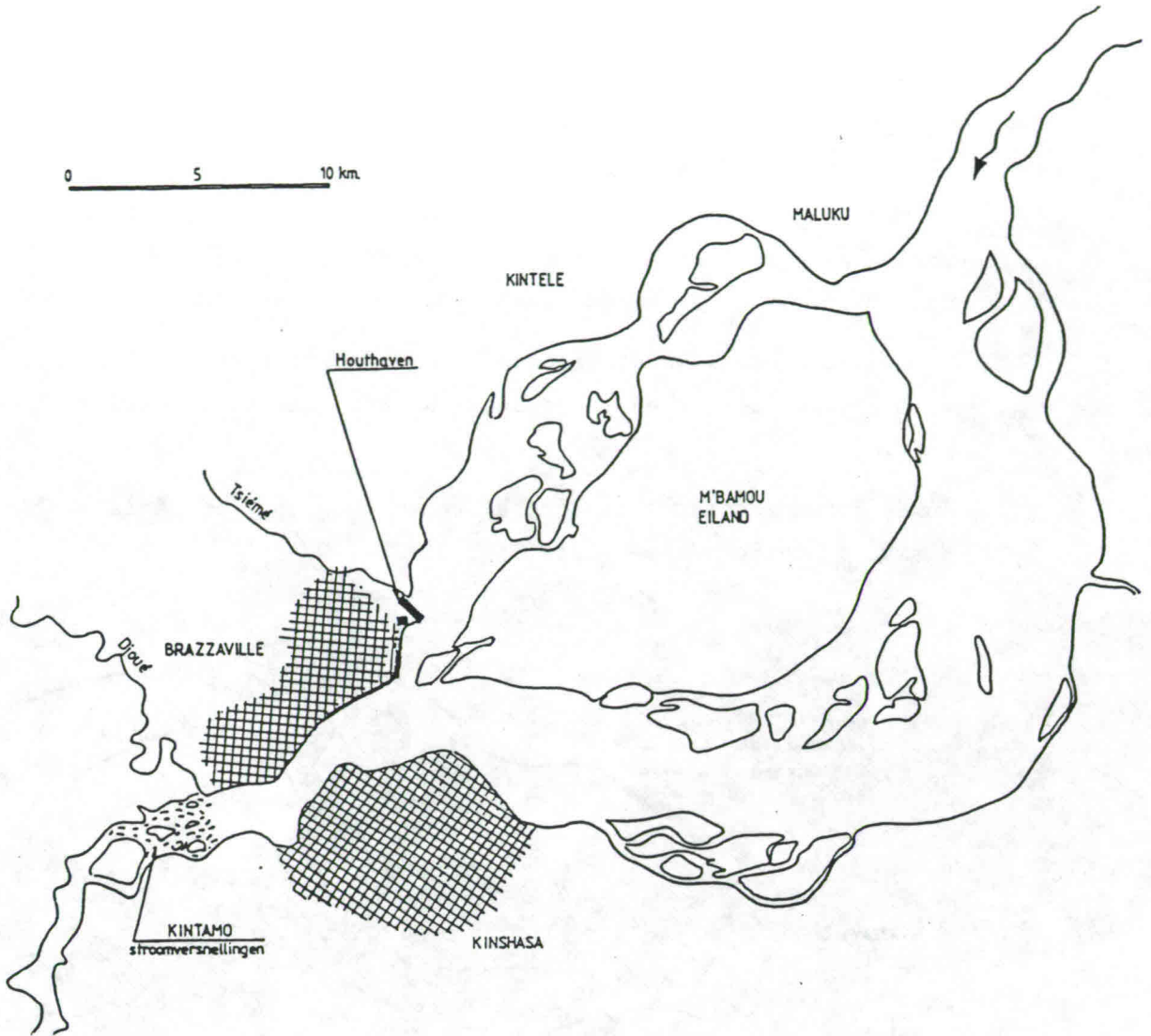


Fig. 3.16 Situatie 'Port-à Grumes', Brazzaville

De zwaarste stammen (diameter tot 2 m) worden slechts bij hoge afvoeren getransporteerd. De vaargeul moet in rechtstand minimaal 70 m breed zijn. De draaicirkel van de vlotten is ca $4 \times 80 = 320$ m. De vlotten worden geduwd met kleine duwschepen, die moeten zorgen voor een snelheid van 1 km/h boven de stroomsnelheid.

De rivier heeft fijn sediment ($\bar{D} \approx 0,25$ m) en er kunnen hoge stroomsnelheden optreden (tot ca 2 m/s). De Congo wordt gekenmerkt door een kleine verhouding van Q_{\max} en Q_{\min} . In 1983: bij Brazzaville $Q_{\max} = 77\,400$ m³/s en $Q_{\min} = 23\,000$ m³/s. Dus $Q_{\max}/Q_{\min} = 3,5$ (zie ook Fig. 1.3). Toch heeft de Congo in verhouding tot zijn grote afvoer een relatief laag sedimenttransport (zie ook Tabel 1.2).

De vlotten varen via de 'Bras Congolais' en *niet* via de 'Bras Zairois'. Dit om twee redenen, (i) de Bras Zairois is deels van Zaïre (de grens ligt niet vast) en het nabuurschap is niet optimaal; (ii) om de Port à Grumes te bereiken zou het laatste stuk naar de haven dan stroomopwaarts moeten worden gevaren. Dit vraagt extra duwboden en bovendien is een mislukte manoeuvre i.v.m. de aanwezigheid van de stroomversnellingen desastreus.

De Bras Congolais wordt gekenmerkt door zandbanken en eilanden. Een boomstam die los schiet en in de bodem blijft steken, creëert snel een nieuwe bank.

In de jaren zestig is de Port à Grumes ontworpen op basis van de toen ter plekke aanwezige diepe geul (Fig. 3.17).

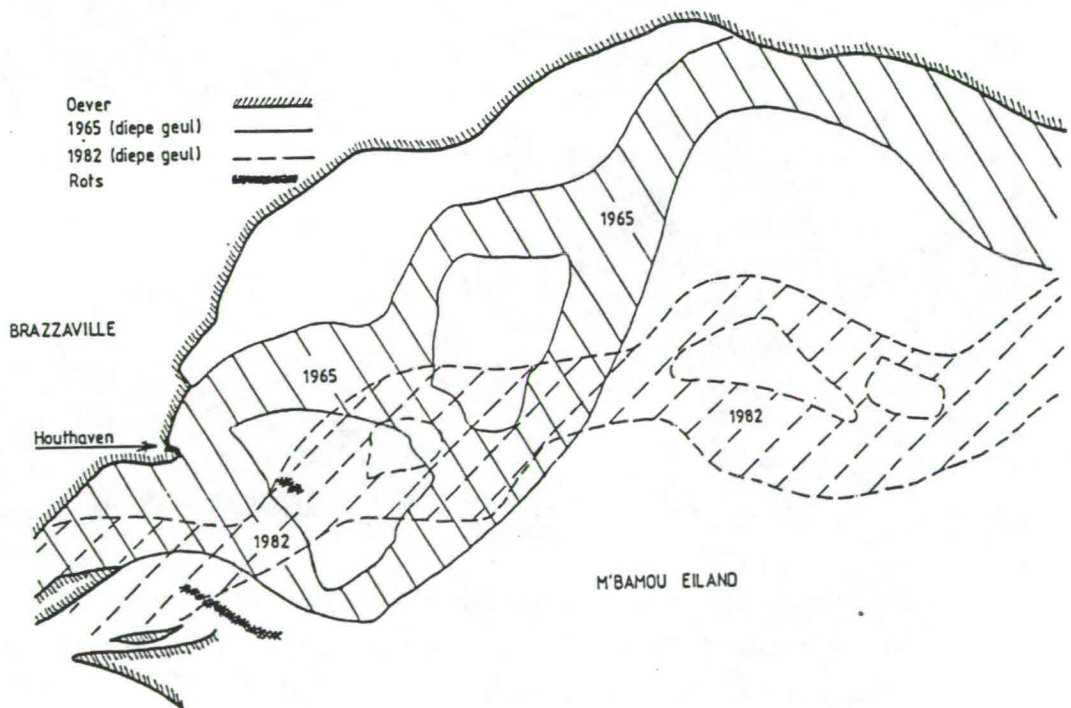


Fig. 3.17 Geulverandering Congo bij Brazzaville

De haven is in 1972 voltooid, in 1977 begon de toegankelijkheid van de haven moeilijk te worden. In 1982 was de geul zo ver verplaatst, dat intensief baggerwerk nodig bleek. Bij het ontwerp van de haven is dit niet voorzien!

In beginsel is er een aantal oplossingen mogelijk.

- (i) Verplaatsen van de haven naar benedenstrooms. Gebruik van de 'Port Public' (voor 'general cargo') is niet mogelijk. Verder naar benedenstrooms is te gevaarlijk wegens de stroomversnellingen van Kintamo.
- (ii) Alleen transport bij hoge afvoeren, dit vraagt meer opslagruimte bij Maluku en bij de haven, alsmede meer duwbotten.
- (iii) Grote hoeveelheden baggeren. Gedacht wordt aan een zuiger met een capaciteit van 600 m³/h.
- (iv) Reguleringswerken. Gelet op de schaal van het gebied (zie Fig. 3.16) is dit uitgesloten vanwege de kosten.

Havens moeten op de rivier worden aangesloten via een opening in de oever. Bij een gekanaliseerde rivier moeten de toegangskanalen naar de sluizen worden aangesloten. In dat geval worden er in de rivier (beweegbare) stuwten gebouwd; de scheepvaart passeert een sluis via een kanaal evenwijdig aan de rivier. Bij het binnenvaren van de opening verlaat het schip stromend water en het komt in (vrijwel) stilstaand water terecht. Voor de scheepvaart is een zo groot mogelijke opening gewenst, als bij de eis van voldoende diepte is te verwezenlijken. De aanwezigheid van de opening in de oever maakt, dat de rivier lokaal een geleiding mist. Is de opening lang (d.i. langs de rivieroever gemeten) dan kan door het uitbuigen van de stroomlijnen een snelheidsverlaging in de rivier optreden die leidt tot bodemverhoging. Lokaal is de rivier daar immers breder.

In Nederland worden daarom meestal ei-vormige voorhavens gebruikt. De daarin ronddraaiende neer geeft een zekere geleiding aan de rivier.

Ten aanzien van de vormgeving moet een aantal opmerkingen worden gemaakt (Fig. 3.18).

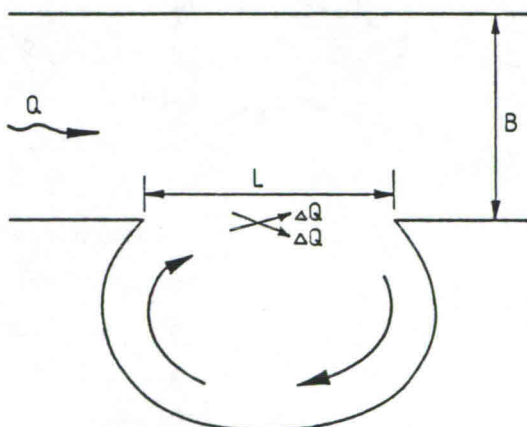


Fig. 3.18 Eivormige opening

- (i) De lengte L van de opening is aan een maximum gebonden. In de rivier is er over de afstand L een verval

$$\Delta H = \frac{u^2 \cdot L}{C^2 \cdot a} \quad (3-37)$$

De benedenstroomse begrenzing heeft een stuwpunt; daar loopt de waterstand op, met een opstuwing $\Delta h = u^2/2g$.

Het water moet bij het stuwpunt hoger staan dan bij de binnenkant van de bovenstroomse begrenzing van de opening. Er moet dus gelden

$$\frac{u^2}{2g} > \frac{u^2 \cdot L}{C^2 \cdot a} \quad (3-38)$$

of

$$L < \alpha \frac{C^2 a}{g} \quad \text{met } \alpha < 0,5 \text{ liefst } \alpha < 0,3 \quad (3-39)$$

- (ii) Tussen de neer en de hoofdstroom ontstaat een wervelstraat. De maximale stroomsnelheid in de neer is globaal $\frac{1}{3}$ van de riviersnelheid. Om lokale aanzanding in de opening te beperken is het gewenst, de bovenstroomse begrenzing van de opening van een damwandscherm te voorzien (Fig. 3.19).

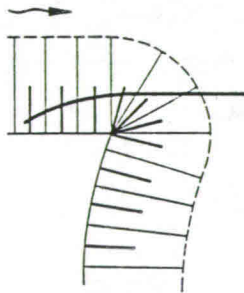


Fig. 3.19 Bovenstroomse begrenzing van de scheepvaartopening

- (iii) Door uitwisseling van water van de rivier en de neer ontstaat er aanslibbing in de voorhaven. Bij een rivierdebiet Q is er een in- en uitstromend debiet ΔQ . (Fig. 3.17). Voor Nederlandse rivieromstandigheden is het uitwisselingspercentage (p) van water (en dus van slib) niet beter te krijgen dan

$$\Delta Q/Q = p \approx L/B \% \quad (3-40)$$

De begrenzing van de neer moet nog ergens worden doorbroken om de schepen naar de sluis of de eigenlijke haven te kunnen laten varen. Hiervan worden drie voorbeelden gegeven, alle gebaseerd op proeven met schaalmodellen in het Waterloopkundig Laboratorium.

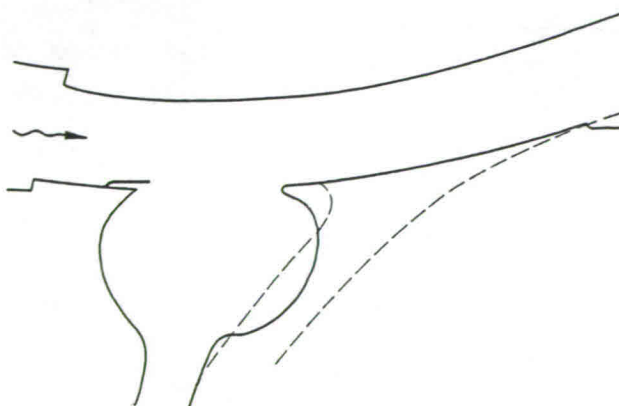


Fig. 3.20 Aansluiting bij Eefde

- *Aansluiting Twentekanaal.* De oorspronkelijk bij Eefde aangelegde ingang van het Twentekanaal was ontworpen voor verkeer naar het benedenstroomse deel van de IJssel, omdat er een plan was later nog een Twentekanaal-tak naar het Pannerdenskanaal aan te leggen. Later is de situatie veranderd volgens het ontwerp van Fig. 3.20.

Er geldt $L/B = 2$; de metingen in het schaalmodel gaven $p = 2\frac{1}{2}\%$.

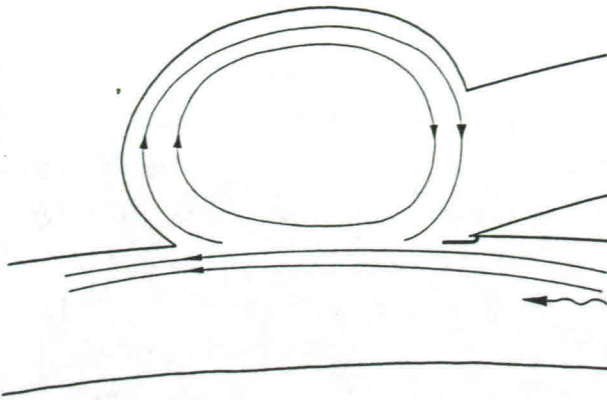


Fig. 3.21 Benedenstroomse aansluiting van de sluizen bij Driel

- *Aansluiting Driel (beneden).*
In Fig. 3.21 is de ontworpen aansluiting benedenstrooms van de stuw Driel in de Neder-Rijn weergegeven. De onderbreking van de oever heeft hier een logische plaats, die het functioneren van de neer niet belemmert. In dit geval werd bij $L/B = 2$ door proeven gevonden $p = 1 \text{ à } 3\%$.

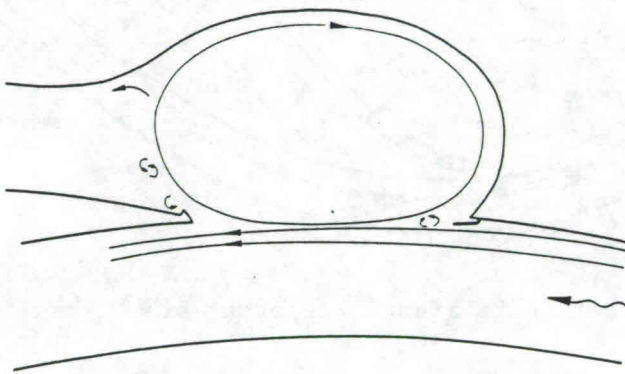


Fig. 3.22 Bovenstroomse aansluiting van de sluizen bij Driel

- *Aansluiting Driel (boven).*
Figuur 3.22 geeft het ontwerp van de aansluiting bovenstrooms van de stuw Driel. De voor de scheepvaart logische onderbreking van de oever van de voorhaven schaadt het goed functioneren van de neer. De oplossing is gevonden, door aan de benedenstroomse begrenzing van de opening in de oever van de rivier een korte krib aan te brengen, die het neerwater in de juiste richting dwingt. Deze

situatie maakt het moeilijk om het uitwisselingspercentage laag te houden. Hier werd bij $L/B = 2$ gevonden $p = 3 \text{ à } 5\%$.

3.4.4 Locale verbeteringen

De kwaliteit van een rivier als scheepvaartweg kan worden verbeterd door locale knelpunten weg te nemen. Deze knelpunten worden meestal gevormd door (i) te kleine vaarbreedte in de bochten en (ii) te kleine diepte in de overgangen tussen bochten.

Door *bochtafsnijding* kan een hinderlijke scherpe bocht worden weggenomen. Door bochtafsnijding wordt de rivier verkort. Daardoor is er ook bovenstrooms invloed op de bodemligging (en dus op de waterstanden).

Het beginsel van de processen, als gevolg van een bochtafsnijding is gegeven in Par. 3.4.6. Als voorbeeld van een bocht als knelpunt voor de scheepvaart kan de Waalbocht bij Nijmegen worden genoemd. In Par. 3.4.3 is al gemeld, dat de beschikbare vaarbreedte bij OLR slechts 110 m bedraagt bij een gewenste vaarbreedte van 150 m. In het verleden zijn reeds verschillende bochtverbeteringen onderzocht. Omdat de rivier dan deels door de Ooypolder zou gaan stromen is dit op *milieubezwaren* gestuit. Eén van de onderzochte tracée's is gegeven door Plantenga *et al* (1981). Het is weer-gegeven in Fig. 3.23.

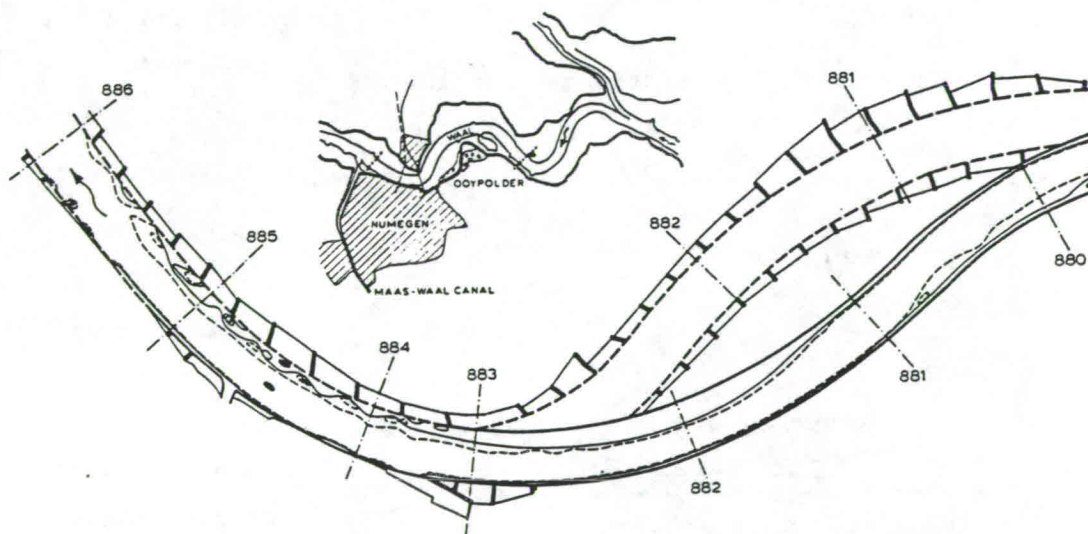


Fig. 3.23 Onderzochte nieuwe Waalbocht bij Nijmegen

Thans (1984) wordt een alternatief voor bochtafsnijdingen beschouwd. In beginsel is het nl. ook mogelijk door *opstorten in de buitenbocht* een vergroting van de diepte in de binnenbocht te bereiken. Daardoor wordt de vaarbreedte vergroot. Zowel bij bochtafsnijding als bij opstorten van de buitenbocht gaat het om kostbare werken. In het laatste geval moet nl. de bovenlaag van de bestorting zo grof zijn, dat door ankeren de bestorting niet wordt beschadigd. Studies in Joegoslavië om de opstorting met zand-gevulde plastic zakken uit te voeren, lijken uit praktische overwegingen niet te veelbelovend (zie ook Jurisch *et al*, 1981).

Soms kan van een toevallig aanwezige situatie gebruik worden gemaakt om de situatie van de scheepvaart te verbeteren. In Par. 3.4.7 wordt nader ingegaan op de afsluiting van één van twee aanwezige geulen om voor de tweede geul verbetering voor de scheepvaart te bereiken.

Verbeteren van een rivier voor de scheepvaart kan ook met *baggeren* worden bereikt.

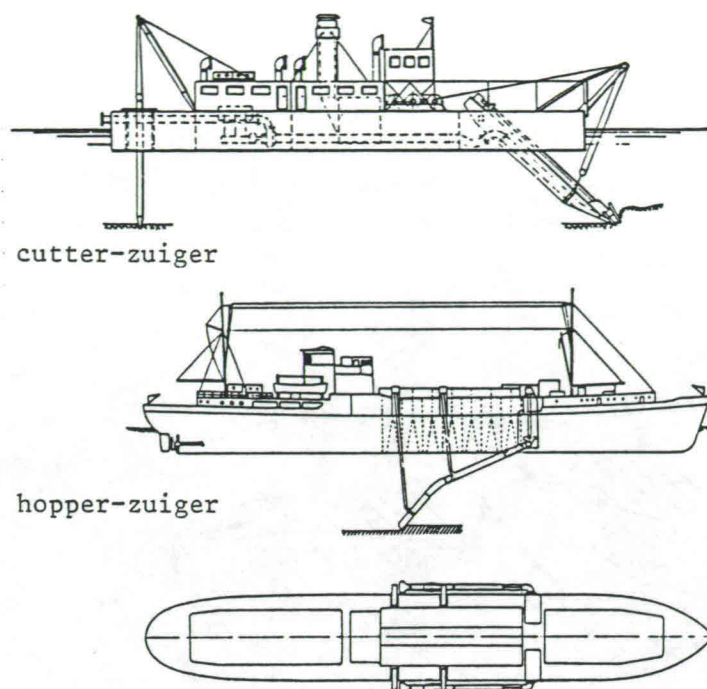


Fig. 3.24 Cutter-zuiger en hopper-zuiger

Bij een *cutter-zuiger* wordt de bodem d.m.v. de messen van de cutter losgemaakt, het water-sedimentmengsel wordt dan opgezogen. (Fig. 3.24). In plaats van een cutter kan een *dustpan* worden gebruikt. Dit is een soort stofzuigermond; de grond wordt dan los gemaakt met waterstralen. In beide gevallen kan een redelijk horizontale bodem worden gebaggerd, waardoor niet onnodig veel sediment wordt opgezogen. Een zuiger wordt voorzien van een drijvend transportleiding voor het transport van de specie. Deze leiding kan hinderlijk zijn voor de scheepvaart. Een hopperzuiger (Fig. 3.24) is flexibeler. De specie wordt in de hopper gezogen; het vaartuig loost de specie op een geschikt gekozen stort.

Onderhoudsbaggerwerk op rivieren roept vragen op m.b.t. waar, wanneer en hoeveel er moet worden gebaggerd, alsmede waar de specie moet worden gedeponeerd. Baggeren zal als regel nodig zijn op de overgangen tussen bochten. Door bij vallend water een geschikte geul van diepe buitenbocht naar de volgende diepe buitenbocht te baggeren is het mogelijk, dat de rivier die geul nog verdiept ('retarded scour'). Het is van belang om de rivier goed te kennen. Ook is het van belang om het resultaat van een gekozen bagger-strategie goed vast te leggen, om de ervaring voor volgende jaren te gebruiken. Zo enigszins mogelijk zal een baggerprogramma voor een rivier dus vergezeld moeten gaan van een *meetprogramma*.

De specie zal men liefst over korte afstand willen vervoeren vanwege de kosten. Slechts bij uitzondering kan de specie worden gebruikt. Gezorgd moet worden dat de specie niet op een andere plaats (na enige tijd) de scheepvaart gaat hinderen. Baggeren kan als het op niet te veel overgangen moet plaatsvinden een redelijke manier zijn om belemmeringen voor de scheepvaart weg te nemen; ook al zal het jaarlijks moeten worden herhaald. Voor meer informatie wordt verwezen naar NEDECO (1965), MITCH (1973) en Jansen (1979).

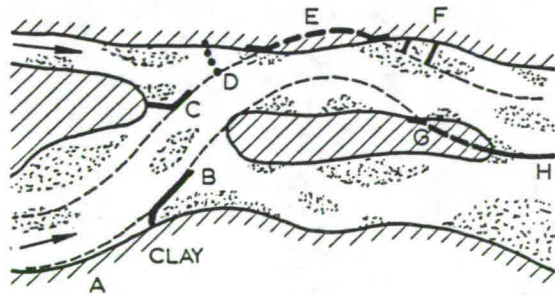


Fig. 3.25 Locale verbetering

Locale verbeteringen van een rivier zijn soms ook mogelijk door meer permanente oplossingen na te streven. In Jansen (1979, p. 349) wordt een voorbeeld gegeven (Fig. 3.25).

De vrij resistente klei bij A wordt als geleiding gebruikt door verlenging met de speerdijk B.

De kribben bij C, D, F en H zullen nodig zijn om de linkeroever vast te leggen. Als bij E en G de oever voldoende is geërodeerd kan daar ook fixatie nodig zijn. De strategie zal hier mede afhangen van de wijze van uitvoering. In Nederland is het gebruikelijk kribben e.d. 'in de natte' te bouwen van het water uit. Bouwen van oeververdedigingen van de oever uit vraagt een andere aanpak. Voorbeelden worden gegeven door Brolsma (1980).

3.4.5 Voorbeeld: Locale riviersversmalling

Als inleiding tot het voorbeeld in Par. 3.4.7, de afsluiting van een geul, wordt hier eerst het geval behandeld, waarbij een rivier over een lengte L wordt versmald van de breedte B_0 naar de breedte B_1 . Bij *constante afvoer* is op basis van continuïteit van de afvoer van water en sediment afgeleid (zie de Vries, 1984 b) voor het nieuwe evenwicht:

$$\frac{a_1}{a_0} = \left\{ \frac{B_0}{B_1} \right\}^{\frac{n-1}{n}} \quad (3-41)$$

waarbij n weer volgt uit de benaderingsformule $s \sim u^n$. In de veronderstelling $C_1 = C_0$ geldt er voor de verhangen, als de lengte L (zie Fig. 3.26) voldoende groot is

$$\frac{i_1}{i_0} = \left\{ \frac{B_1}{B_0} \right\}^{(n-3)/n} \quad (3-42)$$

Er zal nu worden nagegaan wat er gebeurt voor $0 < t < \infty$ als op $t = 0$ de versmalling wordt aangebracht.

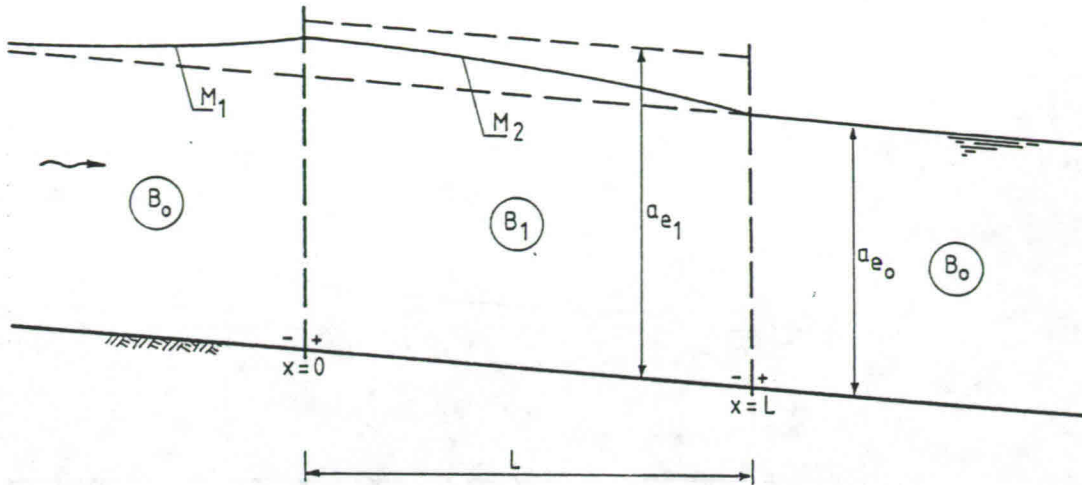


Fig. 3.26 Riviersmalling: situatie op $t = 0$

Wegens $B_1 < B_0$ geldt $q_1 > q_0$ en dus $a_{e1} > a_{e0}$. Op $t = 0$, als de bodem nog niet is veranderd, stellen zich stuwkrommen in volgens Fig. 3.26. Wegens continuïteit van Q en S komen bij $x = 0$ en $x = L$ bodemsprongen voor, die direct bij $t = 0$ ontstaan.

De grootte van de sprongen kan als volgt worden bepaald.

De continuïteitsvergelijking van het sediment

$$B \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial S}{\partial x} = 0 \quad (3-43)$$

geldt *niet* ter plaatse van de sprongen ($x = 0$ en $x = L$) omdat $B_- \neq B_+$, dus B is daar discontinu. Dan moet ook $\partial z / \partial t$ discontinu zijn m.a.w. voor $x = 0$ en $x = L$ is $\partial z / \partial t$ niet bepaald. Wel geldt de behoudswet voor het sediment in de *integrale* vorm, dus $S_- = S_+$. Daarnaast geldt natuurlijk ook $Q_+ = Q_-$. Met $s = m u^n$ en $q = u \cdot a$ geeft dit

$$\frac{a_+}{a_-} = \left\{ \frac{B_-}{B_+} \right\}^{\frac{n-1}{n}} \quad (3-44)$$

De grootte van de bodemsprong is, omdat de waterspiegel continu is, $\Delta z = a_-(0,t) - a_+(0,t)$. Voor $x = 0$ geldt $a_-(0,t) < a_+(0,t)$; de bodem vertoont daar dus een stap *omlaag*.

Analoog volgt voor $x = L$ dat daar $a_- > a_+$. Daar geldt $\Delta z = a_-(L,t) - a_+(L,t)$. Hier is het een stap *omhoog*.

In het interval $0 < t < \infty$ verandert de grootte van de bodemsprongen enigszins tot ze op $t \rightarrow \infty$ uit Verg. (3-41) zijn af te leiden.

Het verloop van $S(x,0)$ is gegeven in Fig. 3.27.

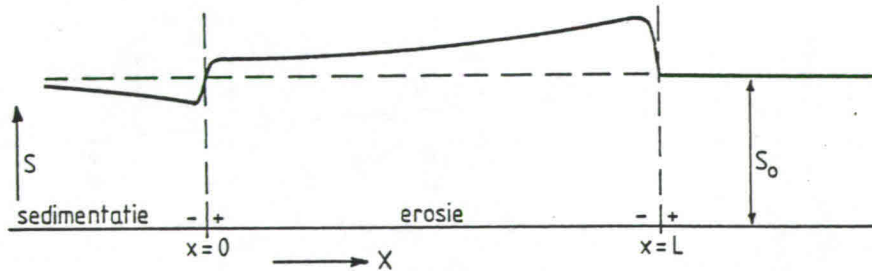


Fig. 3.27 Verloop $S(x,0)$ bij versmalling

Het in het interval $0 < x < L$ geërodeerde sediment wordt afgezet bij $x > L$. In de eindtoestand $t \rightarrow \infty$ geldt $S(x,\infty) = \text{constant} = S_0$.

Er is dan de volgende daling van de bodem t.o.v. $t < 0$ bereikt

- $x > L$ geen daling
- $0 \leq x \leq L$ daling = $(i_0 - i_1) (L - x) + \Delta z'$
- $x < 0$ daling = $(i_0 - i_1) \cdot L$

Hierbij volgt $\Delta z'$ uit Verg. (3-41) en i_1 uit Verg. (3-42).

3.4.6 Voorbeeld: Bochtafsnijding

Voor de scheepvaart kan verbetering worden bereikt door de afsnijding van een te krappe bocht. In Fig. 3.28 is een schematisch voorbeeld gegeven.

Het beginsel van het morfologisch proces als gevolg van bochtafsnijding kan aan de hand van Fig. 3.29 duidelijk worden gemaakt. In deze figuur zijn de waterstandsverschillen overdreven. In de nieuwe bocht (gebied II) wordt verondersteld, dat de bodem op $t = 0$ een rechte lijn vormt tussen de bodemligging van de aansluitende gedeelten van de oorspronkelijke rivier. De lengte L_0 van de oorspronkelijke bocht wordt ingekort tot de lengte L_1 . Er geldt $i_{b_1} > i_{b_0}$. Wegens $q = C a_e^{3/2} i_b^{1/2}$ geldt dan $a_{e_1} < a_{e_0}$. Er stellen zich dan stuwkrommen in (Fig. 3.29). Deze situatie op $t = 0$ kan geen evenwichtssituatie zijn. Door de gradiënten in de snelheid ontstaan er gradiënten in het transport, waardoor $\partial z_b / \partial t \neq 0$

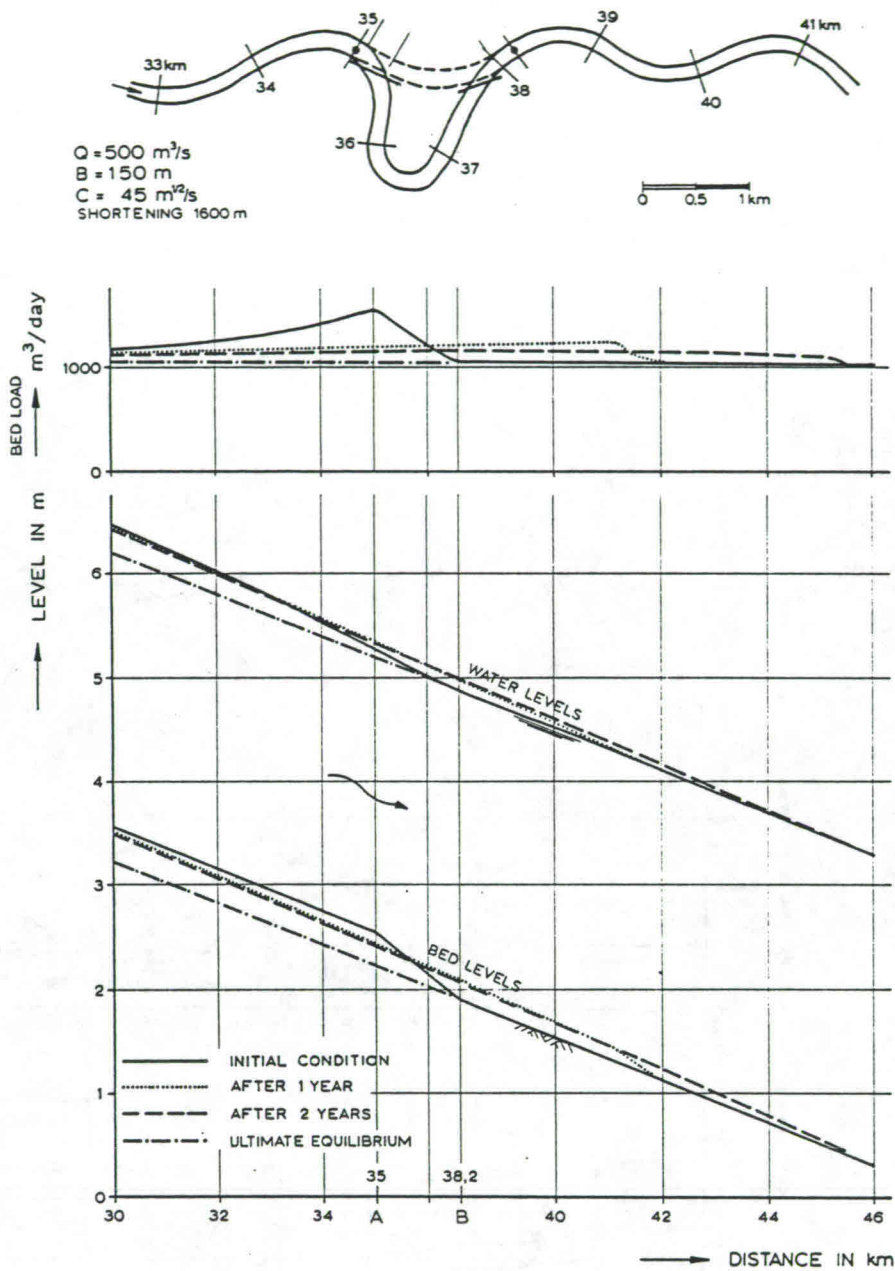


Fig. 3.28 Morfologische gevolgen van bochtafsnijding (naar Jansen, 1979, p. 345)

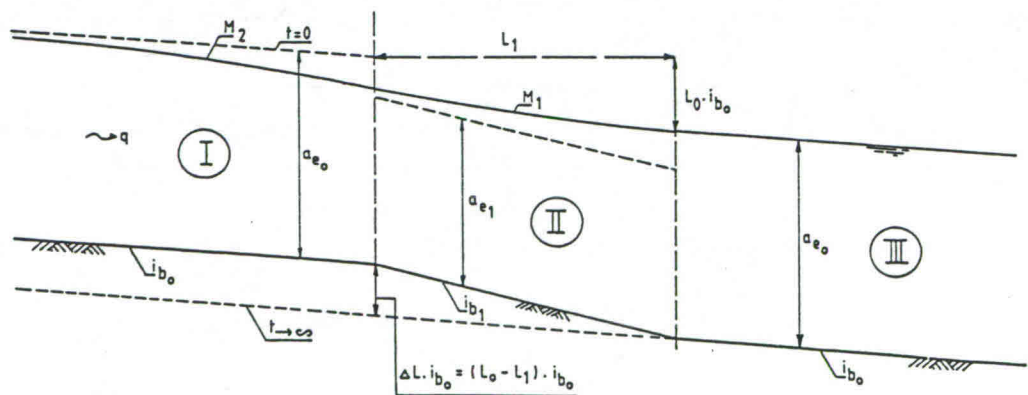


Fig. 3.29 Beginsel bochtafsnijding ($t = 0$)

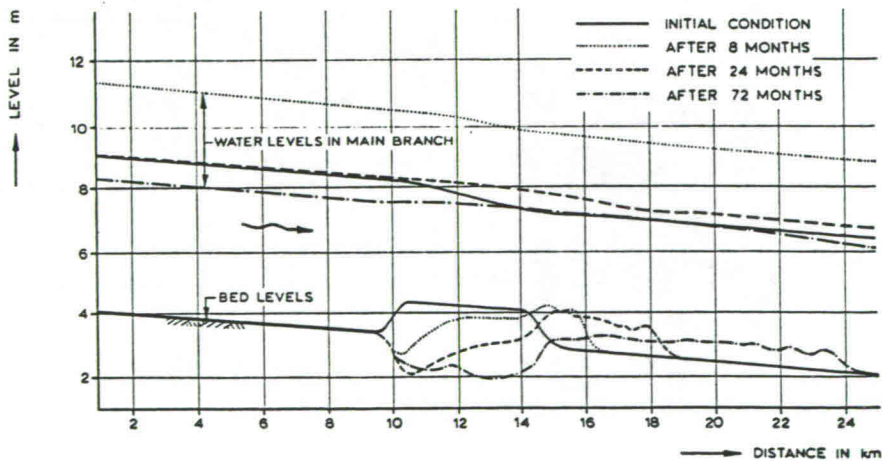
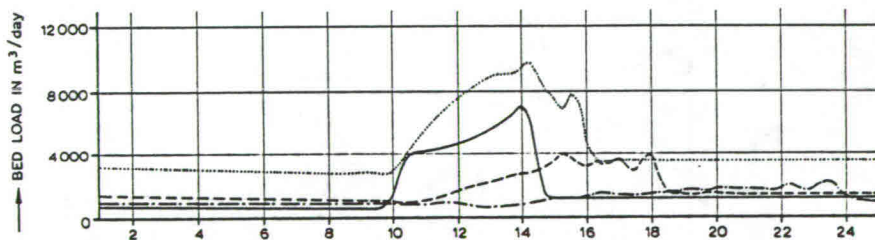
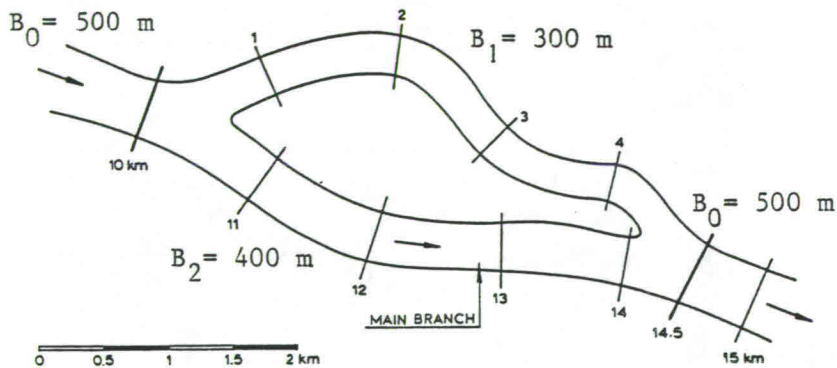
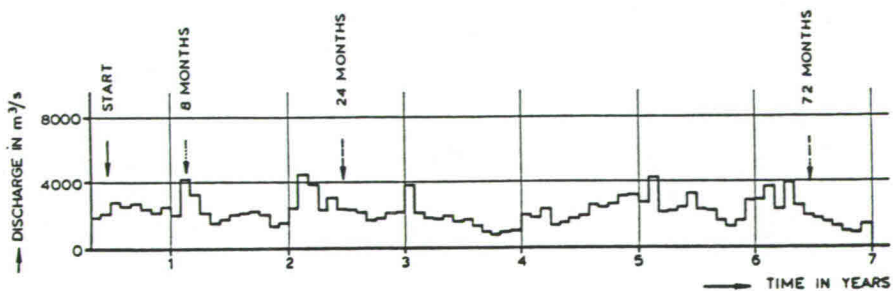


Fig. 3.31 Geulafsluiting

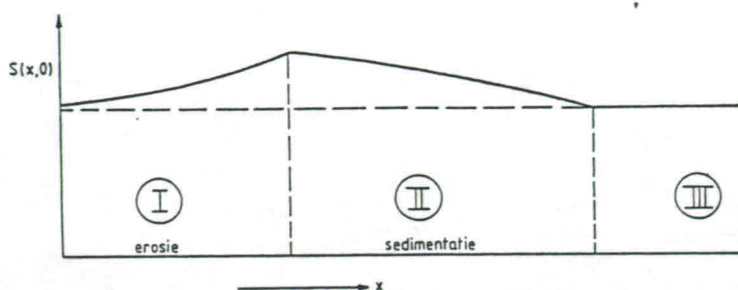


Fig. 3.30 Verloop $S(x,0)$ in Fig. 3.29

gebied I de bodem gedaald over de afstand $\Delta L \cdot i_b$ waarin ΔL de lengtevermindering van de rivier als gevolg van de bochtafsnijding is.

Opmerkingen:

- (i) Omdat de Rijn een morfologisch langzame rivier is, zal door baggeren in de nieuwe bocht worden voorkomen, dat tijdelijk in gebied III voor de scheepvaart hinderlijke aanzanding optreedt.
- (ii) In de oorspronkelijke bocht wordt een dam gelegd. Het ligt voor de hand om dit zo mogelijk te doen tijdens lage afvoer.
- (iii) Voor morfologisch snelle rivieren wordt bochtafsnijding wel gerealiseerd door het baggeren van een kleine geul (*eng.* pilot channel) langs het gewenste tracé. De rivier doet dan verder het werk.

3.4.7 Voorbeeld: Geulafsluiting

In Fig. 3.31 is een aan Jansen (1979, p. 348) ontleend voorbeeld gegeven van vergroting van de vaardiepte door de afsluiting van een geul. Het betreft hier een rivier die een eiland omstroomt. Door de smalste geul af te sluiten wordt bereikt, dat *op den duur* de andere geul wordt verdiept. De oevers zijn hier niet of slecht erodeerbaar verondersteld. Bij het voorbeeld van Fig. 3.31 is er gerekend met een *variabele afvoer* $Q(t)$. Voor het begrijpen van de berekende $z(x,t)$ moet eerst bekeken worden hoe in beginsel de bodemverandering zou verlopen voor constante afvoer. Voor $t < 0$ zal er op $x = 0$ (het splitsingspunt) en $x = L$ (de samenvloeiing) een bodemsprong aanwezig zijn (Δz_0). Deze is *niet* door berekening te bepalen, omdat deze afhangt van de zandverdeling bij het splitsingspunt (zie Par. 2.4). Het bodemverhang op $t < 0$ in de openblijvende tak hangt van de zand- en waterverdeling af.

In Fig. 3.30 is schematisch het verloop $S(x,0)$ gegeven voor het geval er sprake is van een constante breedte. Wegens $\partial z_b / \partial t + \partial s / \partial x = 0$ treedt er in het gebied I voor $t = 0$ erosie op en in het gebied II sedimentatie. Voor $t > 0$ treedt er in het gebied III tijdelijk sedimentatie op, die voor $t \rightarrow \infty$ verdwenen is. Voor $t \rightarrow \infty$ is in

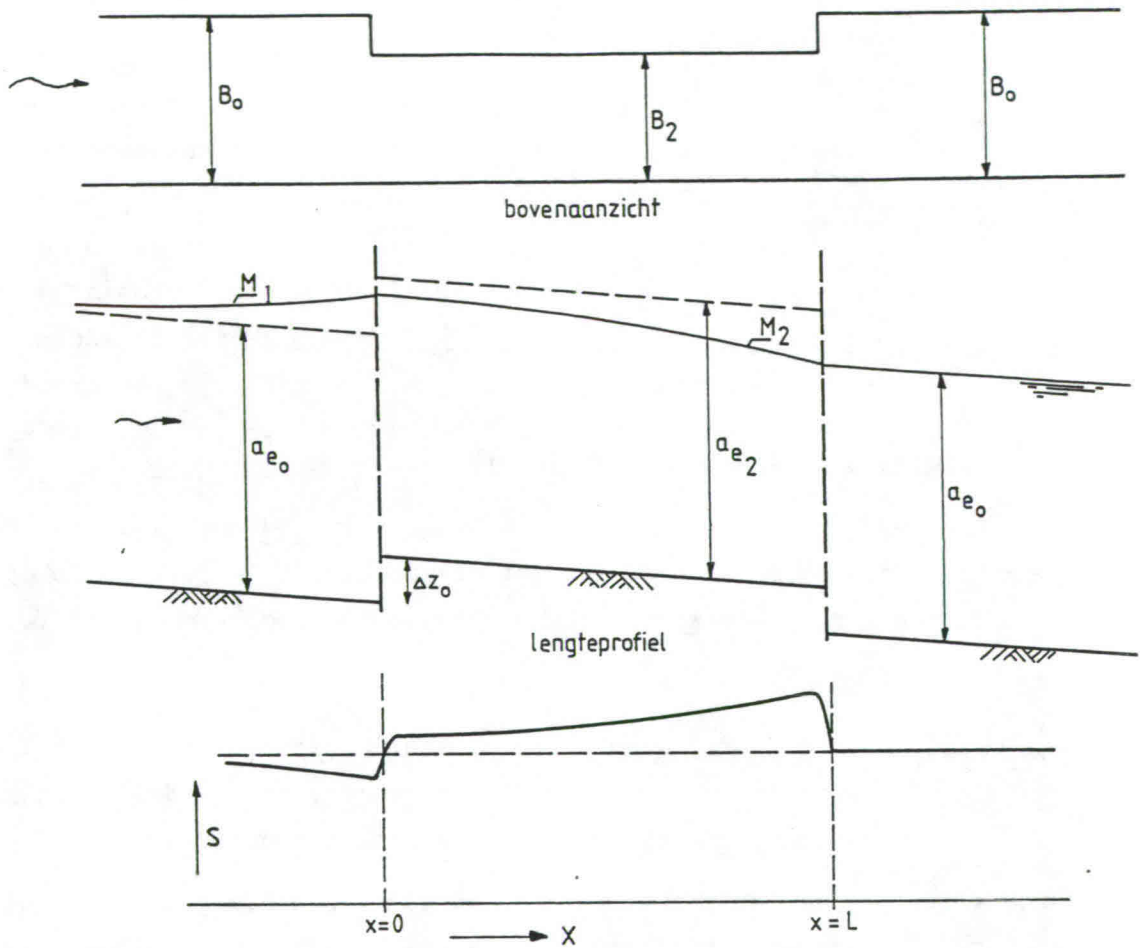


Fig. 3.32 Beginsel geulafsluiting ($t = 0$)

In Fig. 3.32 is, zonder rekening te houden met het verschil in verhangen de situatie op $t = 0$ getekend. Het essentiële verschil met Fig. 3.26 is dat nu ook uit de tijd $t < 0$ afkomstige sprongen Δz_0 aanwezig zijn. Naast de sprongen Δz_0 afkomstig van de vroegere sedimentverdeling over de twee takken, komen voor $t \geq 0$ nog de in Par. 3.4.5 behandelde sprongen voor die volgen uit de breedteverandering bij $x = 0$ en $x = L$.

Voor $t \geq 0$ zijn er dus in totaal 4 sprongen aanwezig!

- Voor $x = 0$: (i) de sprong omdat $B_0 > B_2$; deze blijft op zijn plaats
(ii) de sprong Δz_0 afkomstig van $t < 0$. Deze discontinuïteit gaat voor $t > 0$ lopen. Het is een 'expansiegolf', zodat deze sprong geleidelijk wordt afgevlakt.
- Voor $x = L$: (iii) de sprong omdat $B_2 < B_0$; deze blijft op zijn plaats
(iv) de sprong Δz_0 afkomstig van $t < 0$. Deze discontinuïteit gaat voor $t > 0$ lopen. Dit is een 'schokgolf', zodat deze steil blijft.

N.B. De lopende sprongen zijn analoog aan die bij een gebaggerde geul (zie de Vries, 1984 b, Par. 6.2.3). Voor $0 < x < L$ is er in Fig. 3.32 een ophoging i.p.v. een verdieping aanwezig. Het verschil in gedrag tussen een ophoging en een geul is weergegeven in Fig. 3.33.

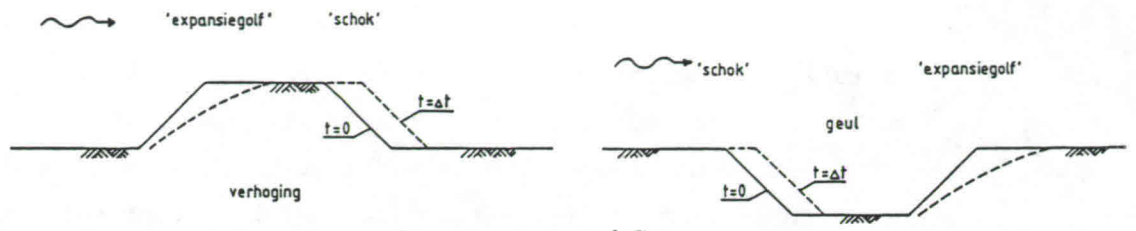


Fig. 3.33 Vervorming verhoging en geul (bodentransport)

Een nadere bestudering van het verloop van $z(x,t)$ in Fig. 3.31 laat zien, dat het gedrag van de vier genoemde sprongen goed is te herkennen.

Er moet nog worden opgemerkt, dat de hier beschouwde rivier langzaam is, zodat het beoogde effect, nl. verbetering van de vaardiepte alleen na betrekkelijk lange tijd wordt bereikt. In dit geval zal moeten worden overwogen om door baggeren de beoogde situatie eerder te bereiken.

Opmerking

In dit voorbeeld, trouwens óók in Par. 3.4.5 en 3.4.6 is uitgegaan van de veronderstelling dat $s = f(u)$ of, m.a.w. dat het transport afhangt van de *locale* hydraulische parameters. Voor bodentransport is dit correct. Voor overheersend zwevend transport is er een zekere aanpassingslengte nodig. (zie de Vries, 1984 b, Par. 5.2.5).

3.5 Diversen

3.5.1 Energie-opwekking

De potentiële energie die het rivierwater bezit, kan worden gebruikt voor de opwekking van energie. In een stromende rivier wordt per eenheid van lengte een vermogen van $\rho g Q i$ via de wrijving omgezet in warmte. Door in de rivier een stuw te bouwen kan over de stuw een verval H worden opgebouwd. Er zal dan een vermogen $\rho g Q H$ plaatselijk beschikbaar zijn. Door antieke watermolens kan van dit vermogen slechts een klein deel nuttig worden gebruikt. Moderne turbines kunnen globaal 80% van de beschikbare energie omzetten in bruikbare elektrische energie.

Het gebruik van de rivier voor energie-opwekking heeft consequenties voor andere rivierkundige aspecten.

- Voor de *scheepvaart* is de stuw een obstakel. Scheepvaartsluizen zijn nodig om het scheepvaartverkeer doorgang te verlenen.
- Door de *opstuwning* ontstaan er bovenstrooms van de stuw hogere waterstanden. Dit maakt wellicht extra voorzieningen nodig om overstromingen te vermijden.
- Door de *verlaging van de snelheid* bovenstrooms van de stuw treedt sedimentatie op. Men zal dat accepteren als met de stuw een (groot) reservoir wordt gecreëerd, dan wel in het stuwcomplex *spoelsluizen* opnemen om het sediment benedenstrooms van de stuw te vervoeren.
- Ook voor de *visstand* is de stuw een obstakel. Door het bouwen van *vistrappen* kan dit bezwaar worden weggenomen.
- Benedenstrooms van de stuw kan flinke *degradatie* optreden, vooral als het grootste deel van het sediment in het bovenstroomse reservoir wordt gevangen. Als de bodem daalt, volgen de *waterstanden*. Dit kan consequenties hebben voor waterinlaten, grondwaterstanden, scheepvaart, brugpijlers, kademuren etc.

In het algemeen betekent energieonttrekking aan een rivier geen eenvoudig gebruik van de rivier. Door de bijkomende effecten is het een relatief grote ingreep met nogal wat neveneffecten. Hierop wordt in Hoofdstuk 4 teruggekomen.

3.5.2 Sediment-onttrekking

De behoefte aan bouwmaterialen leidt er toe, dat soms aan de rivier sediment wordt onttrokken. Amerikanen spreken in dit verband van 'sand mining'. Er is hiertegen geen bezwaar, mits het algemene rivierbeheer goed in de gaten wordt gehouden. Immers als door baggeren de bodem wordt verlaagd, dan volgt de waterspiegel! Bij de IJssel heeft dit destijds de noodzaak gegeven om aan de IJsselkant van de sluis bij Eefde een extra zgn. voor-sluis te bouwen, zodat bij lage IJsselwaterstanden het Twentekanaal toegankelijk bleef.

Een hiermee verwant probleem is dat van *mijnzakkingen*. Over zekere afstand wordt de rivierbodem verlaagd, zodat ook in aangrenzende riviergedeelten waterstanden en bodemliggingen worden beïnvloed.

Schematisch wordt het probleem van sediment-onttrekking (of mijnzakkingen) weergegeven in Fig. 3.34.

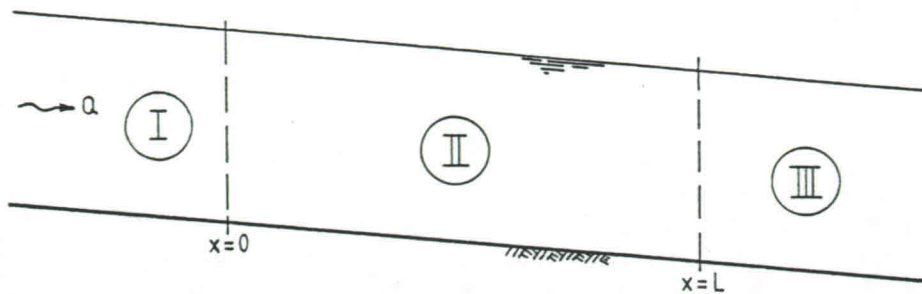


Fig. 3.34 Sediment-onttrekking of mijnzakkingen

Aangenomen wordt een alluviale rivier waarvan in het riviervak II de bodem een verlaging ondergaat met een snelheid W .

In een morfologische berekening kan dit tot uitdrukking worden gebracht, door in de continuïteitsvergelijking van het sediment een *bronterm* aan te brengen. Uitgaande van een variabele breedte geldt er

$$B \frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{\partial S}{\partial x} = W B \quad (3-45)$$

met $W = 0$ voor $x < 0$ en $x > L$
 $W \neq 0$ voor $0 < x < L$

Als W constant is over het interval $0 < x < L$ dan komen de mijnzakkingen overeen met een zandonttrekking $\Delta S = B W L$

De Rijn in Nederland ondervindt invloed van mijnzakkingen in Duitsland. Ook bij de Nederlandse Maas komt dit verschijnsel voor. Ook bodemdalingen t.g.v. olie- en gaswinning komen voor.

3.5.3 Bruggen

Voor verkeer en vervoer te land vormen rivieren obstakels. Bij gering verkeer zal men volstaan met een pontveer. Om de pont te kunnen bereiken zullen *veerstoepten* nodig zijn, die een goede toegang bij een zo groot mogelijk bereik van waterstanden zullen garanderen. Dit betekent toegangswegen in het HW-bed. Om de capaciteit van het HW-bed lokaal niet te veel te verminderen, als gevolg van deze toegangswegen in ophoging, zal moeten worden geaccepteerd, dat bij hoge waterstanden de pont uit de vaart wordt genomen.

Bij intensieve scheepvaart op de rivier wordt de pont onveilig. Men zal dan òf van een brug in de buurt gebruik moeten maken (en de omweg accepteren) òf ter plekke een brug (of tunnel) aanleggen. Dit laatste is ook het geval als het weg en/of rivierverkeer dit economisch verantwoord maakt.

Bij de aanleg van een brug met opritten dient een aantal aspecten van rivierkundig standpunt in *samenhang* te worden bekeken.

- (i) Tracé keuze
- (ii) Keuze van de grootte van de totale brugopening
- (iii) Keuze pijler afstand
- (iv) Hoogte van de brug en funderingsdiepte van de pijlers.

- Tracé keuze

Men zal zoveel mogelijk het tracé van de brug kiezen op een plaats waar de oevers van het HW-bed goed vast liggen. In Fig. 3.35 is een aan Neill (1973) ontleend voorbeeld gegeven waar de geologische gesteldheid de keuze bepaalde waar de brug werd gebouwd.

Niet altijd is zo'n gunstige keuze mogelijk. Rivieren die erg beweeglijk zijn in plattegrond, vragen een zorgvuldige studie m.b.t. de tracékeuze. Als voorbeeld kan dienen het rivierensysteem in Bangla Desh. Bij de grens met India ligt over de Ganges de *Hardinge bridge*. Om te zorgen, dat de rivier altijd onder de brug doorstroomt (!) zijn bovenstrooms van de brug twee lange geleidedammen gebouwd (speerdijken) die samen een trechter vormen. Als wordt bedacht dat Bangla Desh overal fijn zand heeft (orde $D = 0,2$ mm) en steen over zeer grote afstand moet worden aangevoerd, dan is het duidelijk, dat het bouwen van een brug onder dergelijke omstandigheden een uiterst kostbare zaak is.

- Keuze grootte brugopening

Zelden zal de hele rivier met HW-bed door een brug worden overspannen. In het HW-bed zullen, om de totale kosten te drukken, deels weglighamen in ophoging worden gemaakt, die HW-vrij zijn. Ter plaatse van de brug ontstaat er daardoor een versmalling van de breedte van de rivier. De keuze van de grootte van de doorstroomopening wordt bepaald door drie hoofdfactoren:

Bovenstrooms van de brug ontstaat opstuwning tijdens hoog water. Dit kan verhoging van de bandijken nodig maken of een locale verlaging van het HW-bed.

Ter plaatse van de brug neemt de stroomsnelheid toe ($\partial u/\partial x > 0$) zodat tijdens hoogwater erosie ontstaat. De verdieping moet bekend zijn, om er rekening mee te houden bij de bepaling van de funderingsdiepte van de pijlers. Ook een eventueel aanwezige oeververdediging van het LW-bed moet dan worden aangepast.

Benedenstrooms van de brug. De tijdelijke erosie ter plaatse van de brug kan benedenstrooms van de brug tijdelijk sedimentatie opleveren. Vooral als de afvoer snel daalt kan dit problemen voor de scheepvaart opleveren. (zie verder Par. 3.5.5).

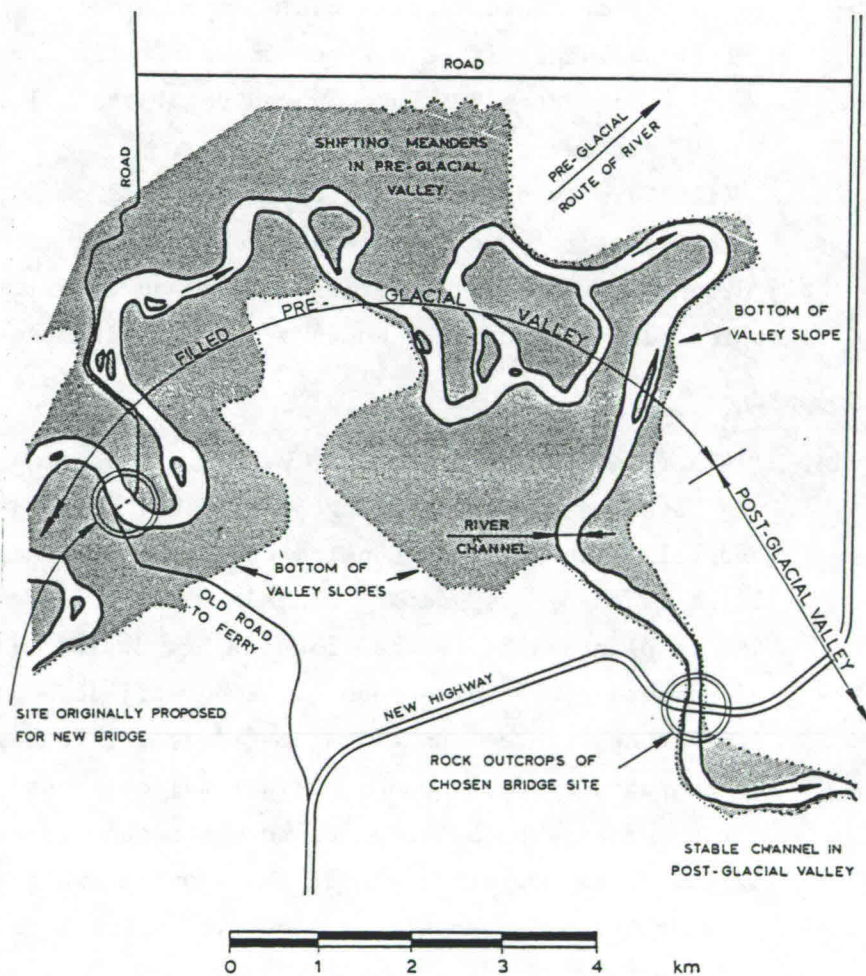


Fig. 3.35 Brugtracé gekozen i.v.m. geologische gesteldheid (naar Neill, 1973)

• Keuze pijlerafstand

De keuze van de pijlerafstand is rivierkundig gezien van belang voor de scheepvaart (vaarbreedte en uitzicht). Ook mogelijke ijsgang en/of afvoer van drijvende vegetatie dient bij de keuze van de afstanden tussen de pijlers in de beschouwing te worden betrokken. Hoe groter de pijlerafstand, des te kleiner is de kans op aanvaring.

Het is verder een kostenvraagstuk voor de constructie als geheel, waarbij ook de funderingsdiepte en de doorvaarthoogte (dus de factoren die de lengte van de pijlers bepalen) een rol spelen.

• Doorvaarthoogte en funderingsdiepte

De doorvaarthoogte wordt bepaald door de mate waarin men aan de eisen van de scheepvaart kan en wil voldoen. De funderingsdiepte van de pijlers wordt bepaald door drie morfologische processen.

- (i) Er kan sprake zijn van een *algemene degradatie* t.g.v. de bovenstroomse situatie. Daarvoor moet de rivier in zijn geheel worden beschouwd.
- (ii) Daarnaast is er sprake van een *locale degradatie* tijdens hoog water, als gevolg van de plaatselijke vernauwing van het dwarsprofiel van de rivier.
- (iii) Vervolgens is er nog de *locale ontgronding* rond de brugpijlers.

Aan dit punt zal hierna meer aandacht worden gegeven (Par. 3.5.4).

Bij de bepaling van de funderingsdiepte van de pijlers moet met deze *drie* factoren rekening worden gehouden. De drie effecten zijn *cumulatief*.

Opmerking:

- (i) Als het landverkeer de rivier kruist via een tunnel, dan gelden veel van bovenstaande beschouwingen eveneens. Ook bij de keuze van de hoogteligging van een tunnel moet rekening worden gehouden met mogelijke *algemene degradatie*, alsmede van *locale degradatie* als gevolg van de plaatselijke vernauwing van het dwarsprofiel van de rivier. Ook hier moet *cumulatief* worden gerekend. Bij de bepaling van de hoogte van het dak van de tunnel zal met deze totale degradatie rekening moeten worden gehouden. Op het dak zal een bestorting worden aangelegd i.v.m. de kans op ankeren. De bouw van tunnels onder alluviale rivieren is pas sinds het einde van de 19e eeuw in zwang gekomen. In het oude Babylon bestond evenwel van 2180-2160 v.C. reeds een tunnel onder de Eufraat.
- (ii) Vooral bij grote overspanningen zal het aantrekkelijk zijn bruggen voor weg- en riviervervoer te combineren. Meestal legt men de beide wegdekken dan boven elkaar. Wegens de voor treinen relatief kleinere toelaatbare helling van op- en afritten ligt de treinbrug dan op het laagste niveau. Voorbeeld: bruggen bij Wuhan en Nanjing over de Yangtze (China).

3.5.4 Ontgronding bij brugpijlers

De extra verdieping die ontstaat in de buurt van brugpijlers is een onderwerp van studie van veel onderzoekers geweest. In Breusers *et al.* (1977) is een 'state of the art' opgemaakt, daarin worden cilindrische pijlers beschouwd met verschillende dwarsdoorsneden.

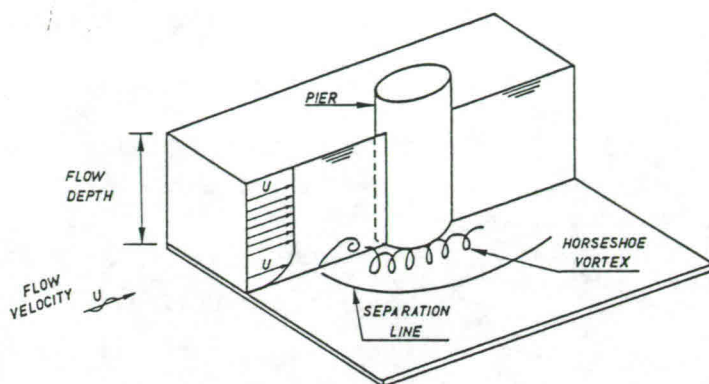


Fig. 3.36 Hoefijzerwervel bij pijlers

Bovenstrooms van een pijler ontstaat een *hoefijzerwervel* (eng. horseshoe vortex) die de ontgronding inleidt. (Fig. 3.36). Juist bovenstrooms van de pijler ontstaat daarvoor vooral een verdieping. Ontgronding treedt ook op als de stroomsnelheid in de waterloop geringer is dan de kritieke snelheid. (Shields).

Uit het genoemde rapport wordt hier slechts vermeld, de voorgestelde formule voor het in de praktijk schatten van de *maximale ontgrondingsdiepte* Δz_o als functie van de relevante parameters.

Door Breusers *et al* (1977) wordt aanbevolen voor stroming in één richting (dus *niet* het getijgebied met of zonder golven):

$$\frac{\Delta z_o}{b} = F_1 \left\{ \frac{u}{u_c} \right\} \cdot \left[2 \operatorname{tgh} \left\{ \frac{a_o}{b} \right\} \right] \cdot F_2 (\text{vorm}) \cdot F_3 (\alpha, L/b) \quad (3-46)$$

Hierin is:

- b = dwarsprofiel van de pijler
- L = lengte-afmeting van de pijler
- u = gemiddelde ongestoorde stroomsnelheid
- u_c = kritieke snelheid (Shields)
- α = hoek van aanstroming (zie Fig. 3.37)
- a_o = ongestoorde waterdiepte

Voor de drie functies in Verg. (3-46) geldt:

$$\begin{aligned}
 F_1 (u/u_c) &= 0 && \text{voor } u/u_c < 0,5 \\
 &= 2u/u_c - 1 && \text{voor } 0,5 \leq u/u_c \leq 1 \\
 &= 1 && \text{voor } u/u_c > 1
 \end{aligned} \tag{3-47}$$

$$\begin{aligned}
 F_2 (\text{vorm}) &= 1 && \text{voor cirkelcilinders en afgeronde pijlers} \\
 &= 0,75 && \text{voor gestroomlijnde pijlers} \\
 &= 1,3 && \text{voor rechthoekige pijlers}
 \end{aligned}$$

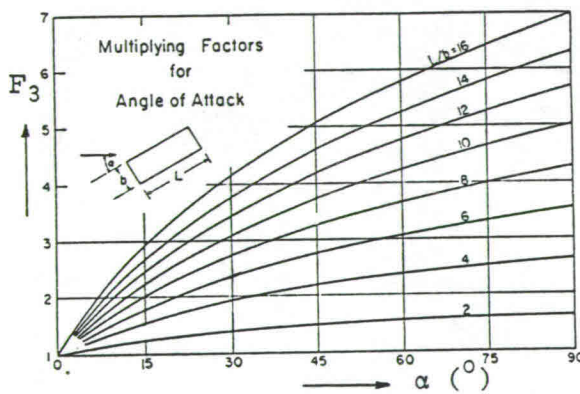


Fig. 3.37 Verloop $F_3 \left\{ \alpha, L/b \right\}$

De functie F_3 geeft de invloed van de aanstroomrichting. Dit is uiteraard van belang voor pijlers met een rechthoekige doorsnede.

In Fig. 3.37 is de aanbevolen functie $F_3 \left\{ \alpha, L/b \right\}$ weergegeven.

Opgemerkt moet worden dat Verg. (3-46) dus niet de diameter van het bodemmateriaal expliciet bevat. De invloed is aanwezig via u_c .

Opmerkingen:

- (i) Men zij er op verdacht, dat als ijsschotsen of drijvend vuil aan de pijler gaan vastzitten, dit een effectieve vergroting van de pijlerafmetingen betekent. De ontgroning is dan ook groter.
- (ii) Het tegengaan van de ontgroning wordt bereikt door de ontgrondingskuil vol te storten met steen. Door Shen (1972, deel II) worden aanbevelingen gedaan m.b.t. de materiaalkeuze.

3.5.5 Voorbeeld: Keuze brugoverspanning

In Jansen (1979, p. 367) wordt een schematisch voorbeeld gegeven m.b.t. de keuze van de lengte (L) en de overspanning van een brug en de daaraan verbonden morfologische consequenties.

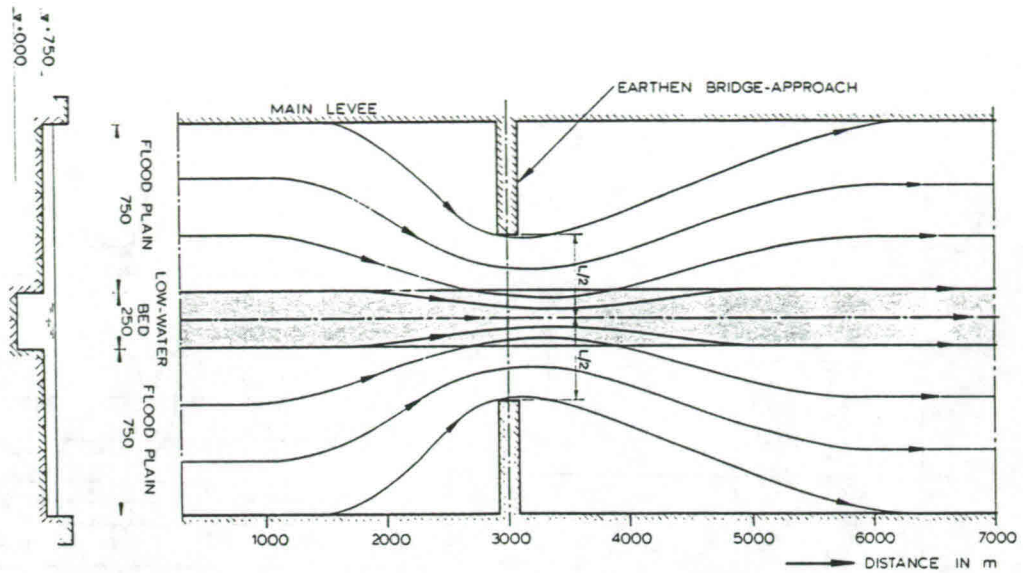


Fig. 3.38 Brugverbinding (schematisch)

Beschouwd is een schematisch geval (Fig. 3.38) van een rivier met een verhang van $2 \cdot 10^{-4}$ en $D_m = 2$ mm. In zo'n geval moet de afvoer in het LW-bed worden bepaald, waarna de morfologische veranderingen voor het LW-bed met een één-dimensionale berekening kunnen worden vastgesteld.

In Fig. 3.39 is de gebruikte ontwerp HW-golf weergegeven. Voor een vrij grote variatie van de overspanning L is het bodemverloop $z_b(x,t)$ bepaald. In Fig. 3.40 is de situatie m.b.t. de bodemligging en de waterspiegel weergegeven aan het einde van de HW-golf. De erosie t.p.v. de brug en de benedenstroomse sedimentatie zijn duidelijk te constateren.

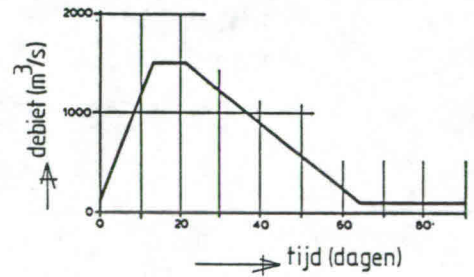


Fig. 3.39 Ontwerp HW-golf

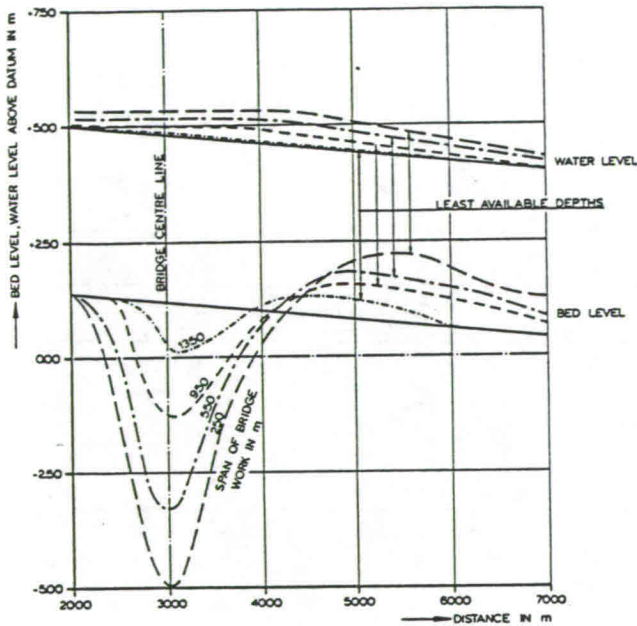


Fig. 3.40 Erosie en sedimentatie bij verschillende lengtes van overspanning

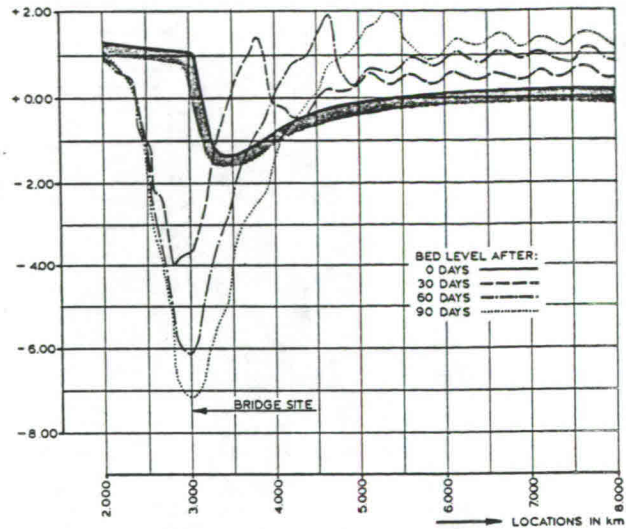


Fig. 3.41 Tijdsafhankelijke erosie bij $L = 550$ m

Voor het ontwerp van de brug is het ook nodig het tijdsafhankelijk gedrag van de bodem te kennen. Daarom is in Fig. 3.41 (zie Jansen, 1979, p. 455 e.v.) nog weergegeven hoe de bodem verandert bij de keuze $L = 550$ m, waarbij weer als in Fig. 3.40 de afvoer oploopt van 1000 tot $1500 \text{ m}^3/\text{s}$ en dan hier gedurende 90 dagen deze waarde blijft houden.

4. INGREPEN IN RIVIEREN

4.1 Inleiding

Bij rivierverbetering wordt beoogd de schade, die een rivier kan aanbrengen (overstromingen) te beperken en het nuttig gebruik (scheepvaart, irrigatie, energie etc.) te vergroten. Grootschalige rivierverbeteringen zijn kostbare zaken, die een zorgvuldige voorbereiding en uitvoering vragen. Daarom wordt in Par. 4.2 enige aandacht besteed aan de verzameling van de benodigde basisgegevens.

Ingrepen in rivieren van meer dan locale aard hebben vaak repercussies in het gehele stroomgebied, zodat goed moet worden nagegaan of de verbeteringen op de ene plaats geen verslechtingen op andere plaatsen geven. Dit houdt ook in, dat er het benodigde wettelijke kader moet zijn, waarbinnen de werken kunnen worden uitgevoerd. De *bestuurlijke situatie* in een land speelt daarbij dan ook een rol.

In Italië heeft bijvoorbeeld het lang met Oostenrijk omstreden Alto Adige (Zuid Tirol) een verregaande mate van autonomie. Alleen op het gebied van Justitie, Defensie en Buitenlandse Zaken speelt de centrale regering in Rome de hoofdrol. Het relatief rijke Alto Adige heeft in de laatste decennia veel gedaan aan werken m.b.t. erosiebestrijding in de zijrivieren van de Adige. De situatie is daar duidelijk verbeterd. Logischerwijze is het sedimentaanbod aan de Adige nu verminderd. Dit kan bodemdaling, waterstands daling alsmede daling van grondwaterstanden langs de benedenloop van de Adige geven, die niet tot Alto Adige behoort. Dit geeft ook reeds aan dat bij grensoverschrijdende rivieren de internationale bestuurlijke aspecten een grote rol spelen.

Ook komt het voor dat eigenaren van grond liggend aan de rivier het recht hebben de toegang tot de rivier via hun terrein te weigeren en daardoor rivierwerken kunnen tegengaan.

4.2 Basisgegevens

De benodigde gegevens voor het ontwerpen van verantwoorde ingrepen in rivieren betreffen in de eerste plaats die over de afvoer. Met behulp van *hydrologische modellen* kan uit de *regengegevens* informatie over het afvoerverloop worden afgeleid. Door meting van regenval en afvoer kunnen coëfficiënten in de modellen worden vastgesteld (= ijken van het model). Ter controle kan daarna het model worden getoetst (= verificatie van het model) door voor nog niet bij de ijking gebruikte afvoergegevens na te gaan in welke mate voorspelde en gemeten afvoeren overeenstemmen.

Bij langjarige meetseries zij men er op verdacht, dat in de loop van de jaren het karakter van het stroomgebied kan zijn veranderd (bv. door ontbossing of juist door herbebossing) waardoor de meetreeks niet homogeen is.

Bij het verkrijgen van de afvoergegevens zal ook van Q-h-krommen gebruik worden gemaakt. Een beperkt aantal *afvoermetingen* kan via de Q-h-krommen worden uitgebreid via gemakkelijker te meten waterstanden. Extrapolatie is daarbij gevaarlijk!

De tijdsafhankelijke verandering van de rivier met erodeerbare oevers in *plattegrond* kan worden bestudeerd aan de hand van *luchtfoto's* of opnamen via *satelieten*. Het is gevaarlijk om aan de hand van één opname en inspectie ter plaatse (beide uiteraard bij lage afvoer) conclusies te trekken over de beweeglijkheid van de rivier in plattegrond. Als voorbeeld: luchtfoto's en inspectie ter plaatse van de Serang en de Tuntang (Midden Java) in 1974 gaven de indruk dat de oevers erg werden geërodeerd. Vergelijking met luchtfoto's uit 1924 toonde echter aan, dat de loop van de rivier in 50 jaar nauwelijks was veranderd.

Natuurlijk is het van belang om te voorspellen hoe de plattegrond zich in de toekomst zal wijzigen, zonder of met ingrepen. Dit is echter nog nauwelijks mogelijk. Als de oevers gefixeerd zijn (dan wel slecht erodeerbaar) zijn morfologische voorspellingen thans (1984) redelijk mogelijk. Voor een vrij meanderende rivier staan de wiskundige modellen nog in de kinderschoenen (zie bv. Ikada *et al*, 1981; Parker *et al*, 1982 en Chang, 1984).

De *bodemsamenstelling* moet bekend zijn. Dit betreft zowel de korrelsamenstelling van de bodem in alluviale gedeelten als plaats en aard van slecht erodeerbare gedeelten (kleibanken en rots).

Voor morfologische voorspellingen zijn tijdsafhankelijke één- of twee-dimensionale wiskundige modellen ontwikkeld. De bestaande modellen worden nog verbeterd en uitgebreid. In deze modellen worden *sub-modellen* toegepast, voor de voorspelling van *transport* en *alluviale ruwheid*. De keuze van een sub-model kan worden gebaseerd op de vergelijking van voorspelde en gemeten transport resp. ruwheid in de beschouwde rivier. Vooral transportmetingen zijn moeilijk betrouwbaar uit te voeren.

Het is niet moeilijk om een omvangrijk meetprogramma voor een rivier op te stellen. Het is de kunst om optimaal te meten. Daarbij moet de grote lijn van de voorgenomen ingreep in de betrokken rivier in de gaten worden gehouden.

De *gewenste* nauwkeurigheid van de morfologische voorspellingen stelt eisen aan de nauwkeurigheid van de voorspelde waarde van transport en ruwheid van de sub-modellen. Werkend van het overzicht uit kan het mogelijk zijn, dat de metingen van transport en ruwheid niet of juist heel erg nodig zijn (de Vries, 1982).

4.3 Erosiebestrijding

Bij erosiebestrijding in het stroomgebied van een rivier is de eerste actie die nodig is, het voorkomen dat de erosie toeneemt! Dat betekent het verstandig omgaan met de aanwezige begroeiing. Het in dit opzicht onoordeelkundig kappen van bos kan grote erosietoename als gevolg hebben. Dit is het geval geweest in Java en het dreigt thans ook op het eiland Kalimantan (= Borneo).

In het stroomgebied van de Gele Rivier (Huang He) is een gebied aanwezig dat nog luistert naar de naam 'Zwarte Woud', maar er is geen boom te bekennen. Wel is daar thans (1984) te zien, dat er maatregelen worden getroffen om de erosie te bestrijden: de bergen en heuvels worden van *terrassen* voorzien zodat het hemelwater er langzamer afstroomt en daardoor minder erosie veroorzaakt. De hierbij gevormde verticale wanden moeten verdedigd worden. Dit is een zeer arbeidsintensieve methode, die het landschap sterk beïnvloedt. Men spreekt in het Engels dan ook van 'landscape engineering'.

Ook kan worden gepoogd om de begroeiing te verbeteren. Ook dit is een kostbare operatie. Het vraagt deskundigheid om de geschikte plantensoorten te kiezen, die op de geërodeerde bodem willen gedijen en ook voldoende weerstand bieden om te bereiken, dat de impuls van vallende regendruppels slechts in geringe mate tot erosie van de ondergrond leidt.

Als het stroomgebied voor landbouw wordt gebruikt, dan is het van belang om tot *contourploegen* over te gaan. Daarbij wordt zoveel mogelijk geploegd langs de hoogtelijnen. Er ontstaan daardoor in feite miniterassen. Gebruikt in de Tennessee Valley (V.S.).

Als in het stroomgebied al grote erosiegeulen zijn ontstaan ('gully erosion') dan kan worden overwogen deze plaatselijk af te dammen. Deze grote erosiegeulen komen onder andere voor in het stroomgebied van de Río Bogota (Colombia).

In feite is men dan al bezig met wat 'Wildbachverbauung' (*eng.* headwater control) wordt genoemd.

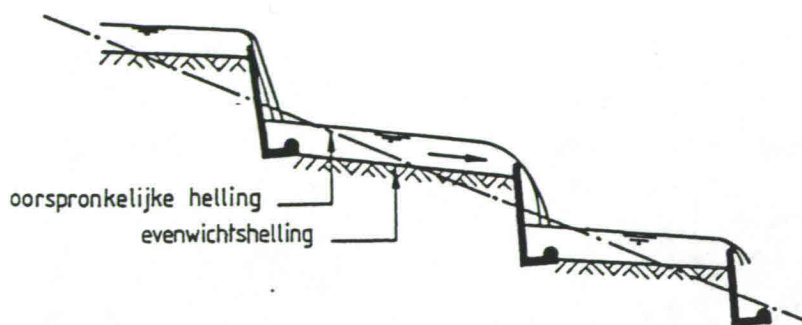


Fig. 4.1 Beginsel 'Wildbachverbauung'

In Fig. 4.1 is het beginsel van deze manier van erosie-bestrijding weergegeven. De aanleg van vaste stuwen brengt mee dat bij het nieuwe evenwicht de bodemhelling minder wordt dan eerst het geval was.

Uiteraard moet de fundering van de stuw voldoende ver beneden de (verwachte *nieuwe*) bodem worden gelegd.

De bestrijding van de erosie in het stroomgebied van een rivier is vooral ook van belang als in de rivier een stuw met reservoir wordt aangelegd. Door sedimentatie wordt het nuttige gebruik van het reservoir geleidelijk minder (Par. 4.4.2). Door erosiebestrijding kan de 'levensduur' van het reservoir worden verlengd.

Aanvullende informatie over de erosiebestrijding kan worden gevonden bij Barnas (1971) en Vanoni (1975).

4.4 Afvoerregulering

4.4.1 Algemeen

Afvoerregulering door de bouw van dammen met reservoirs is een grote ingreep in de rivier en zijn stroomgebied. Met afvoerregulering wordt bereikt, dat de natuurlijk aanwezige $Q(t)$ bewust wordt gemodificeerd.

- Het *verhogen van de lage afvoeren* kan nuttig zijn voor *irrigatie* en *scheepvaart*
- Het *verlagen van de hoge afvoeren* is een vorm van hoogwaterbestrijding
- *Waterkracht* vraagt naar een beschikbaar hydraulisch vermogen op het moment van de behoefte aan elektrische energie.

Deze gebruiksdoelen vragen elk een eigen beschikbare *afvoer* en *reservoirinhoud* op een bepaald moment. Daarnaast is de *invoer* van het reservoir op dat moment geen deterministische grootheid. Om de gebruiksdoelen zo goed mogelijk te dienen, moeten er regels worden gesteld m.b.t. de afvoer die op elk moment wordt doorgelaten ('reservoir operation').

Het behandelen van de 'reservoir operation' valt buiten het bestek van deze handleiding. Voor een eerste introductie wordt verwezen naar Jansen (1979, p. 371). Voor een project zal men zorgvuldig de regels moeten nagaan, nodig voor een optimaal gebruik van het reservoir. Afvoerregulering kan een groot aantal positieve en negatieve gevolgen hebben. Dit blijkt uit het volgende voorbeeld.

Voorbeeld:

De Rufiji (Tanzania) loopt bij Stiegler's Gorge door een bergengte en is daar dan plaatselijk niet alluviaal. Stroomafwaarts is er een gebied met veel wild (toeristenbezoek), verder is er enige visvangst en meer benedenstrooms (vrij primitieve) landbouw.

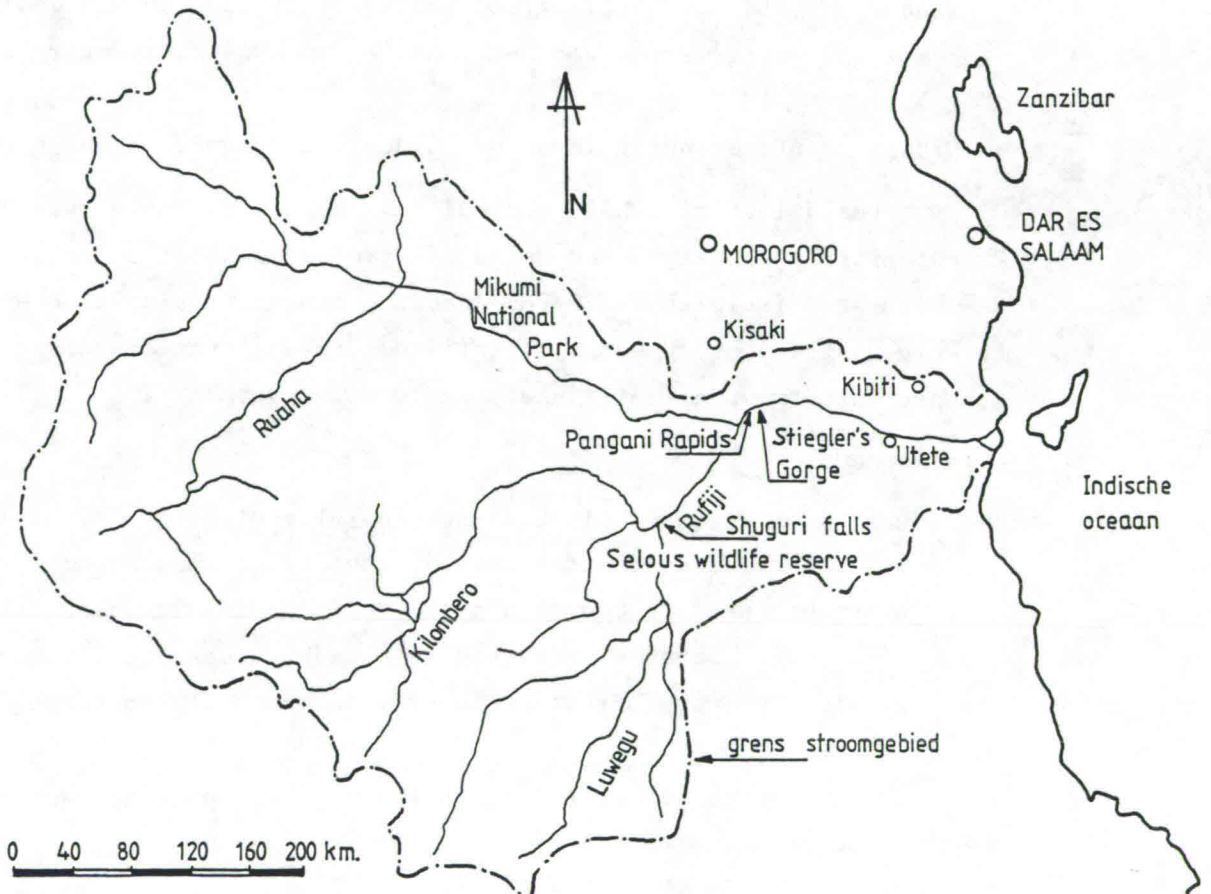


Fig. 4.2 Rufiji (Tanzania)

De voorgestelde bouw van een dam met waterkrachtcentrale in Stiegler's Gorge (Fig. 4.2) geeft als winst de opgewekte energie. Mogelijke verliesposten zijn

- Door de bouw van de dam ontstaat een *reservoir*, dit geeft verlies van grond (hier in een nauwelijks bewoond gebied)

- Benedenstrooms van de dam zal de bodem een tijdsafhankelijke *degradatie* ondergaan. Daardoor is er een aantal milieu-effecten:
 - dalende grondwaterstanden
 - veranderende begroeiing (flora)
 - veranderende fauna.Dit laatste kan het wegblijven van de toeristen (= inkomstenbron) meebrengen.
- Omdat door de degradatie het LW-bed wordt verdiept, komt het HW-bed, mede door de afvoerregulering minder vaak onder water. Voeding voor de vis kan verminderen, de visvangst door de bevolking kan verminderen.
- Door de ingreep bij Stiegler's Gorge kunnen ook de voedingsstoffen voor de gewassen worden gereduceerd. Men zal dan op kunstmest moeten overschakelen. Als het morfologisch proces traag is, kan men weliswaar de bevolking wel gewennen aan het gebruik van kunstmest, maar het kost wel geld.
- Grotere zoutindringing in de delta door het wegvallen van hoge afvoeren.

Dit voorbeeld laat zien hoe groot de invloed van de aanleg van een waterkrachtcentrale kan zijn. Een dergelijk project behoeft de inbreng van een veelheid van disciplines (EC/DHL 1980). Voor- en nadelen behoren zorgvuldig te worden afgewogen op een systematische wijze ('systeemanalyse'). Pas dan kan een verantwoorde (politieke!) keuze worden gemaakt.

Opmerkingen:

- (i) Ook de volksgezondheid kan nog een rol spelen. In het stilstaand water in Afrika (de Afrikaanse meren!) komt *bilharziose* voor. De ziekte wordt overgebracht door een waterslak. De larve in het water dringt de menselijke huid binnen en gaat via de bloedbaan naar de lever om daar uit te groeien tot worm. Ernstige lever-, darm- en blaasontstekingen kunnen het gevolg zijn.
- (ii) Om een indruk van de Rufiji en van de ingreep te geven worden de volgende gegevens vermeld:

Rufiji: stroomgebied $177\ 000\ \text{km}^2$
gem. jaarlijkse afvoer = $30 \cdot 10^9\ \text{m}^3/\text{a}$
'Bankfull discharge' $2500\ \text{m}^3/\text{s}$
 $i_b = 0,3 \cdot 10^{-3}$; $D_{50} \approx 0,4\ \text{mm}$

geplande dam: hoogte 130 m
afstand: 230 km van de Indische Oceaan
geïnstalleerd vermogen: 1200 MW
reservoir: 1250 resp. 550 km^2 bij HW- resp. LW-peil.

- (iii) De rivier is morfologisch vrij snel. Een globale schatting wijst uit dat de *morfologische tijdschaal* (de Vries, 1975) ca. 2 eeuwen bedraagt. Dit houdt in dat een daling van de zeespiegel ('erosion base') op 200 km bovenstrooms van de mond na 2 eeuwen voor 50% als bodemdaling is doorgewerkt. De Rufiji behoort daarmee tot de relatief snelle rivieren d.i. gelegen in de groep waartoe ook de Río Magdalena (Colombia), Tana (Kenya), Río Apure (Venezuela) en Serang (Java) behoren. Geschat wordt dat na de geprojecteerde afvoerregulering de morfologische tijdschaal met een factor twee stijgt. Dan is de Rufiji overigens nog een factor 5 sneller dan de Waal.

4.4.2 Sedimentatie in reservoirs

Door de bouw van een dam in een rivier, gevolgd door afvoerregulering wordt een grote ingreep gedaan in het riviersysteem. Dit systeem kan in drie delen worden onderverdeeld.

- (i) *Bovenstrooms van de invloed van de dam*

In dit gedeelte is het natuurlijk verloop $Q(t)$ aanwezig, tezamen met het daarbij aangeboden $S(t)$. De jaarlijkse zandvracht is hier

$$V_0 = \int_0^{\infty} S(Q) \cdot f\{Q\} dQ \quad (4-1)$$

- (ii) *Bovenstrooms onder invloed van de dam*

Hier wordt door de stijging van de waterspiegel als gevolg van de dam de stroomsnelheid verlaagd. Als gevolg daarvan is de jaarlijkse zandvracht (V_1) hier kleiner dan V_0 . Dit gedeelte is het reservoir. Hier treedt dus sedimentatie op.

- (iii) *Benedenstrooms van de dam*

In beginsel zijn er hier twee mogelijkheden

- Als in het reservoir alle (of het meeste sediment) wordt 'gevangen', dan passeert relatief schoon water de dam. De aanwezige zandtransportcapaciteit in de benedenstroomse rivier wordt dan gebruikt voor *erosie*. Benedenstrooms van de dam treedt dan *degradatie* op.
- Als, hoe dan ook, men het aangeboden sediment de dam laat passeren, dan treedt benedenstrooms van de dam *aanzanding* op. Dit is het gevolg van de afvoerregulering.

Dat er in het laatste geval aanzanding optreedt is een gevolg van de sterk niet-lineaire betrekking tussen snelheid en sedimenttransport. In het voorgaande is dit aspect reeds tweemaal ter sprake gekomen. In Par. 2.5 is aangetoond dat het transport gedurende een getijperiode met

$$u = u_0 + \hat{u} \sin \omega t \quad \text{met} \quad u_0 > \hat{u}$$

groter is dan het transport als gevolg van de getijgemiddelde snelheid (u_0). Verder is in Par. 3.2.6 aangegeven, dat het transport per maand als gevolg van de maandgemiddelde afvoer kleiner of gelijk moet zijn dan dat per maand als gevolg van de dagelijkse afvoeren.

Afvoerregulering geeft dus altijd morfologische problemen. Voor grote reservoirs ligt de nadruk op de benedenstroomse degradatie; voor relatief kleine reservoirs ligt de nadruk op de sedimentatie in het reservoir. Dit heeft dan een beperkte *economische levensduur*.

Een recent goed overzicht van de sedimentatie van reservoirs is gegeven in enkele artikelen van Graf (1983a, 1983b, 1984). Daaraan is ook Tabel 4.1 ontleend waarin voor meer dan 1000 reservoirs is weergegeven welk verlies aan berging (*eng. storage depletion*) is bereikt. De tabel bevat gegevens tot 1975 voor de V.S.

Capacity range (10 ³ m ³)	Number of reservoirs	Total drainage area (km ²)	Net drainage area (km ²)	Initial reservoir storage capacity (10 ³ m ³)	Storage depletion (10 ³ m ³ percent)	Average period of record (years)
0 to 12.33	190	466	425	1041	268	25.7
12.33 to 123.3	257	1176	1132	11 328	2186	19.3
123.3 to 1233	283	11 057	9412	138 204	22 736	16.5
1233 to 12 300	176	79 018	39 345	700 008	93 824	13.4
12 330 to 123 300	107	294 708	226 516	5 381 926	488 202	9.1
123 300 to 1 233 000	69	820 654	454 897	29 248 930	1 065 792	3.6
> 1 233 000	23	928 442	477 148	74 498 940	2 567 899	3.4
	1105	2 135 521	1 208 875	109 980 377	4 240 907	3.9

Tabel 4.1 Overzicht capaciteit reservoirs en verlies aan berging (gegevens V.S.)

De tabel toont aan dat vooral voor de kleinere reservoirs binnen enkele decennia wereldwijd grote problemen ontstaan. In beginsel (d.i. afgezien van de kosten) is het mogelijk het reservoir door baggeren te ledigen. De vraag is dan evenwel waar de specie moet blijven. Zoals hierboven reeds is betoogd, de rivier benedenstrooms van de dam kan het niet verwerken, wegens een te lage zandtransportcapaciteit als gevolg van de afvoerregulering.

Er worden thans (1984) in enkele landen (o.a. Iran en Tunesië) proeven bij reservoirs uitgevoerd om door *spoelen* een deel van het afgezette sediment naar de rivier benedenstrooms van de dam te verplaatsen. Dit verhoogt de levensduur van het reservoir maar de operatie gaat wel ten koste van het gebruik van het water voor bv. waterkracht.

De indruk bestaat, dat in het verleden op basis van te weinig gegevens over het sedimenttransport van een rivier tot het ontwerp van dammen met reservoirs is overgegaan. De levensduur van het reservoir wordt dan gemakkelijk overschat. Het lijkt een menselijke eigenschap om de economische levensduur van een reservoir te overschatten, omdat anders een heel project niet haalbaar kan zijn, waardoor er geen financiering kan worden verkregen. De problemen worden dan naar de toekomst opgeschoven. Het komt voor dat reservoirs binnen een decennium volledig nutteloos zijn als gevolg van sedimentatie. Dit benadert de noodzaak om een *grondige* voorspelling te maken van de sedimentatie van geprojecteerde reservoirs.

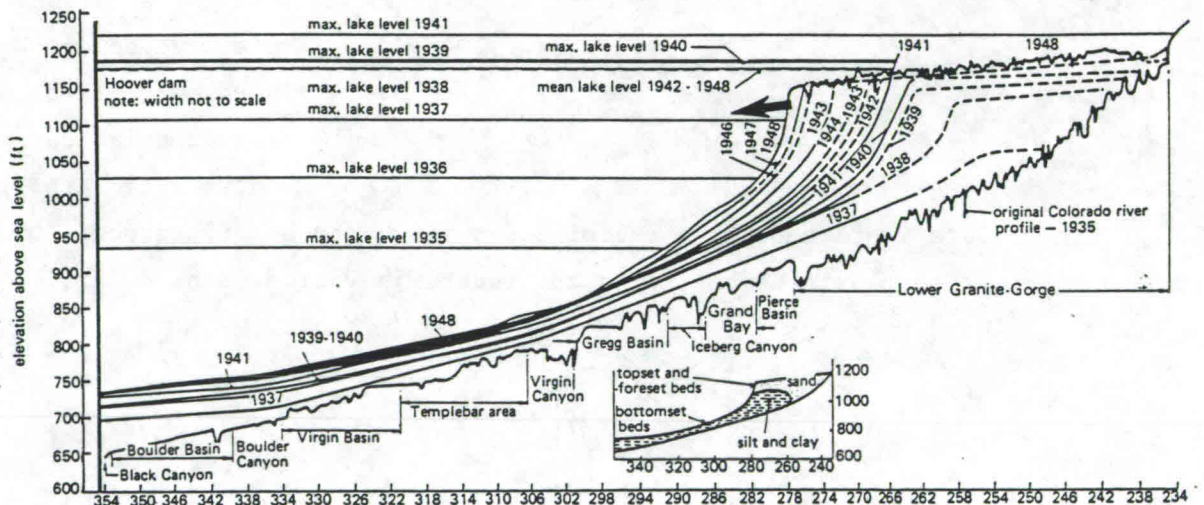


Fig. 4.3 Sedimentatie in Lake Mead (Colorado rivier)

Als voorbeeld van de sedimentatie in een groot reservoir is in Fig. 4.3 de ontwikkeling van de bodem in Lake Mead gegeven. Dit reservoir is ontstaan als gevolg van de bouw van de Hoover Dam in de Colorado rivier.

Voor een verdere studie van sedimentatie in reservoirs wordt primair verwezen naar de goede overzichten in de genoemde artikelenserie van Graf. Die artikelen zijn voorzien van een uitbundige lijst van literatuurverwijzingen.

4.5 Regulering laagwaterbed

Regulering van het LW-bed zal in het algemeen worden uitgevoerd t.b.v. de scheepvaart. In Par. 3.3.2 is reeds vermeld dat voor de Rijntakken in Nederland een dergelijke *normalisatie* oorspronkelijk is opgezet om hoge waterstanden t.g.v. ijssdammen tegen te gaan.

Bij een dergelijke normalisatie wordt het LW-bed versmald om bij lage afvoeren voldoende vaardiepte te houden. Tevens zullen scherpe bochten worden weggenomen.

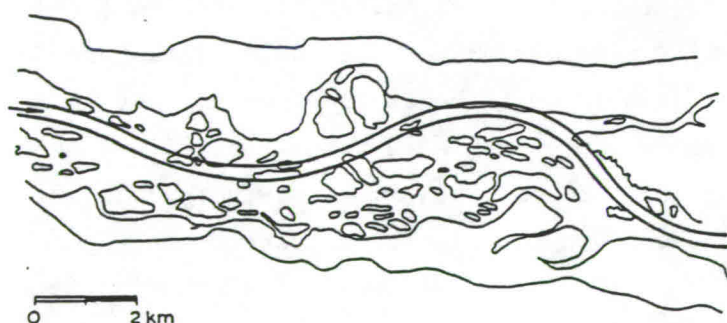


Fig. 4.4 Normalisatie van de Rijn beneden Bazel (19^o eeuw)

In Fig. 4.4 is een schets gegeven van de normalisatie van de Rijn benedenstrooms van Bazel. Een vlechtende rivier is veranderd in een meanderende rivier met vaste oevers.

Het is van belang dat ook het nieuw gevonden LW-bed bochten vertoont. Als de nieuwe loop te recht is, dan ontstaan er 'alternate bars'.

Deze grote zandbanken verplaatsen zich naar benedenstrooms. Omdat zij geen vaste plaats hebben, zijn ze hinderlijk voor de scheepvaart.

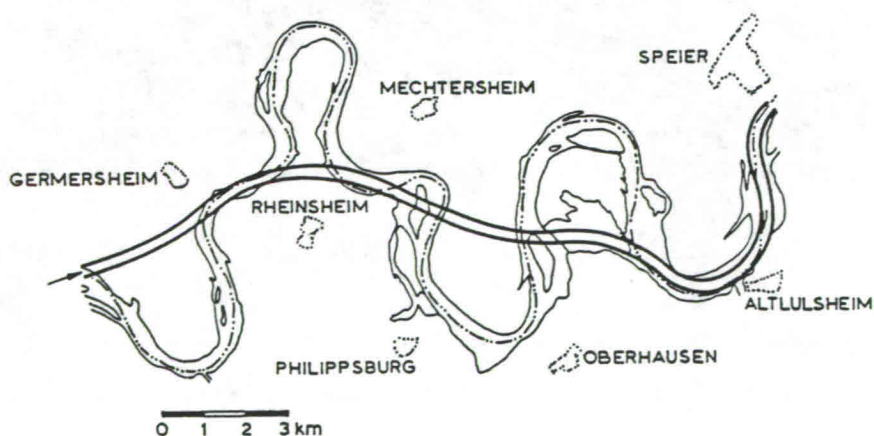


Fig. 4.5 Normalisatie van de Rijn boven Mannheim (19^o eeuw)

In Fig. 4.5 is een voorbeeld van normalisatie door bochtafsnijdingen gegeven.

Een dergelijke ingreep vraagt een zorgvuldige uitvoering. Bij bochtafsnijdingen (zie Par. 3.4.6) wordt een dam in de oude bocht gelegd. Bij dergelijke werken aan de Wisła (= Weichsel, *eng.* Vistula) in Polen in de jaren 1940-1943 was de nieuwe loop nog niet voldoende verdiept, zodat bij de eerstkomende hoogwatergolf afsluitdammen door overstromend water zijn bezweken (Müller, 1955).

Ten aanzien van het versmallen van het LW-bed met kribben dient een aantal opmerkingen te worden gemaakt.

- (i) De *kribafstand* dient kort genoeg te zijn om in het 'kribvak' een stabiele neer te veroorzaken. (zie Par. 3.4.3). De afstand (L) tussen de kribben moet dus voldoen aan Verg. 3-39. De krib moet verder over voldoende lengte worden verdedigd. Anders kan tijdens hoog water *achterloopsheid* optreden.
- (ii) Traditioneel werd in Nederland de oever tussen de worteleinden van de kribben niet verdedigd. De toenemende scheepvaart maakt dat thans ook in de kribvakken tijdelijk snelheden voorkomen, die sedimenttransport veroorzaken. Vulling en lediging van de kribvakken m.b.t. sediment begint dan een factor van belang te worden in het morfologische proces van de rivier.

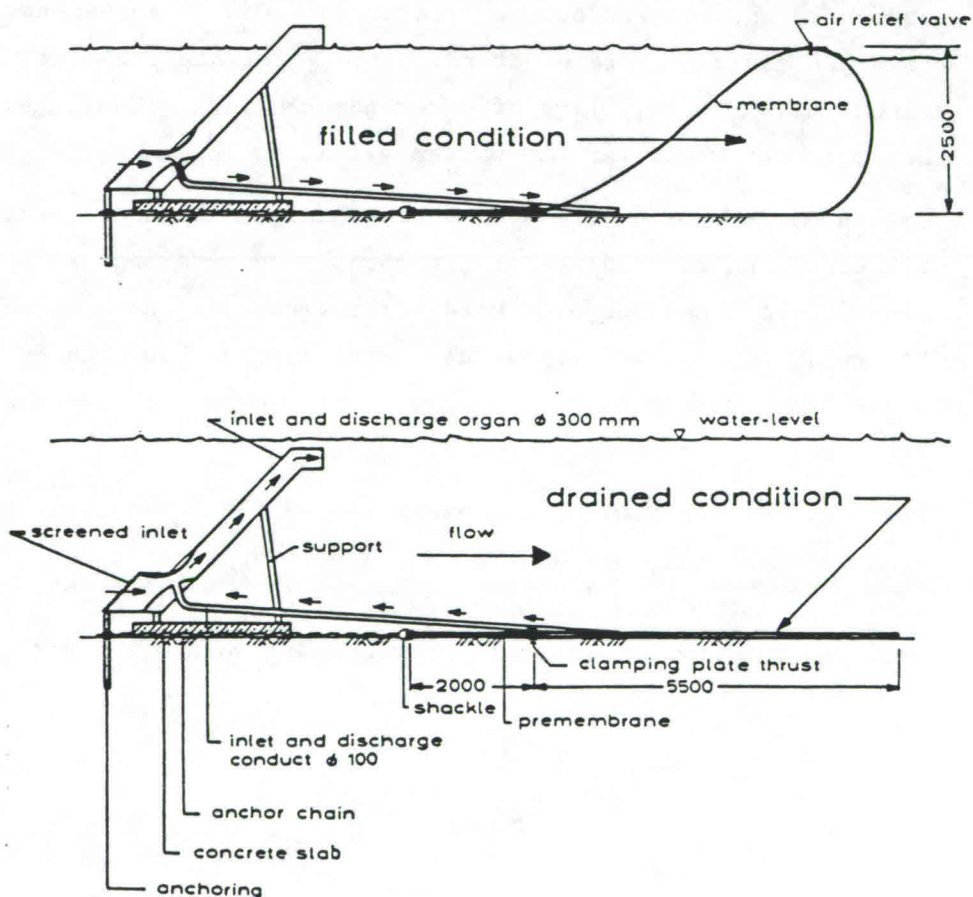


Fig. 4.6 Deformeerbare kribben (naar Jurisch *et al*, 1981)

(iii) Kribben zijn nodig bij lage afvoeren. Bij hoogwater hebben zij het nadeel dat zij een ruwheidsbijdrage geven aan de stroombaan die haaks over de kribben loopt. Bij stroming haaks over een traditionele krib is de vormweerstand groot. In Duitsland heeft dit geleid tot proeven met deformeerbare kribben, die bij hoge waterstanden in de bodem verdwijnen (Jurisch *et al*, 1981). In Fig. 4.6 is een dergelijke krib weergegeven. De naast elkaar liggende kamers, die uit een gecoat PVC membraan bestaan, zijn bij een waterstand lager dan de gemiddelde gevuld met water. Als de waterstand boven de gemiddelde stijgt worden de kamers automatisch geledigd. De Duitse proeven worden genomen in de Rijn bij Duisburg, bovenstrooms van de mond van de Ruhr.

De resultaten van de proeven moeten worden afgewacht. Vooralsnog lijkt de constructie nogal kwetsbaar (scheepsankers!).

4.6 Regulering waterstanden

4.6.1 Beginsel

Regulering van de waterstand heeft ten doel om bij lage afvoeren toch voldoende hoge waterstanden te krijgen. Daardoor kan bv. over een stuw verval worden geconcentreerd t.b.v. waterkracht. Ook de scheepvaart kan worden geholpen aan een grotere waterdiepte. Verder kan ook voor irrigatiedoel-einden het water bij lage afvoeren gemakkelijk worden ingelaten, zodat het oppompen van water kan worden vermeden.

Om aan de te stellen eisen te voldoen zal er een aantal stuwen in de rivier worden gebouwd: de rivier wordt *gekanaliseerd*. In beginsel zal door kanalisatie de afvoer niet worden beïnvloed. Bij de kanalisatie van de Neder-Rijn is dit wel het geval, omdat door de bouw van de stuw bij Driel bewust de verandering van de afvoerverdeling bij de IJsselkop is nagestreefd (zie verder Par. 4.6.2).

Vooraf in de benedenloop van een rivier zal bij kanalisatie gebruik worden gemaakt van *beweegbare* stuwen. Daarmee wordt bereikt dat bij hoge afvoeren door het *openen* van de stuwen (Neder-Rijn) dan wel het strijken van de stuwen (Maas) de waterstanden niet onnodig worden verhoogd.

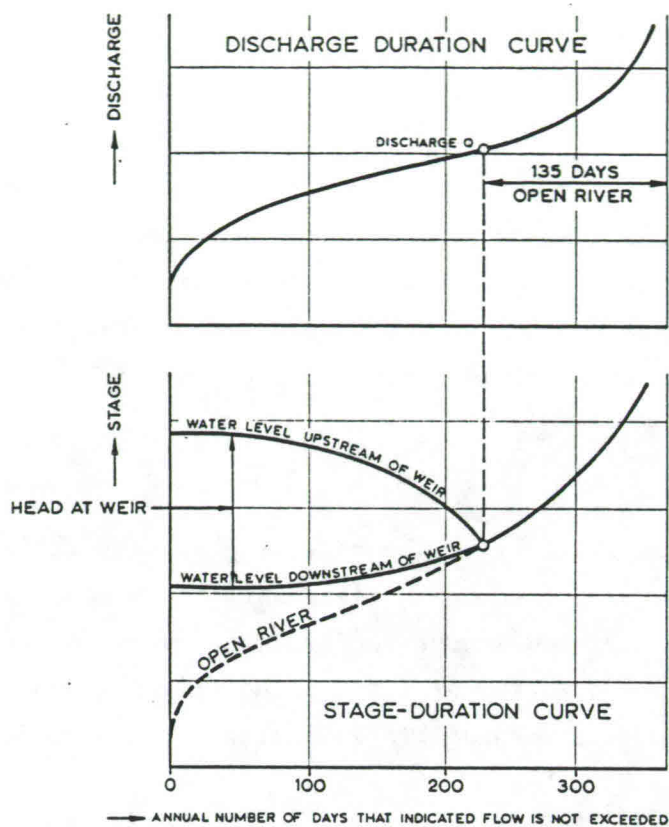


Fig. 4.7 Beïnvloeding waterstand-duurlijn

Deze wens is overigens in conflict met de wens, die volgt uit het gebruik van het verval over de stuw voor waterkracht. Dan zal men immers graag een zo laag mogelijke waterstand benedenstrooms van de stuw willen hebben om het beschikbare bruto vermogen zo groot mogelijk te doen zijn.

In Fig. 4.7 is de beïnvloeding van de waterstand-duurlijnen d.m.v. een beweegbare stuw weergegeven voor het geval de afvoer niet door de kanalisatie wordt beïnvloed.

In deze figuur kan worden afgelezen welke *waterkracht* er aan de rivier kan worden ontleend (via het verval over de stuw).

Als scheepvaart het doel van de kanalisatie is, dan zal men de afstand tussen de stuwen zo kiezen, dat benedenstrooms van een stuw nog voldoende vaardiepte aanwezig is als gevolg van de opstuwing door de stroomafwaarts gelegen stuw.

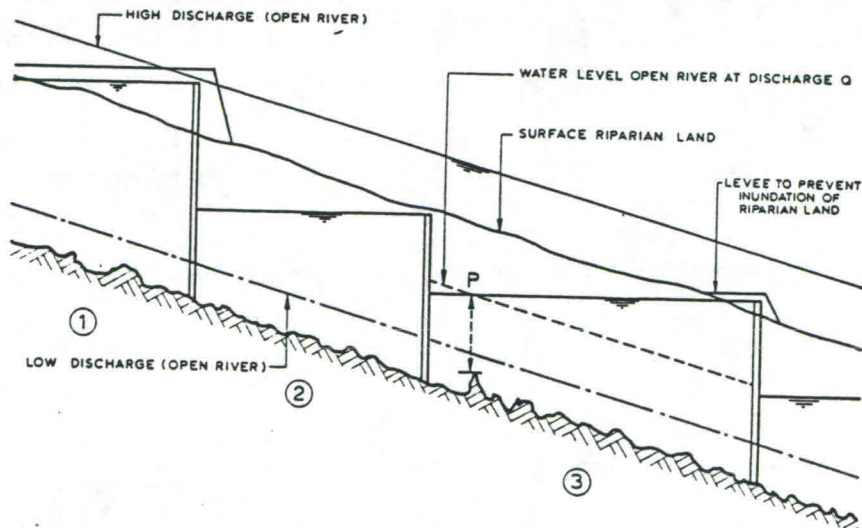


Fig. 4.8 Lengteprofiel gekanaliseerde rivier

Aan een rivierkanalisatie behoort een grondige studie ten grondslag te liggen. Nagegaan moeten bv. worden de *morfologische consequenties* van de ingreep. Dit betreft met name de (tijdsafhankelijke) bodemligging en de vraag of het sediment bij geheel of gedeeltelijk geopende stuw goed kan passeren.

Daarnaast is het ook nodig na te gaan, welke neveneffecten er zijn bovenstrooms van de stuw m.b.t. de verhoging van de waterstanden ('*stuwshade*'). Hierbij moet worden gedacht aan verhoging van grondwaterstanden, stremming van aanwezige lozingen op de rivier, benodigde plaatselijke dijkverhoging e.d.

Opmerking:

Bij kanalisatie van een rivier is er behalve de plaatsing van stuwen in de rivier, teneinde de rivier voor de scheepvaart te kunnen gebruiken, nog de mogelijkheid om een *lateraalkanaal* aan te leggen voor de scheepvaart. Van deze variant is bij de Maaskanalisatie in Nederland gebruik gemaakt door de aanleg van het Julianakanaal, als lateraalkanaal van de Grensmaas.

4.6.2 Voorbeeld: Rijnkanalisatie

De Rijnkanalisatie is geen puur voorbeeld van waterstandregulering omdat mede een afvoerregulering is beoogd. Door de bouw van de stuw bij Driel is beoogd de afvoerverdeling van de IJssel en de Neder-Rijn bij de IJsselkop te beïnvloeden. Daardoor kan meer water naar het IJsselmeer worden geleid. Met de stuwen bij Amerongen en Hagestein is wel een zuivere waterstandregulering beoogd voor de scheepvaart. Door bij lage bovenafvoeren in verhouding tot vroeger meer water door de IJssel te stuwen, is ook op deze tak een verbetering voor de scheepvaart bereikt. Door de afvoer van de IJssel op minimaal $250 \text{ m}^3/\text{s}$ te brengen kan door de Rijnkanalisatie de waterdiepte van IJssel en Neder-Rijn op minimaal 2,5 m worden gebracht.

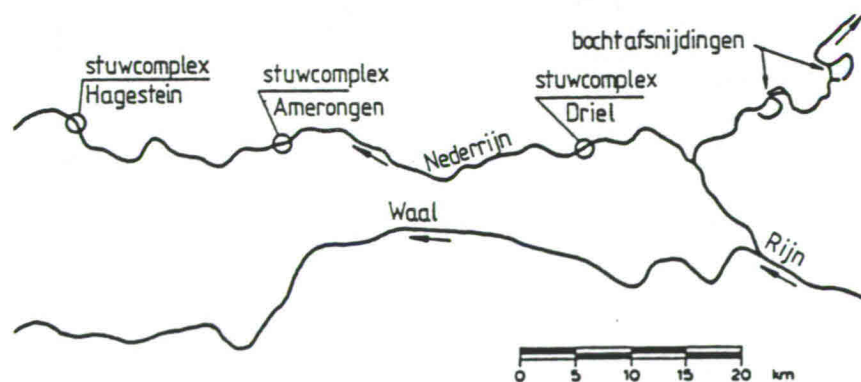


Fig. 4.9 Situatie Rijnkanalisatie-werken

Bij het ontwerp van de Rijnkanalisatie in de jaren vijftig bleek het slechts bij de stuw van Hagestein economisch verantwoord *waterkracht* aan de rivier te ontlenen. Er is daarom in de pijler tussen de twee stuwopeningen een (kleine) turbine gebouwd. De theoretisch mogelijke opbrengst van $6 \cdot 10^6$ kWh per jaar is in de praktijk slechts voor ongeveer 10% realiseerbaar, omdat de operaties met de stuwen primair op scheepvaart en waterbeheersing zijn gericht. De stijging van de energieprijzen heeft gemaakt, dat thans (1984) ook de bouw van een waterkrachtcentrale nabij het stuwcomplex Amerongen wordt overwogen.

Om de beoogde hoofddoelen van de Rijnkanalisatie (nl. waterverdeling en vaardiepte) te bereiken is een 'stuwprogramma' in gebruik. Bij *ijsgang* wordt van dit programma afgeweken (de stuwen zijn dan geopend).

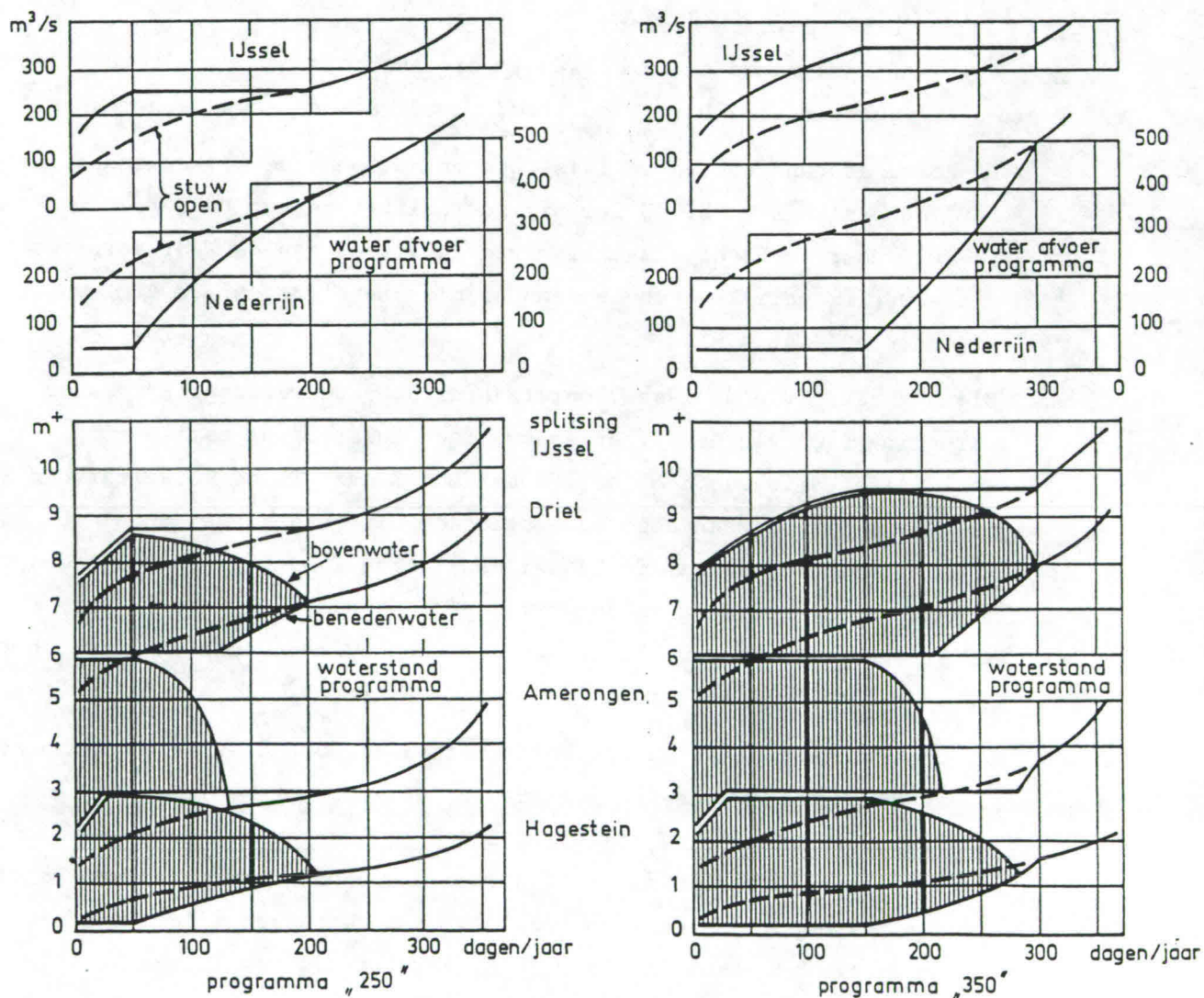


Fig. 4.10 Stuwprogramma's Rijnkanalisatie

Voor een uitvoerige beschrijving van ontwerp en uitvoering van de Rijnkanalisatie wordt verwezen naar de Gaay en Blokland (1970). Hier worden slechts enige hoofdpunten behandeld.

Het stuwprogramma (Fig. 4.10) heeft de volgende kenmerken:

- (i) Globaal $50 \text{ m}^2/\text{s}$ wordt voor de Neder-Rijn als minimum gehandhaafd voor de waterbehoefte langs deze tak en om vervuiling tegen te gaan.
- (ii) Dit minimum moet worden gehandhaafd ook al is de IJsselafvoer daarbij lager dan $250 \text{ m}^3/\text{s}$.
- (iii) Zolang de waterbehoefte van het IJsselmeer nog niet is bevredigd, blijft de regel (ii) gelden ook al is de IJsselafvoer hoger dan $250 \text{ m}^3/\text{s}$.
- (iv) Bij globaal een IJsselafvoer van $350 \text{ m}^2/\text{s}$ ontstaan er langs de IJssel problemen (inundatie uiterwaarden, gestremde lozing e.d.). De afvoer langs de Neder-Rijn wordt dan vergroot door de stuw bij Driel meer te openen.
- (v) De programma's van de stuwen bij Amerongen en Hagestein volgen uit dat van stuw Driel, op grond van de eisen van de scheepvaart.

De korte afstand tussen de IJsselkop en de Pannerdense kop maakt, dat de invloed van de stuw bij Driel bij het splitsingspunt Pannerden merkbaar is. Daardoor wordt bij lage afvoeren de afvoer van de Waal vergroot. Om dit zoveel mogelijk tegen te gaan zijn er in de Boven-IJssel twee bochten afgesneden (Fig. 4.9).

Bij het begin van de IJssel ontstaan er door de verandering van de kansverdeling $f\{Q\}$ van de afvoer schematisch twee situaties:

- Bij lage afvoeren door het Pannerdens Kanaal is de IJssel-afvoer relatief groot bij een hoge waterstand op het Pannerdens Kanaal. Er is dan geen zandaanbod naar de IJssel maar in de IJssel is er wel transport. Dit geeft erosie op de Boven-IJssel.
- Bij geopende stuw wordt de aanvoer van sediment naar de IJssel hervat. Op de Boven-IJssel treedt dan sedimentatie op.

De keuze van het stuwtype wordt beïnvloed door de wens bij geopende stuw de scheepvaart via de stuw te laten passeren. Immers volgens Fig. 4.10 is de stuw bij Driel 200 à 300 dagen per jaar geheel of gedeeltelijk gesloten. Er zijn twee stuwopeningen (elk breed 48 m) met een tussenpijler van 14 m breedte. In elke tussenpijler zijn afvoeropeningen aangebracht die worden gebruikt als regelorgaan bij lage afvoeren. De stuw is dan gesloten.

Appendix I

Aide Mémoire: Formules voor transport en ruwheid

Met gebruik van de

$$\text{stroomparameter } Y = \frac{\Delta D}{\mu a_i}$$

en de

$$\text{transportparameter } X = \frac{s}{D^{3/2} \sqrt{g\Delta}}$$

- luidt de formule van Meyer-Peter en Müller (1948)

$$X = 13,3 \left\{ Y^{-1} - 0,047 \right\}^{3/2} \quad (\text{I} - 1)$$

met
$$\mu = \left\{ C/C_{90} \right\}^{3/2} \quad (\text{I} - 2)$$

en
$$D = \bar{D} = \frac{1}{\Sigma} \{ p_i D_i \} / \frac{1}{\Sigma} p_i \quad (\text{I} - 3)$$

verder
$$C_{90} = 18 \log (12a/D_{90}) \quad (\text{I} - 4)$$

Bij de MP-M formule geldt voor de benaderende machtswet $s = m u^n$

$$n = \frac{3}{1 - 0,047 Y} \quad (\text{I} - 5)$$

N.B. Gebruik is alleen mogelijk bij bekende C-waarde.

- De transportformule van Engelund-Hansen (1967) luidt

$$X = 0,084 Y^{-5/2} \quad (\text{I} - 6)$$

met

$$\mu = \left\{ C^2/g \right\}^{2/5} \quad (\text{I} - 7)$$

en

$$D = D_{50} \quad (\text{I} - 8)$$

Bij de E-H-formule geldt voor de machtswet $s = m u^n$

$$n = 5 \quad (\text{I} - 9)$$

Bijde E-H-formule kan een passende ruwheidsvoorspeller worden gekozen.

- De transportformule van *Ackers en White* (1973) gaat uit van de definitie van D_{gr} volgens

$$D_{gr} = D_{35} \left[\frac{g\Delta}{v^2} \right]^{1/3} \quad (I - 10)$$

Voor grof sediment, dat hier alleen wordt beschouwd geldt $D_{gr} \geq 60$
Afgeleid wordt:

$$G_{gr} = 0,025 \left[\frac{F_{gr}}{0,17} - 1 \right]^{1,5} \quad (I - 11)$$

met

$$F_{gr} = \frac{1}{\sqrt{g \Delta D_{35}}} \left[\frac{u}{\sqrt{32} \log \frac{10a}{D_{35}}} \right] \quad (I - 12)$$

en

$$X_* = \frac{(\Delta + 1) D_{35} G_{gr}}{a} \left\{ \frac{C}{\sqrt{g}} \right\} \quad (I - 13)$$

en tenslotte

$$s = \frac{X_* \cdot q \cdot \rho}{\rho_s (1 - \epsilon)} \quad \text{met } \epsilon \approx 0,4 \quad (I - 14)$$

- De *ruwheidsvoorspelling* volgens *White c.s.* (1980), hier alleen weer beschouwd voor grof materiaal ($D_{gr} \geq 60$) gaat via een iteratieprocedure. Gegeven is de bodemhelling (i), de afvoer per eenheid van breedte (q), de korreleigenschappen (ρ_s en D_{35}) alsook de eigenschappen van de vloeistof (ρ en ν).

De waterdiepte (a) wordt nu geschat, daaruit volgt $u_* = \sqrt{gai}$

Dit leidt tot

$$F_{fg} = \frac{u_*}{\sqrt{g \Delta D}} \quad (I - 15)$$

Bepaal dan F_{gr} uit

$$\frac{F_{gr} - 0,17}{F_{fg} - 0,17} = 1,0 - 0,76 \left[1,0 - \frac{1}{\exp \left[\left\{ \log D_{gr} \right\}^{1,7} \right]} \right] \quad (I - 16)$$

Bereken de snelheid u uit

$$F_{gr} = \frac{l}{\sqrt{g \Delta D}} \left[\frac{u}{\sqrt{32} \cdot \log \{10a/D\}} \right] \quad (\text{I} - 17)$$

Bepaal een verbeterde schatting van de diepte $a = q/u$ tot a voldoende nauwkeurig is bepaald.

Bereken C uit

$$C = \frac{u}{u_*} \sqrt{g} = u \cdot \left\{ ai \right\}^{-1/2} \quad (\text{I} - 18)$$

- De *ruwheidsvoorspeller* van Engelund-Hansen gaat uit van de verdeling van de schuifspanning (τ) in een gedeelte als gevolg van de beddingvormen (τ'') en een gedeelte als gevolg van de ruwheid van de zandkorrels (τ')

Dus

$$ai = (ai)'' + (ai)' \quad (\text{I} - 19)$$

met $i = i'' = i'$ wordt dus de diepte (a) in a'' en a' verdeeld.

Door Engelund en Hansen is in 1967 gegeven ($\theta' = a'i/\Delta D$ en $\theta = ai/\Delta D$)

$$\theta' = 0,06 + 0,4 \theta^2 \quad (\text{I} - 20)$$

Door Engelund en Fredsøe (1982) wordt op grond van meer metingen gesteld:

$$\theta' = 0,06 + 0,3 \theta^{3/2} \quad (\text{I} - 21)$$

Bij gegeven q , i , Δ en D verloopt de iteratieprocedure als volgt:

- (i) Schat u , dan kan a' worden berekend uit

$$\frac{u}{u_*'} = \frac{u}{\sqrt{ga'i}} = 9,45 \left\{ \frac{a'}{k} \right\}^{1/8}$$

dus voor de weerstand zonder beddingvormen. Aanbevolen wordt

$k = 2\frac{1}{2} D_s$ (sedimentatie diameter)

- (ii) Bepaal $\theta' = a'i/\Delta D$
 (iii) Bepaal θ uit Verg. (I - 20) resp. (I - 21), uit θ volgt a
 (iv) Maak een nieuwe schatting van u uit $q = u \cdot a$ en herhaal de procedure
 (v) Met $u = C \sqrt{ai}$ volgt dan de C -waarde.

REFERENTIES

- Ackers, P. en W.R. White (1973) Sediment transport: a new approach and analysis. Proc. ASCE, 99, HY 11, paper 10167, pp. 2041-2060.
- Apmann, R.P. (1972) Flow processes in open channel bends. ASCE, Journal Hydr. Div. HY 5, pp. 795-810.
- Barnes, Jr. R.C. (1971) Erosion control structures. Chapter 28 in H.W. Shen (Ed) *River Mechanics*. Fort Collins, Colorado State University.
- Bendegom, L. van (1947) Enige beschouwingen over riviermorfologie en rivierverbetering. *De Ingenieur*, 59, 4, B & W, pp. B1-B12.
- Breusers, H.N.C., G. Nicollet en H.W. Shen (1977). Local scour around cylindrical piers. *Journal of Hydr. Research*, Vol. 15, 1977, No. 3 pp. 211-252.
- Bouwmeester, J. (1972) Grondslagen van de waterbeweging in natuurlijke en kunstmatige waterlopen Deel II. Techn. Hogeschool Delft, Afd. C.T.
- Brolsma, A.A. (1980) Synthetic tissues for river bank protection. IAHR Int. Symp. River Eng. Belgrado, Paper C2.
- Bulle, H. (1926) Untersuchungen über die Geschiebeableitung bei der Spaltung von Wasserlaufen. VDI-Verlag, Forschungsarb. auf dem Gebiets des Ing. Wesens, Berlin, Heft 283.
- Canby, T.Y. (1984) El Nino's ill wind. *National Geographic*. Vol. 165, No. 2, febr. 1984.
- Chang, H.H. (1984) Regular meander path model. Proc. ASCE, Vol. 110, Hy 10, paper 19214, pp. 1398-1411.
- Chow, V.T. (1959) *Open-channel hydraulics*. McGraw-Hill, New York, (Civil Eng. Series) 680 pp.
- DHL (1971) Regularizacion del Río Apura en la proximidad de San Fernando, Waterloopkundig Laboratorium, Rapport R515.
- Eagleson, P.S. (1970) *Dynamic Hydrology*. McGraw-Hill, New York, 462 pp.
- EC/DHL (1980) Identification study on the ecological impact of the Stiegler's Gorge power and flood control project. Euroconsult/Wat.Lab., 1980.
- Einstein, H.A. (1971) Probability; statistical and stochastic solutions. In Proc. First Symp. on Stoch. Hydraulics, Pittsburg, pp. 9-27.
- Engelund, F. en E. Hansen (1967). A monograph on sediment transport in alluvial streams. Teknisk Forlag, Kopenhagen.
- Engelund, F. (1974) Flow and bed topography in channel bends. ASCE Journal Hydr. Div. HY 11, pp. 1631-1648.
- Engelund, F. en J. Fredsøe (1982) Sediment ripples and dunes. *Annual Review of Fluid Mechanics*, 14, pp. 13-37.

- Eysink, W.D. en H. Vermaas (1983) Computational methods to estimate the sedimentation in dredged channels and harbour basins in estuarine environments. Int. Conf. on 'Coastal and port engineering in developing countries', Colombo (ook: WL publ. No. 307).
- Fournier, F. (1969) Transports solides effectués par les cours d'eau. Bulletin IASH, 14, 3, pp. 7-49.
- Gaay, A.C. de en P. Blokland (1970) The canalization of the Lower Rhine. Rijkswaterstaat Communications, No. 10.
- Graf, W.H. (1983 a) The hydraulics of reservoir sedimentation. Int. Water Power and Dam Construction. Vo. 35, No. 4 p. 45-52, april 1983 (ook: Communication No. 51 du Laboratoire Hydraulique EPFL, Lausanne).
- Graf, W.H. (1983 b) The behaviour of silt-laden currents. Int. Water Power and Dam Construction. Vol. 35, No. 9, p. 33-38, sept. 1983 (ook: Communications No. 51 du Laboratoire Hydraulique EPFL, Lausanne).
- Graf, W.H. (1984) Storage losses in reservoirs. Int. Water Power and Dam Construction. Vol. 36, No. 4, p. 37-40, april 1984 (ook: Communication No. 51 du Laboratoire Hydraulique EPFL, Lausanne).
- Gumbel, E.J. (1958) Statistical theory of floods and droughts. J. Instn. Water Engrs., 12, 3, p. 157-184.
- Henderson, F.M. (1966) *Open channel flow*. Macmillan series in civil eng. New York.
- Ikeda, S.; G. Parker en K. Saway (1981). Bend theory of river meanders. Part 1. Linear development. Journal of Fluid Mech. Vol. 112, pp. 363-377.
- ISO (1980) Liquid flow measurement in open channels. Part 2: Determination of the stage discharge relation. DIS 1100/2.
- Jansen, P. Ph. (Ed.) (1979) *Principles of River Engineering*. Pitman, Londen, 509 pp.
- Jurisch, R.; C. Krajewski; H.-J. Recker, H. Rödiger en A. Timon (1981) Improving and maintaining navigation depths in alluvial channels by control of geometry. Proc. XXV Congress PIANC Section I Vol. 3, pp. 443-464.
- Kondrat'ev, N.E.; A.N. Lyapin; I.V. Popov; S.I. Pin'kovskii; N.N. Fedorov en I.N. Yakunin (1959) River flow and river channel formation. Nat. Sci. Found., Washington, and Israel Progr. for Sci. Transl., Jerusalem, 1962.
- Leliavsky, S. (1955) *An introduction to fluvial hydraulics*. Constable & Comp. Ltd. London, 257 pp.
- Lely, C.W. (1922) Nota betreffende het verband tusschen bodemhelling en kromtestraal bij rivieren. Rapporten en mededeelingen van den Rijkswaterstaat No. 21 's-Gravenhage, Algemene Landsdrukkerij.
- Leopold, L.B. en M.G. Wolman (1957) River channel pattern; braided, meandering and straight. US Geol. Survey, Washington, D.C., Prof. Paper 282-B.

- Leopold, L.B.; M.G. Wolman en J.P. Miller (1964) *Fluvial processes in rivers*.
W.H. Freeman & Comp. San Francisco, 522 p.
- Long Yuqian en Xiong Guishu (1981) Sediment measurement in the Yellow River.
Proc. IAHS Symp. Erosion and sediment transport measurement.
IAHS Publ. No. 133.
- Meijer-Peter, E. en R. Müller (1948) Formulas for bed load transport. Proc. IAHR,
Stockholm, Vol. 2, paper 2, pp. 39-64.
- MITCH (1973) Río Magdalena and Canal del Dique Survey Project. Mission Técnica
Colombo - Holandesa, uitgave NEDECO, den Haag.
- Müller, G. (1955) Regulierungsarbeiten an der Weichsel von km 688-693 in den
Jahren 1940-1943. Die Wasserwirtschaft, 45, 7, pp. 174-179.
- Murthy, B.N. (1973) Hydraulics of alluvial streams Part I: River bed variations -
Aggradation and degradation. Background paper. Int. Seminar on
hydraulics of alluvial streams. IAHR, New Delhi.
- Neill, C.R. (Ed.) (1973) *Guide to bridge hydraulics*, University of Toronto Press.
191 pp.
- NEDECO, (1959) *River studies and recommendations on improvement of Niger and
Benue*, North Holland Publ. 1000 pp.
- NEDECO, (1965) Development and maintenance dredging on rivers. A study on
hydraulic engineering considerations. NEDECO, den Haag, april 1965.
- Nijdam, H. (1973) Statistische voorspelling van de bodemligging in rivierbochten
Afstudeerverslag. TH-Delft, Afd. C.T.
- Odgaard, A.J. (1981) Transverse bed slope in alluvial channel bends. ASCE,
Journal Hydr. Div. HY 12, pp. 1677-1694.
- Olesen, K.W. (1983) Alternate bars in and meandering of alluvial rivers.
Communications on Hydraulics Report No. 83-1, TH-Delft, Afd. C.T.
- Parker, G.; K. Sawai en S. Ikeda (1982). Bend theory of river meanders. Part 2.
Non-linear deformation of finite-amplitude bends. Journal of Fluid
Mech. Vol. 115 pp. 303-314.
- Plantenga, S.H.; N. Struiksma; W. de Ruiter en L.G. van der Velden (1981)
Management of the Lower Rhine and its branches with reference to
improvement measures, model studies of the regime and traffic
economics. Proc. XXV Congress PIANC Section I Vol. 3, pp. 465-486.
- Rozovskii, I.L. (1957) Flow of water in bends of open channels. Acad. of
Sciences of the Ukrainian S.S.R., Inst. of Hydrology.
- Rijn, L.C. van (1985) Two-dimensional vertical mathematical model for suspended
sediment transport by current and waves. Waterloopkundig Laboratorium,
verslag S488-II (in druk).
- Scheidegger, A.E. (1970) *Theoretical geomorphology* 2e druk, Springer Verlag,
Berlijn.

- Schilperoort, T.; A. Wijbenga en J.J. van der Zwaard (1984) Mathematical tools and their growing importance for river engineering. Proc. Fourth Congress, APD-IAHR, Chiang Mai, Thailand.
- Schoemaker, H.J. (1979) Side weirs along prismatic channels. Waterloopkundig Laboratorium, Publ. No. 218.
- Schumm, S.A. (Ed.) (1972) *River morphology*. Benchmark papers in geology. Dowden, Hutchinson & Ross Inc. Stroudsburg, Penn. U.S.A. 429 pp.
- Shen, H.W. (Ed.) (1971) *River mechanics* (2 delen) Fort Collins. Colorado State University.
- SOGREAH-SOERNI (1984) Etude de l'amélioration des accès au Port à Grumes de Brazzaville. Grenoble-Parijs, juni 1984.
- Straaten, L.M.J.U. (Ed.) (1982) *Algemene geologie*. Wolters-Noordhoff, Groningen 3e druk, 598 pp.
- Vanoni, V.A. (Ed.) (1975) *Sedimentation Engineering*. ASCE, New York, 741 pp.
- Vriend, H.J. (1981) Steady flow in shallow channel bends. Proefschrift TH Delft.
- Vriend, H.J. de, en N. Struiksma (1983) Flow and bed deformation in river bends Proc. 'Rivers 1983', New Orleans (ook Publ. WL no. 317).
- Vries, M. de (1961) Computations on grain sorting in rivers and river models. Publ. Waterloopkundig Laboratorium No. 26.
- Vries, M. de (1975), A morphological time-scale for rivers. IAHR, Sao Paulo, 1975 (ook: Waterloopkundig Laboratorium, Publ. No. 147).
- Vries, M. de (1982) A sensitivity analysis applied to morphological computations. Keynote lecture. Proc. 3rd Congress APD-IAHR, Vol. D, pp. 69-100, Bandung.
- Vries, M. de (1984a) Inleiding Vloeistofmechanica. Technische Hogeschool Delft. Afd. der Civiele Techniek. Collegehandleiding b70.
- Vries, M. de (1984b) Vloeistofmechanica. Technische Hogeschool Delft. Afd. der Civiele Techniek. Collegehandleiding b71N.
- Wang, D.G. en G.J. Klaassen (1981) Three-dimensional phenomena in straight flumes with mobile bed. Some results of filtering of bedlevel records and preliminary conclusions. Waterloopk. Lab., TOW Inf. R657-XXXV, R657/M1314.
- Winghart, J. en J. Chabert (1965) Haut Rhône à l'amont de Lyon, Etude hydraulique de l'île de Mirabel-Jonage. La Houille Blanche, 20, 7, pp. 643-662.
- White, W.R., E. Paris en R. Bates (1980). The frictional characteristics of alluvial streams: a new approach. Proc. Instn. Eng., Vol. 69, 1980, part 2, pp. 737-750.
- Zeekant, J. (1983) Enige hydraulische en morfologische parameters van de Nederlandse Rijntakken. Rijkswaterstaat. Dir. Waterhuishouding en Waterbeweging. District Zuidoost. Nota 83.12 TOW Nr. A35.
- Zimmermann, C. en J.F. Kennedy (1978) Transverse bed slopes in curved alluvial streams. ASCE, Journal Hydr. Div. HY 1, pp. 33-48.

BELANGRIJKSTE SYMBOLEN

<u>symbool</u>	<u>omschrijving</u>	<u>dimensie</u>
a	waterdiepte	[L]
A	oppervlak	[L ²]
B	breedte	[L]
c	voortplantingssnelheid	[L T ⁻¹]
C	Chézy-coëfficiënt	[L ^{1/2} T ⁻¹]
D	korreldiameter	[L]
Fr	getal van Froude	[-]
g	versnelling van de zwaartekracht	[L T ⁻²]
h	waterstand (piëzometrisch niveau)	[L]
H	energiehoogte	[L]
i	verhang	[-]
k _N	zandruwheid volgens Nikuradse	[L]
L	lengte	[L]
M	massa	[M]
p	druk	[M L ⁻¹ T ⁻²]
q	afvoer per eenheid van breedte	[L ² T ⁻¹]
Q	afvoer (debiet)	[L ³ T ⁻¹]
r	kromtestraal	[L]
R	hydraulische straal	[L]
s	zandtransport per eenheid van breedte (als afgezet volume)	[L ² T ⁻¹]
S	ordinaat in stroomrichting	[L]
S	zandtransport. (als afgezet volume)	[L ³ T ⁻¹]
t	tijd	[T]
u	snelheid in x-richting	[L T ⁻¹]
v	snelheid in y-richting	[L T ⁻¹]
w	snelheid in z-richting	[L T ⁻¹]
W	valsnelheid korrel	[L T ⁻¹]
x	horizontale ordinaat	[L]
X	transportparameter = $s / \{ D^{3/2} \sqrt{g\Delta} \}$	[-]
y	horizontale ordinaat	[L]
Y	stroomparameter = $\Delta D / \{ \mu ai \}$	[-]
z	verticale ordinaat	[L]
z ^(b)	bodemhoogte	[L]
Z	= $W / \kappa u_*$	[-]

<u>symbool</u>	<u>omschrijving</u>	<u>dimensie</u>
Δ	$= (\rho_s - \rho) / \rho =$ relatieve dichtheid sediment	[-]
ϵ	turbulente viscositeit	$[L^2 T^{-1}]$
η	$= z/a =$ relatieve diepte	[-]
κ	constante van von Kármán	[-]
Λ	$= xi/a =$ lengteschaal rivier	[-]
μ	ribbelfactor	[-]
ν	kinematische viscositeit	$[L^2 T^{-1}]$
ρ	dichtheid water (volumieke massa)	$[M L^{-3}]$
ρ_s	dichtheid sediment (volumieke massa)	$[M L^{-3}]$
τ	schuifspanning	$[M L^{-1} T^{-2}]$
ϕ	sedimentconcentratie	[-]
ω	wervelsterkte	$[T^{-1}]$

