TECHNISCHE HOGESCHOOL DELFT
Afdeling der Civiele Techniek
Vakgroep Rivier- en Verkeerswaterbouwkunde

RIVIEREN EN RIVIERWERKEN

onder redactie van

PROF. IR. L. VAN BENDEGOM

Delft, 1978.

Voorwoord

Deze handleiding is bedoeld om een vrij volledige weergave te verschaffen van het college f8 van de T.H. Delft. In verband hiermee is de tekst niet gecomprimeerd maar vrij wijdlopig gehouden. Hoewel deze tekst in eerste instantie grotendeels door ondergetekende is geschreven, zijn door leden van de vakgroep rivier- en verkeerswaterbouwkunde waardevolle correcties en aanvullingen aangebracht. De paragraaf 2.2. is geheel verzorgd door ir. J. Bouwmeester. In het bijzonder dient verder vermeld te worden de aanvullingen en correcties, geleverd door ir. A. Prins, ir. P. Huisman, en ir. J. v.d. Kolff.
Zeer gewaardeerd is ook de bereidwilligheid van dr. L. Dorsman van de afdeling der mijnbouwkunde om paragraaf 3.1. te herzien.

In de vorige uitgave uit 1975 ontbraken nog een aantal onderdelen; deze werden ten dele afzonderlijk uitgereikt. Ook in deze uitgave is in hoofdstuk 5 de behandeling van metingen en meetinstrumenten achterwege gelaten, omdat dit niet essentieel is voor het begrip van rivieren en rivierwerken. In het deels verouderde hoofdstuk 6 kon wegens tijdgebrek nog geen wijziging worden aangebracht. Daarom ontbreekt ook het tijdsafhankelijk berekenen van bodemliggingen na de uitvoering van rivierwerken. Hiervoor wordt verwezen naar het college f10, Stabiliteit en sedimenttransport, waarvan de handleiding als één van de grondslagen dient voor dit college f8.
Een andere grondslag welke bekend wordt verondersteld is het college vloeistofmechanica b72.

Voor degenen die verschillende onderwerpen nader willen bestuderen is een beperkte literatuuropgave gegeven.
Hieraan kan worden toegevoegd dat vermoedelijk nog in 1978 op de markt zal komen een boek onder te titel "Rivers and Riverengineering", onder redaktie van Prof.ir. P.Ph. Jansen, uitgegeven door Pitman. Het deel V "Riverengineering" vertoont geen grote verschillen met deze handleiding, aangezien het grotendeels door ondergetekende is verzorgd, maar de andere delen betreffende vloeistofmechanica, sedimentmechanica, modellen en metingen gaan verder op de stof in.

Bij de samenstelling van elk dictaat wordt er uiteraard naar gestreefd om fouten te voorkomen en de inhoud zo overzichtelijk mogelijk aan te bieden. Niettegenstaande dat kunnen toch onduidelijkheden voorkomen en kunnen fouten zijn ingeslopen.

Indien u dan ook bij de bestudering van dit dictaat:

- onjuistheden ontdekt
- op onduidelijkheden stuit
- of gedeelten ontmoet, die naar uw mening nadere uitwerking behoeven,

verzoeken de samenstellers u dringend hen daarvan mededeling te doen. Bij de volgende drukken kunnen dan de op- en aanmerkingen worden verwerkt ten gerieve van toekomstige gebruikers. Zonodig kan ook nog in de lopende cursus voor verduidelijking of aanvulling worden gezorgd.

Delft, 1978
de oud-hoogleraar,
L. van Bendegom.

Inhoud college rivieren en rivierwerken

1. Inleiding

2. Het water - 2.1. Hydrologische aspecten
   2.2. Waterloopkunde van rivieren
   2.3. Andere aspecten
      2.3.1. Waterkwaliteit
      2.3.2. Vegetatie
      2.3.3. IJs

3. De vaste stof - 3.1. Geologische aspecten
   3.2. Sediment mechanica

4. Riviermorfologie

5. Rivieronderzoek

6. Rivierwerken - 6.1. Inleiding
   6.2. Tijdelijke reguleringswerken
   6.3. Regulering van het rivierbed
   6.4. Oever- en bodemverdedigingen
   6.5. Regulering van de waterafvoer
   6.6. Regulering van de waterstanden
   6.7. Totale beheersing van het water
   6.8. Werken tot regeling van waterstand en afvoer

7. Toepassingen - 7.1. Inleiding
   7.2. Hoogwaterbeheersing en drainage
   7.3. Watervoorziening
   7.4. Scheepvaart
   7.5. Waterkracht
   7.6. Afvalverwijdering
   7.7. Natuurbescherming en recreatie
   7.8. Erosiebeheersing en sedimentbenutting
   7.9. Kruising van infrastructuurwerken met rivieren
   7.10. Multi-purpose projecten

Literatuur

Lijst van symbolen

Hoofdstuk 1.

INLEIDING

De rivierwaterbouwkunde is een onderdeel van de algemene waterbouwkunde van de binnenwateren, rivieren, kanalen en drukleidingen. Andere onderdelen van algemene waterbouwkunde zijn de kustwaterbouwkunde en de constructieve waterbouwkunde. In de algemene waterbouwkunde wordt een aantal basisvakken geïntegreerd en toegepast. Voor de rivierwaterbouwkunde zijn dit in de eerste plaats de vloeistofmechanica en de sedimentmechanica (evenwicht en transport van vaste stoffen in waterlopen); daarnaast spelen ook aspecten van hydrologie, grondmechanica en grondwatermechanica een rol. De rivierwaterbouwkunde zelf is weer één van de bases van een aantal toegepaste vakken van specifieke waterbouwkunde, zoals de verkeerswaterbouwkunde, de watervoorziening, irrigatie en drainage, de waterkracht.
Indien men een definitie zou willen geven van het object van de rivierwaterbouwkunde, de rivier, dan zou deze definitie kunnen luiden: een rivier is een door de natuur gevormde geul of geulenstelsel, waarin een deel van de op een gebied (het stroomgebied) gevallen regen en een deel van de in dat gebied geërodeerde bodem geconcentreerd wordt afgevoerd. Over het algemeen zal men weinig moeite hebben een rivier als zodanig te herkennen, ook al is er een grote variatie in type en afmetingen. Hiertoe behoren de rivieren met een enkelvoudige kronkelende geul, maar ook die met een sterk vertakt geulenstelsel; zowel de bergbeek met schietend water als de laaglandbeek met vrijwel stilstaand water; de beek met enkele meters breedte en de stroom met kilometers breedte. Een enkele keer is het moeilijk te zien of wij met een natuurlijke rivier dan wel met een kunstmatig gegraven stroomkanaal te doen hebben. Sommige rivieren zijn zodanig aan banden gelegd, dat zij in perioden van lage afvoer meer op een kanaal lijken (Seine in Parijs). Andere rivieren zijn door gegraven kortsluitingen ingekort of verlegd (het Pannerdens Kanaal); deze vakken voeren wel het rivierwater en de sedimenten af; we beschouwen ze dan ook als riviervakken. Dan zijn er gegraven irrigatiekanalen

(Pakistan) die sediment afvoeren en niet vastgelegd zijn, zodat zij het uiterlijk hebben gekregen van rivieren.

De natuurlijke taak van rivieren is dus de afvoer van regenwater en erosieproducten. Bij het volvoeren van deze taak kunnen zij voor de menselijke samenleving hinder opleveren; hiertegenover staat, dat zij ook groot nut kunnen hebben voor deze samenleving. Hinder kunnen zij opleveren door de erosie van land in de brongebieden, of door de beweeglijkheid van het bed met de oevers, waardoor bewoonde oeverlanden verloren kunnen gaan. Verder kunnen overstromingen van gronden tijdens hoge afvoer hinder geven. Tenslotte kan de aanwezigheid van rivieren obstakels geven voor aan te leggen infrastructuurwerken zoals land-, spoor- en waterwegen, stroomkanalen, kabels en leidingen. Het is de taak van de rivieringenieur om in dergelijke gevallen maatregelen tot opheffing of vermindering van deze bezwaren uit te werken.

Het nut dat de rivier voor de mens heeft, kan betrekking hebben op het vervoer te water, de watervoorziening, de levering van energie, de winning van sedimenten, de recreatie en de visserij en volgens sommigen ook de lozing van afvalstoffen. In verschillende gevallen kan de rivier een dergelijke benutting niet optimaal geven, maar dient de rivieringenieur door bepaalde kunstmatige ingrepen verbetering hierin te brengen. In hoofdstuk 7 wordt op verschillende van deze ingrepen nader ingegaan.

Ingrijpen in de natuurlijke toestand van een rivier kan, mede afhankelijk van het doel dat men wil bereiken, op verschillende wijzen plaats vinden. Het kan betrekking hebben op de ligging of beweging van het bed, op de waterafvoer, of primair op de waterstand van de rivier. In hoofdstuk 6 worden de algemene principes hiervan behandeld. Ingrijpen in het natuurlijk regime (het samenspel van bepalende factoren of parameters) van een rivier kan alleen zinvol geschieden indien we de grootte en variatie van een aantal parameters van die rivier kennen. Hiervoor zijn metingen nodig, die in hoofdstuk 5 nader worden behandeld.

Metingen alleen zijn zelden voldoende om een vraagstuk op te lossen. De onderlinge verhouding en variatie van de samenwerkende parameters bepaalt het karakter van een rivier, de uiterlijke verschijningsvorm of morfologie. Indien we door het ingrijpen bepaalde parameters in grootte laten veranderen, zal de rivier hierop reageren door verandering in de verschijningsvorm. We moeten dus wel degelijk ook iets weten over de morfologische eigenschappen van rivieren. Daarom wordt hierop nader ingegaan in hoofdstuk 4.

De morfologie van alluviale rivieren, dat zijn rivieren die in een bed stromen dat zij met hun eigen sediment hebben opgebouwd en nog steeds met dat sediment vormen en vervormen, wordt in hoofdzaak bepaald door het water en het meegevoerde sediment. Bij beide speelt enerzijds herkomst, soort en hoeveelheid een rol; deze worden respectievelijk behandeld in de hydrologie en de geologie. Anderzijds zijn de beweging en de continuïteit van water en sediment van groot belang; deze worden respectievelijk behandeld in de vloeistofmechanica en de sedimentmechanica. 1.3

Bij het zoeken naar wetmatigheden in het gedrag van water en sediment, en van de hieruit voortvloeiende morfologische verschijnselen, kunnen we twee wegen bewandelen. Indien we het extreem stellen wordt bij de ene weg de puur deterministische methode gevolgd, bij de andere weg de stochastische methode. Bij de deterministische methode wordt dus gebruik gemaakt van exacte wetten uit de natuurkunde, die een verschijnsel ook exact weergeven. In werkelijkheid kan dit nooit exact zijn, omdat bij natuurverschijnselen vele factoren een rol spelen, waarbij de invloed ervan op de wet of formule vaak onbekend, althans kwantitatief onbekend is. Hierdoor kunnen systematische fouten optreden, die dan weer aanleiding geven tot een correctiefactor in de formule. Deze is alleen door metingen te bepalen. Ook kunnen bepaalde factoren een veranderlijke invloed hebben, waardoor een stochastisch variabele moet worden ingevoerd.

Bij de stochastische methode wordt geen gebruik gemaakt van natuurwetten, maar worden met behulp van metingen correlaties gezocht tussen mogelijke invloedsfactoren. Ook deze methode wordt nooit

in een dergelijke extreme vorm toegepast. Meestal weet men wel wat de maatgevende factoren zijn, en heeft men bij de aanvang reeds een indruk omtrent de relatie. In bovengenoemde methoden speelt dus het meten, de empirie, een rol.

In de volgende hoofdstukken zullen verschillende voorbeelden van beide methoden naar voren komen. Bij een te onderzoeken verschijnsel zal men over het algemeen proberen zich eerst een fysisch vereenvoudigd model ervan voor te stellen. Vervolgens zal men proberen zover mogelijk door de dringen in de fysisch mathematische behandeling, om vervolgens aan de hand van systematische metingen de wet te controleren en te corrigeren.

In het voorgaande is getracht een verantwoording te geven voor de opbouw van het vakgebied, uitgaande van het te bereiken doel en stapsgewijs teruggaande naar het fundament. Bij de behandeling van de stof zal nu de omgekeerde weg worden gevolgd. Uitgaande van de wetten van water en sediment wordt de morfologie van de rivier opgebouwd. Tezamen met te verrichten metingen worden vervolgens de algemene mogelijkheden behandeld waarmee men ongewenste eigenschappen van rivieren kan aanpakken. Tenslotte wordt deze aanpak toegepast op een aantal gewenste benuttingen en beheersingen van rivieren.

Hoofdstuk 2.

HET WATER

2.1 Hydrologische aspecten

De hydrologie houdt zich in de eerste plaats bezig met de hoofdcyclus van het water; verdamping uit binnenzeëen of het oceaanstelsel - damptransport - opstijging - condensatie - neerslag - opslag en afvoer over of in de bodem - voeding van beken en rivieren - rivierafvoer - voeding van binnenzeëen en het oceaanstelsel.

De rivieringenieur is voor de toepassing van zijn vak in feite alleen geïnteresseerd in het onderdeel voeding van beken en rivieren; soms in een onderdeel infiltratie uit rivieren in de bodem. Hij wil kwantitatieve gegevens over de hoeveelheden water, waarmee de rivier wordt gevoed; en dit verdeeld over plaats en tijd. In het volgende zullen enkele problemen ter sprake komen die voor de rivier van belang zijn. Voor een meer uitvoerige behandeling wordt verwezen naar het college hydrologie en waterbeheersing en naar de opgegeven literatuur. [2.1-1]

De rivierafvoer is gekoppeld aan twee problemen, het probleem van de regenval en het probleem van de relatie regenval - rivierafvoer. Deze beide problemen zijn niet langs deterministische weg op te lossen; de vraagstukken zijn hiervoor veel te complex. Het zijn stochastische vraagstukken die door metingen en statistische bewerkingen opgelost moeten worden.
Bij het onderling vergelijken van de jaarlijkse afvoercyclus van verschillende rivieren blijkt er een duidelijk verschil te bestaan tussen tropische rivieren en rivieren in de gematigde temperatuurzône. Om dit te verklaren dient iets gezegd te worden over de typische klimaatverschillen. Het daarbij geschetste beeld is uiteraard veel te simpel voorgesteld. Voor een meer exacte behandeling wordt verwezen naar de literatuur. [2.1-2]

De op aarde gerichte zonnestraling wordt voor ongeveer de helft door de aarde geabsorbeerd en ten dele omgezet in warmte. De hierdoor verwarmde lucht zet uit en stijgt op. Aangezien de toegevoerde warmte aan de evenaar groter is dan aan de polen, ontstaat een drukverschil zoals aangegeven in fig. 2.1-1. Indien de gesommeerde drukken aan weerszijden van een vertikaal scheidingsvlak gelijk zijn, zal bij temperatuursverschil een stroombeeld optreden, waarbij in de bovenlucht stroming van warm naar koud, en in de benedenlucht stroming van koud naar warm voorkomt. Bij een niet-roterende aarde is er dan ook een bovenstroom naar de polen en een benedenstroom naar de evenaar. In werkelijkheid is deze rondstroming gebroken in een drietal circulaties, omdat de warme bovenlucht warmte afstaat en op een gegeven ogenblik als koude onderstroom terugkeert (ter hoogte van de z.g. paardebreedten op 30°); een deel stroomt verder als koude onderstroom noordwaarts. Dit herhaalt zich nog eens in de poolstreken aan de polaire zône op gem. 60°. We krijgen daardoor 3 zônes, een warme, een gematigde en een koude zône.

Door de aardrotatie, welke een rotatiesnelheid aan de deeltjes geeft die, noordwaarts gaande, kleiner wordt, ontstaat de zogenaamde schijnkracht van Coriolis. Hierdoor treedt toenemende afbuiging op in de stroming. We krijgen aan het aardoppervlak luchtstromingen die in de warme zône ten noorden van de equator een n.o.-wind en ten zuiden ervan een z.o.-wind geven (passaat). In de gematigde zônes zijn er westelijke winden.

Op deze permanente stroming dienen een aantal invloeden te worden gesuperponeerd. Deze hebben deels een permanent karakter (bergen, meren, bossen), deels zijn zij seizoenvariabel (verwarming bodem, water, sneeuwvelden) en deels zijn zij snel variabel en van stochastische natuur. In de tweede groep is vooral de variërende verwarming van land en water van grote invloed. In fig. 2.1.-1 is dit aangegeven.

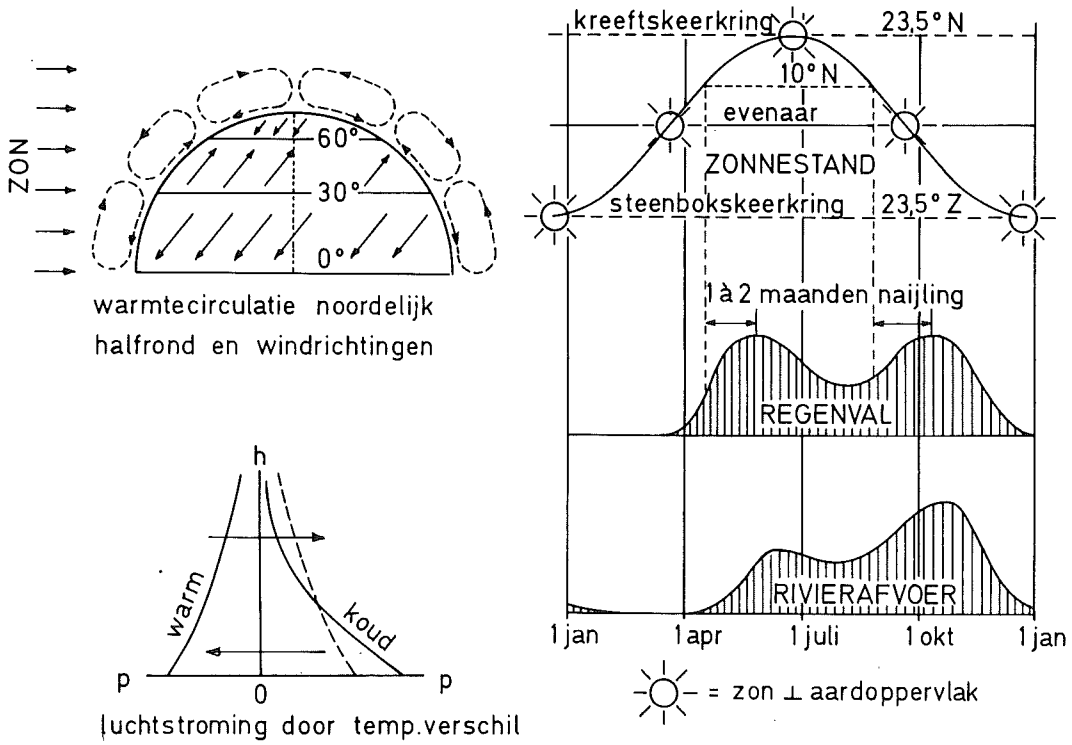


fig. 2.1-1 Passaatwinden, en moessonregens op 10° N.

Land neemt bij bestraling veel warmte op, maar staat deze ook snel weer af. Water neemt minder snel warmte op; de warmte dringt veel dieper door, waardoor deze ook slechts langzaam wordt afgestaan. Bij hoge zonnestand wordt de aarde dus sterk verwarmd; de warme lucht zet uit en stijgt op; aan de bodem heerst lage druk. Hierdoor wordt lucht aangezogen vanuit zee, waar de temp. lager is en relatief hoge druk heerst aan het zee-oppervlak. De aangezogen lucht stijgt boven land op, neemt af in druk en temperatuur. Wordt het dauwpunt bereikt in deze vochtige zeelucht dan treedt wolkvorming en eventueel regenval op. In het seizoen van lage zonnestand treedt

het omgekeerde op; de lucht stijgt nu op in het zeegebied en kan daar regen geven (winterregen rond de Middellandse Zee).

Op elk punt tussen de keerkringen treedt tweemaal per jaar een zonnestand op die loodrecht boven het aardoppervlak of in het Zenith staat (evenaar 21 maart en 21 september, kreeftskeerkring 21 juni, steenbokkeerkring 21 december). In fig. 2.1-1 is dit aangegeven. Benoorden, resp. bezuiden de keerkringen is de hoogste zonnestand op 21 juni, resp. 21 dec., maar deze hoogste zonnestand neemt noord- resp. zuidgaand in hoogte af en geeft dus niet meer die grote extremen.
Tengevolge van het bovenstaande kunnen dus tussen de keerkringen ook twee pieken in regenval optreden; door naijling vallen deze pieken later dan de hoogste zonnestand.

Bij de rivierafvoer die hieruit weer voortvloeit, is de eerste topafvoer vaak kleiner dan de tweede of zelfs nauwelijks zichtbaar. Absorptie in de nog droge bodem is hiervan de oorzaak.
Zoals gezegd wordt dit beeld verstoord door de topografie; vooral de ligging van land en water, maar ook de aanwezigheid van bergen speelt een grote rol. Voorbeelden zijn gegeven in de figuren 2.1-15 (Niger) en 17 (Nijl). Dichtbij de evenaar is vrijwel steeds aanzuiging van vochtige wind. Hier treedt ook enige regenval op in de droge tijd.

Ook in de gematigde zône is een bepaald druksysteem aanwezig, zij het in sterk verzwakte vorm. Hier wordt het beeld overheerst door de snel veranderlijke invloeden van stochastische aard. Dit zijn de drukgolven die zich over de aarde voortplanten, als lage drukdalen (tyfonen en depressies) en als drukheuvels, waarbij op de fronten luchtmassa's opstijgen en regenbuien kunnen optreden. Deze drukgolven treden ook in de tropen op (buien), maar zijn daar ondergeschikt aan de algemene circulatie. In de gematigde gebieden zijn zij echter overheersend.
In de gematigde zône speelt verder de polaire zône een grote rol. Door het contact van de westelijke winden in de gematigde zône en de n.o.-winden uit de polaire zône ontstaat hier een soort

"wervelstraat" met negatief draaiende wervels (depressies) die een eigen koers gaan volgen. Dit is weer een drie-dimensionaal verschijnsel. In één deel van de wervel dringt koude lucht door onder de warme lucht (koufront) met als gevolg sterke regen. In een ander deel schuift de warme lucht over de terugtrekkende koude lucht (warmtefront), met minder zware regen. Bovengenoemde wervelstraat heeft ook een relatie met de in de bovenstroming aanwezige "jetstromen", met grote snelheid rond de aarde stromende "windrivieren", die grote variabele meanders vertonen, en die door hun drukvariaties en wervelingen wellicht een primaire oorzaak zijn van depressies. Regen valt dus over het algemeen in de vorm van buien, die als afvoergolven in de bronrivieren uitstromen, en - door de relatie tussen waterafvoer en waterstand - als waterstandgolven zichtbaar worden. In fig. 2.1.-2 is een voorbeeld gegeven van de rivier de Benue in West-Afrika met enkele bronrivieren.
De afzonderlijke buien in de regentijd zijn in de bronrivieren duidelijk zichtbaar. Op de hoofdrivier worden de discontinuïteiten stroomafwaarts gaande minder sterk. De buien vallen dan eens hier en dan weer daar; de gezamenlijke afvoer van de bronrivieren geeft egalisatie van de afvoer, terwijl de afvoergolven op de hoofdrivier worden vervormd en gedempt door accumulatie en wrijving.

Er bestaat dus, althans in de bronrivieren, een duidelijke relatie tussen regenbuien en afvoergolven. Aangezien, mede door het grote aantal regenmeters, veel bekend is over frequenties en intensiteit van regenval in de stroomgebieden van veel rivieren, worden bij rivierstudies nog wel eens correlaties gezocht tussen regenval en rivierafvoer. Dit in het bijzonder met betrekking tot extreem hoge rivierafvoeren. Een correlatiemethode is bijvoorbeeld die van de "unit hydrograph". Voor bronrivieren is dit wel mogelijk, al is het twijfelachtig of men de bij lagere afvoeren gemeten en vastgestelde correlatie mag extrapoleren naar extreme hoge regenval en afvoer. In de moderne parametrische hydrologie zijn deze rekenmethoden verbeterd.
Uit het voorgaande zal het ook wel duidelijk zijn, dat de correlatie sterk af zal nemen hoe verder men rivierafwaarts gaat. Moet men meer stroomafwaarts over afvoergegevens beschikken dan kan men beter eerst voor de bronrivieren de correlatiemethode gebruiken en vervolgens met een "flood routing method" de verandering bepalen die de golf

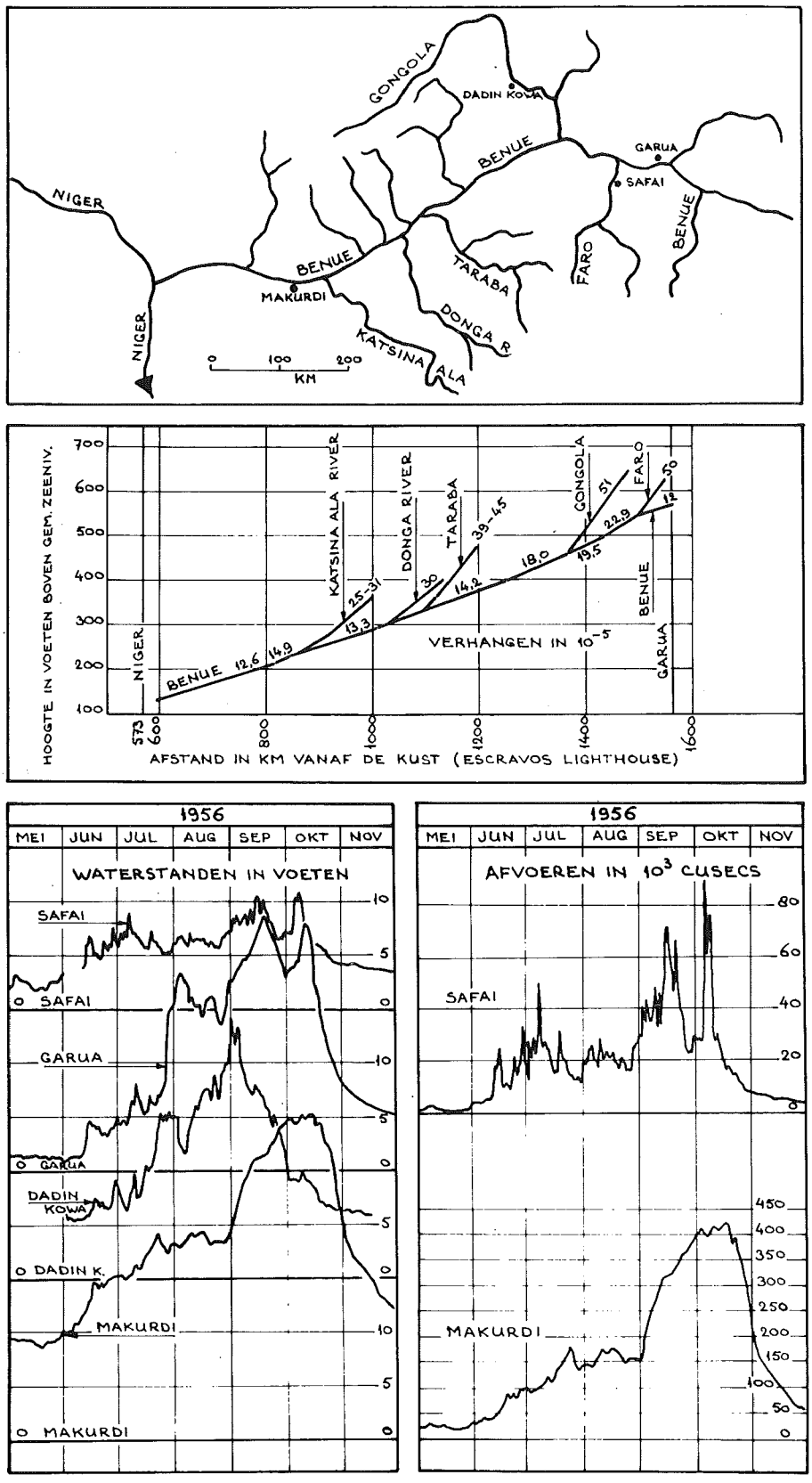


fig. 2.1-2 Waterstand- en afvoervariaties op de rivier de Benue en enkele zijrivieren

of het samenstel van golven ondergaat tijdens de beweging stroomaf. Als flood routing methode zullen we nu niet meer kiezen één van de sterk empirische methoden zoals die nog wel in de hydrologie worden toegepast (bijvoorbeeld methode Muskingum), maar liever één van de fysisch-mathematische methoden uit de vloeistofmechanica (differentie methode met numerieke integratie).

De vraag kan gesteld worden waarom de gecompliceerde en onnauwkeurige methode van unit hydrograph en flood routing wordt gekozen en waarom niet direct op het gevraagde punt van de rivier regelmatig afvoermetingen worden gedaan ter bepaling van frequenties en extreme waarden. De reden is dat frequentieverdelingen en extreme waarden vragen om gegevens over vele jaren, en deze vele jaren zijn meestal niet beschikbaar voor een op te stellen rivierproject. Regengegevens uit de brongebieden zijn daarentegen vaak wel over vele jaren beschikbaar. Dit onderstreept de noodzaak om ook langs rivieren waarvan nog geen projecten overwogen worden, reeds vroegtijdig peilschalen te plaatsen, zodat te zijner tijd gegevens beschikbaar zijn. Gelukkig worden langs vele rivieren reeds jarenlang waterstanden gemeten, zij het dat deze soms onbetrouwbaar zijn of niet op de gewenste plaats worden waargenomen.

Waterstandmetingen zijn op eenvoudige en weinig kostbare wijze op te zetten met behulp van direct afleesbare of registrerende peilschalen. Hiermee kan het verloop van de waterstand over het jaar (waterstandverlooplijn, h-t-diagram of hydrograph) bepaald worden. Na enige tientallen jaren waarnemingen kunnen hieruit dan redelijk betrouwbare frequentiekrommen, enz. worden bepaald. Dit is echter meestal niet voldoende.

Zoals we bij de unit hydrograph zagen, wordt een verband gezocht tussen hoeveelheid regenval en rivierafvoer, dus niet rivierwaterstand. Ook bij andere vraagstukken gaat het veelal om de rivierafvoer Q, niet om de waterstand h. We moeten waterafvoerverlooplijnen, frequenties, enz. hebben. We zouden dus eigenlijk de dagelijkse afvoer moeten meten, maar dit is een bewerkelijke en kostbare zaak. Daarom meten we dagelijks waterstanden en zetten deze om in afvoeren

met behulp van een relatie tussen waterstanden en afvoeren, de afvoerkromme. Deze afvoerkromme zouden we in principe eenmalig kunnen bepalen voor een gewenst punt van de rivier door bij een aantal uiteenlopende waterstanden de afvoer te meten en daarna door de gevonden punten een vloeiende afvoerkromme te tekenen. Voorbeelden hiervan zijn gegeven in fig. 2.1-3 voor de Rijn te Lobith en de Benue te Makurdi (waterstanden in meters resp. feet boven een vergelijkingsvlak, afvoeren in m^3/s resp. cubic feet per second = cusecs).

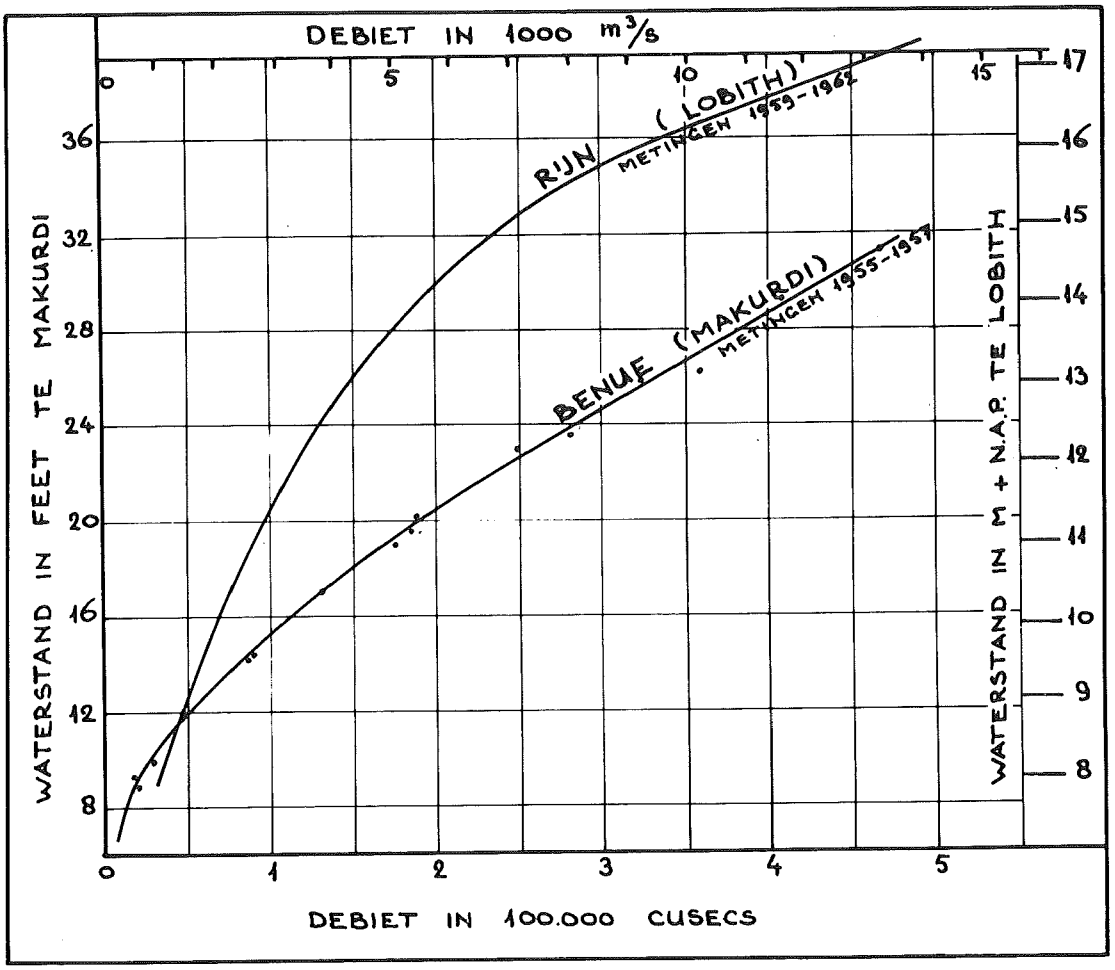


fig. 2.1-3 Afvoerkromme voor de Rijn te Lobith en de Benue te Makurdi

In werkelijkheid geldt een dergelijke afvoerkromme niet eeuwig; door veranderingen in hoogteligging van de rivierbodem benedenstrooms zullen de waterstanden bij eenzelfde afvoer zich kunnen wijzigen. Voor de Rijntakken worden dan ook afvoerkrommen gemaakt voor vijfjarige perioden.

In het volgende zal bij de grafieken over het algemeen de afvoer Q worden gebruikt als parameter; op dezelfde wijze kan men echter ook de waterstand h gebruiken. Indien we over één jaar de afvoerverlooplijn kennen, kunnen we hiermee nog betrekkelijk weinig doen. We kunnen de hoogste en laagste afvoer bepalen, de gemiddelde of de totale jaarafvoer, de mediane afvoer (d.i. de afvoer die 50% van de tijd is onderschreden) en we zouden zelfs een frequentie- en duurlijn kunnen tekenen. Hetzelfde zouden we kunnen doen met de waterstanden. Maar dit alles heeft niet erg veel zin, omdat de opeenvolgende jaren grote verschillen kunnen geven. We zullen daarom een aantal jaren willen vergelijken, liefst enige tientallen jaren. Onder jaren verstaan we dan meestal kalenderjaren. Soms heeft het voordeel om niet van januari tot januari te rekenen, maar van einde droge tijd tot einde volgende droge tijd. In een dergelijk stroomjaar hebben we dan de totale waterinhoud van een cyclus. Hoewel dit bij een rivier als de Rijn wat minder zin heeft, rekenen we hierbij ook wel met een stroomjaar van november tot november. Dit wordt dan nog verdeeld in een winterhalfjaar (november tot mei) waarin de hoogste afvoeren kunnen optreden, en een zomerhalfjaar (mei tot november) waarin de uiterwaarden beweid zijn.

Beschikken we over een aantal jaren waterstand- of afvoerverlooplijnen dan kunnen we deze achter elkaar zetten. In fig. 2.1-4 is dit voor een denkbeeldig geval gedaan. Dit geeft ons een indicatie omtrent de variaties in de verschillende jaren.

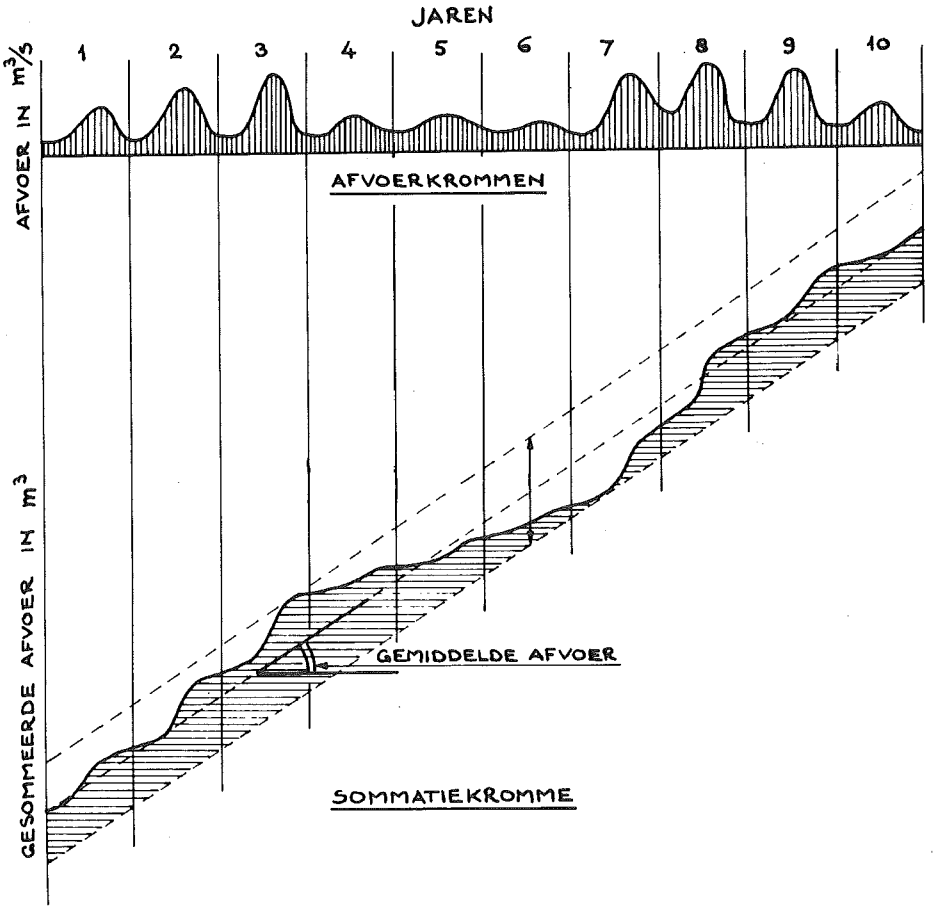


fig. 2.1.-4 Afvoerverlooplijnen en "mass-curve" over tien jaren

Met deze jaarkrommen kon een gesommeerde afvoerverlooplijn of "mass-curve" worden geconstrueerd. Dergelijke bewerkingen, die gebruikt worden bij beschouwingen over reservoirs kunnen gegevens leveren over langjarig gemiddelde afvoer, gewenste reservoirinhoud, opeenvolging van natte of droge jaren enz. Bij deze methode komt dus een direct beeld naar voren omtrent werkelijk opgetreden verlooplijnen, opeenvolging van droge jaren enz.

Meer gebruikelijk is het om de verlooplijnen op elkaar te leggen, en deze te bewerken tot frequentiegrafieken. In fig. 2.1.-5 zijn van de Rijn te Lobith en de Benue te Makurdi enkele afvoerverlooplijnen op elkaar gelegd. Terwille van de leesbaarheid is dit aantal

beperkt gehouden. Toch blijkt er direct uit dat deze rivieren een verschillend karakter hebben.

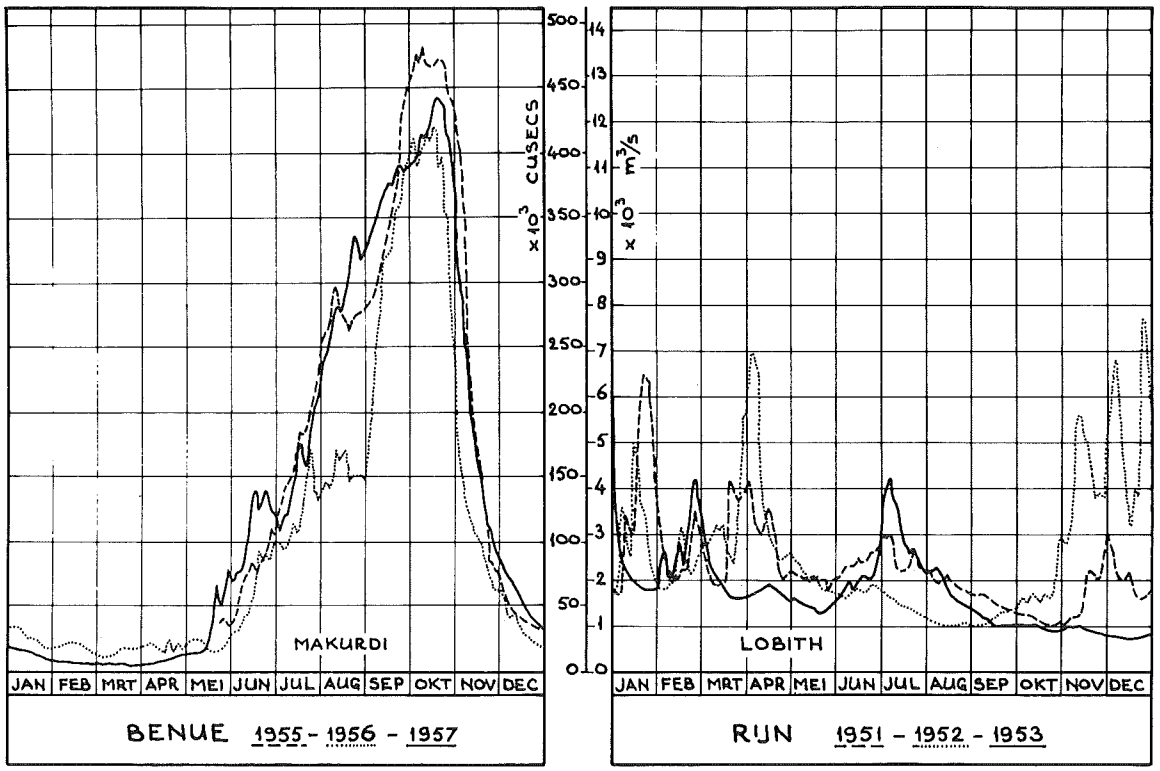


fig. 2.1-5 Afvoerverlooplijnen van de Benue te Makurdi en de Rijn te Lobith

Bij de Rijn kan de waterafvoer op elke dag van het jaar sterk uiteenlopen. In elk van de seizoenen kan een hoogwater of een laagwater optreden. Dit is een gevolg van het feit, dat depressies in hoofdzaak de regenval bepalen. De Rijn is in dat opzicht nog vrij gematigd; andere rivieren met een meer eenzijdig stroomgebied of met minder accumulatie in sneeuwvelden of meren kunnen nog veel wispelturiger zijn. Hiertegenover staat de Benue, een typische tropenrivier met vaste regentijd en vaste droge tijd. Ook hier is wel enige variatie

mogelijk, doordat de natte en droge seizoenen niet alle jaren gelijk zijn, of omdat de maximum regenval niet elk jaar op dezelfde dag valt. Maar het beeld is toch geheel anders dan bij de Rijn. Andere rivieren hebben weer een tussenvorm, zoals de Rio Magdalena, waar ook in de droge tijd regen kan vallen, zij het gemiddeld minder dan in de natte tijd.

Beschikken we over een groot aantal jaarlijnen dan kunnen we deze middelen en krijgen we de gemiddelde afvoerverlooplijn. Soms middelt men niet elke dag, maar bijvoorbeeld het gemiddelde van elke week; soms zelfs de gemiddelde maandstand maar dan wordt de gevonden kromme wel erg afgedempt. Uit de jaarlijnen kunnen we ook de mediane afvoerverlooplijn samenstellen. Voor elke dag van het jaar is het aantal keren dat de afvoer hoger was dan de mediane even groot als het aantal keren, dat deze lager was. In fig. 2.1-6 zijn de gemiddelde resp. de mediane afvoer weergegeven voor Rijn en Benue. Bovendien zijn hier de lijnen getrokken van 10, 25, 75 en 90% onderschrijding. Dit geeft een goed beeld van de mogelijke spreiding voor één en dezelfde dag (resp. maand). Het verschil tussen Rijn en Benue komt hier duidelijk tot uitdrukking.

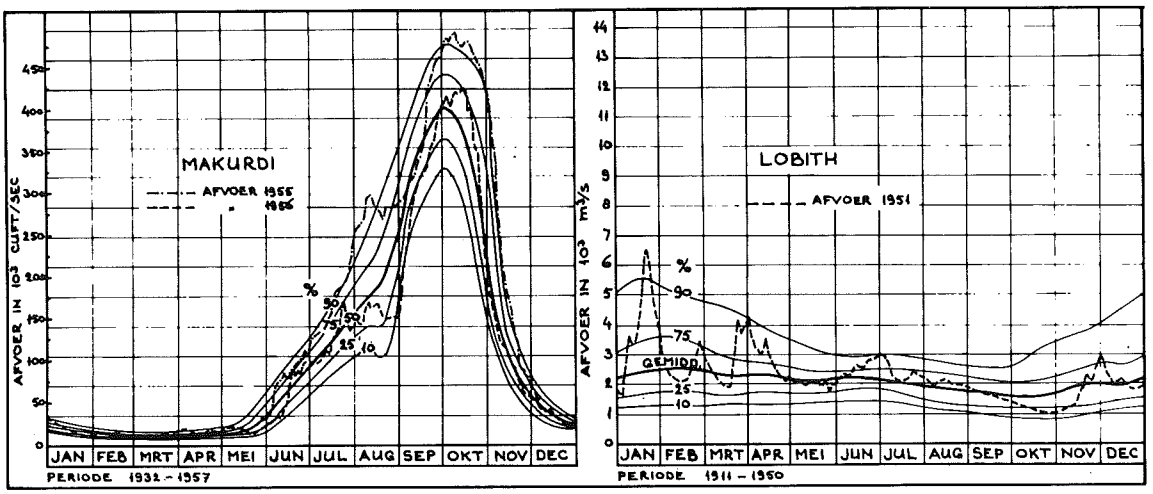


fig. 2.1-6 Frequentieverdeling afvoerverlooplijnen Benue en Rijn, resp. te Makurdi en Lobith

Bovengenoemde grafieken gebruiken we indien we willen weten welke kans er is dat bepaalde afvoeren of waterstanden in bepaalde dagen, weken of maanden worden onder- of overschreden. We kunnen deze grafieken ook anders groeperen, waarbij we op de horizontale as niet de dagen van het jaar zetten, maar cumulatief het aantal dagen dat een bepaalde afvoer wordt onderschreden. Dit geeft de zogenaamde duurlijnen, zoals weergegeven in fig. 2.1-7.

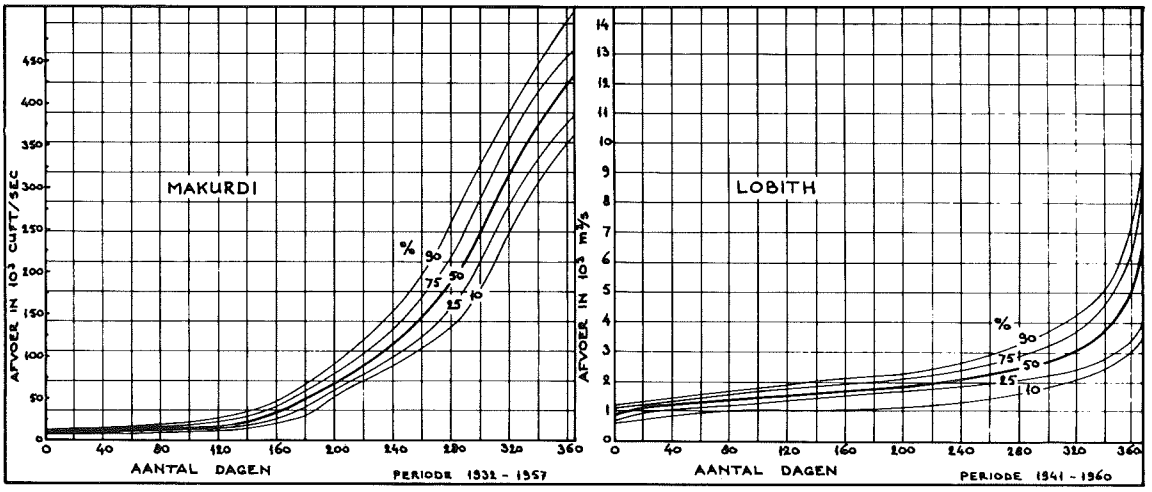


fig. 2.1-7 Afvoerduurlijnen van Rijn en Benue

Met deze cumulatieve frequentielijnen kunnen we direct zien hoeveel dagen per jaar een bepaalde waterstand wordt onder- of overschreden. Ook hierbij kunnen we weer 10, 25 enz. % kans intekenen. Dergelijke grafieken worden bijvoorbeeld gebruikt bij het onderzoek naar de bevaarbaarheid van rivieren. De meeste rivieren zijn niet het hele jaar goed bevaarbaar. We accepteren bijvoorbeeld dat 5% of 10% van de tijd de schepen niet vol kunnen worden afgeladen. Dan moet dus bij een afvoer die 18 of 36 dagen wordt onderschreden de rivier nog goed bevaarbaar zijn. Bij de Rijn is dit bijvoorbeeld de Overeengekomen Lage Afvoer O.L.A. (Lobith 984 m^3/s); dat is de afvoer die 20 dagen of ongeveer 5% per gemiddeld jaar wordt onderschreden.
De bijbehorende standen aan de peilschalen van de Rijntakken voor een bepaalde 10-jarige periode heten Overeengekomen Lage Rivierstanden (dus bijvoorbeeld O.L.R. Arnhem 1951-'60 = 6,55 m + N.A.P.). Zie ook voor andere kenmerkende standen [2.1-3].

We moeten bij het bezien van frequentie- en duurlijnen wel oppassen geen onjuiste conclusies te trekken. Bij een nat jaar behoeft bijvoorbeeld de verlooplijn niet over het hele jaar nabij de 95% lijn te liggen; er kan een droog gedeelte zijn en een zeer nat gedeelte zoals de ingetekende verlooplijnen laten zien. Wil men natte en droge jaren, seizoenen of maanden in frequentie bezien dan moeten we frequentiegrafieken maken van gesommeerde afvoeren. Dit is bijvoorbeeld gedaan voor de Rijn in fig. 2.1-8 voor de periode van het jaar en voor het zomerseizoen.

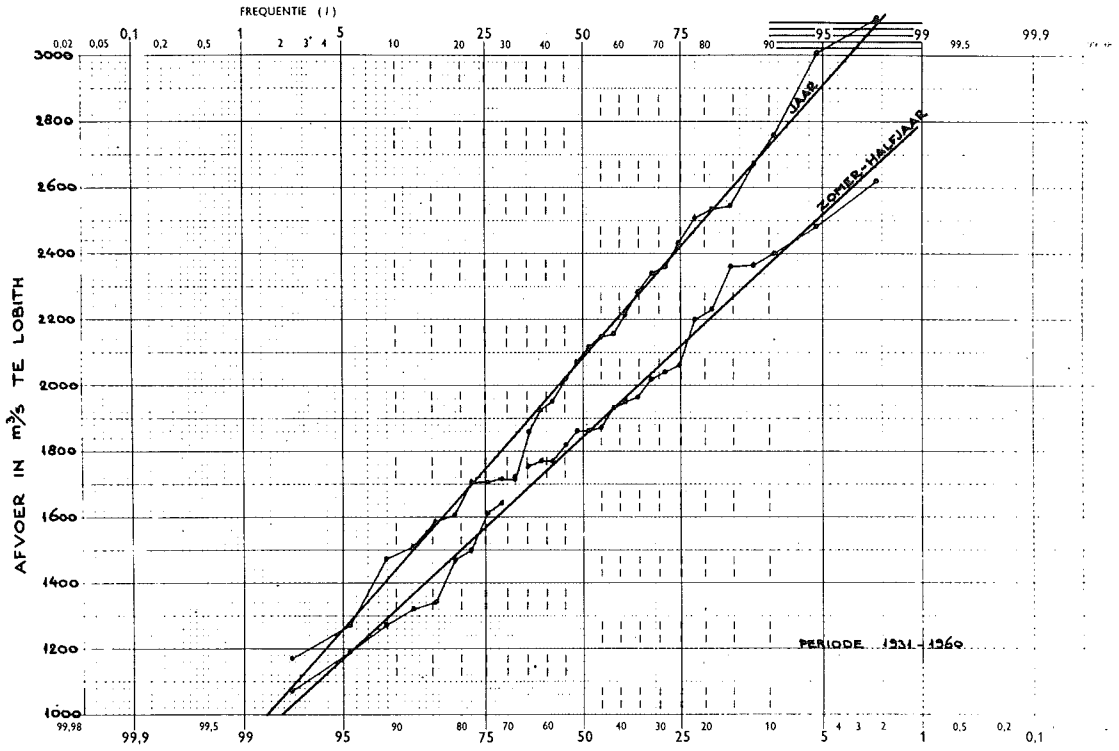


fig. 2.1-8 Frequentieverdeling gesommeerde afvoer van de Rijn (uitgezet als gemiddelde afvoer)

In deze grafiek is de schaalverdeling van de afvoer lineair; voor de frequenties is een Gauss-verdeling als schaal genomen. Mede in verband met de nog volgende extreme waarden-grafieken lijkt het

gewenst eerst iets over schaalverdelingen te vermelden.

Het doel van grafieken als deze is om:

1e een visueel beeld te krijgen omtrent de frequentieverdeling van de werkelijk opgetreden waarden van de parameter;

2e het zichtbaar maken van inhomogeniteiten en discontinuïteiten in de frequentieverdelingen;

3e het mogelijk maken van extrapolatie naar lagere frequenties, naar niet opgetreden waarden van de parameter.

Een eerste eis bij het maken van grafieken is altijd dat de schalen langs x- en y-as onderling zo gekozen worden, dat de lijn die het verband aangeeft een helling van ongeveer 45 graden verkrijgt. Vervolgens komen bij de schaalverdeling problemen van statistische aard naar voren, waarbij men zich moet afvragen met welke verdelingsfunctie de beschouwde parameter beschreven kan worden. De schaalverdelingen van de grafiek zullen nu aangepast worden aan deze verdelingsfunctie, en wel zodanig dat deze in de grafiek een rechte lijn oplevert. Dit heeft het voordeel dat discontinuïteiten duidelijk zichtbaar worden, en dat extrapolatie van deze rechte lijn eenduidig is vastgelegd.

Zijn onze beschouwingen op gemiddelden gericht, bijvoorbeeld op de gemiddelde jaarafvoer zoals in fig. 2.1-8, dan zal de schaalverdeling aangepast zijn aan de Gauss-verdeling, terwijl de afvoerschaal lineair blijft. Dit berust op de centrale limietstelling uit de toegepaste statistiek die zegt: als uit een onbekende verdeling steekproeven worden getrokken dan zijn de gemiddelden van die steekproeven vaak bij goede benadering normaal verdeeld.

Anders wordt het wanneer we geïnteresseerd zijn in zeldzaam voorkomende verschijnselen zoals een extreem hoog of laag water. Om deze verschijnselen te beschrijven is de theorie der extreme waarden ontwikkeld. In plaats van het gemiddelde als kenmerk van de steekproef te kiezen, zoals bij de centrale limietstelling, wordt bij de theorie der extreme waarden de grootste of kleinste waarde als kenmerk van de steekproef beschouwd. De Duits-Amerikaanse statisticus en hydroloog Gumbel heeft

deze theorie verder ontwikkeld en toegepast op rivierwaarnemingen. Hiervoor wordt verwezen naar [2.1-4]. Er blijkt uit dat hoogwaters - die geen limiet hebben - beschreven kunnen worden met de eerste asymptotische verdeling:

$$P(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\mu)}}$$

terwijl laagwaters - die een limiet hebben, bijvoorbeeld Q = 0 m^3/s - beschreven kunnen worden met de derde asymptotische verdelingsfunctie:

$$P(x) = e^{-\left(\frac{x-\varepsilon}{\nu-\varepsilon}\right)^k}$$

De aanpassing van de schaalverdelingen van de grafieken om extreme afvoeren en waterstanden te analyseren is een waarschijnlijkheidsschaal verdeeld volgens $e^{-e^{-y}}$, en een parameterschaal welke voor hoogwaters lineair en voor laagwaters logarithmisch is.
In fig. 2.1-9 zijn de extreme waarden voor de topstanden van de Rijn te Lobith uitgezet.

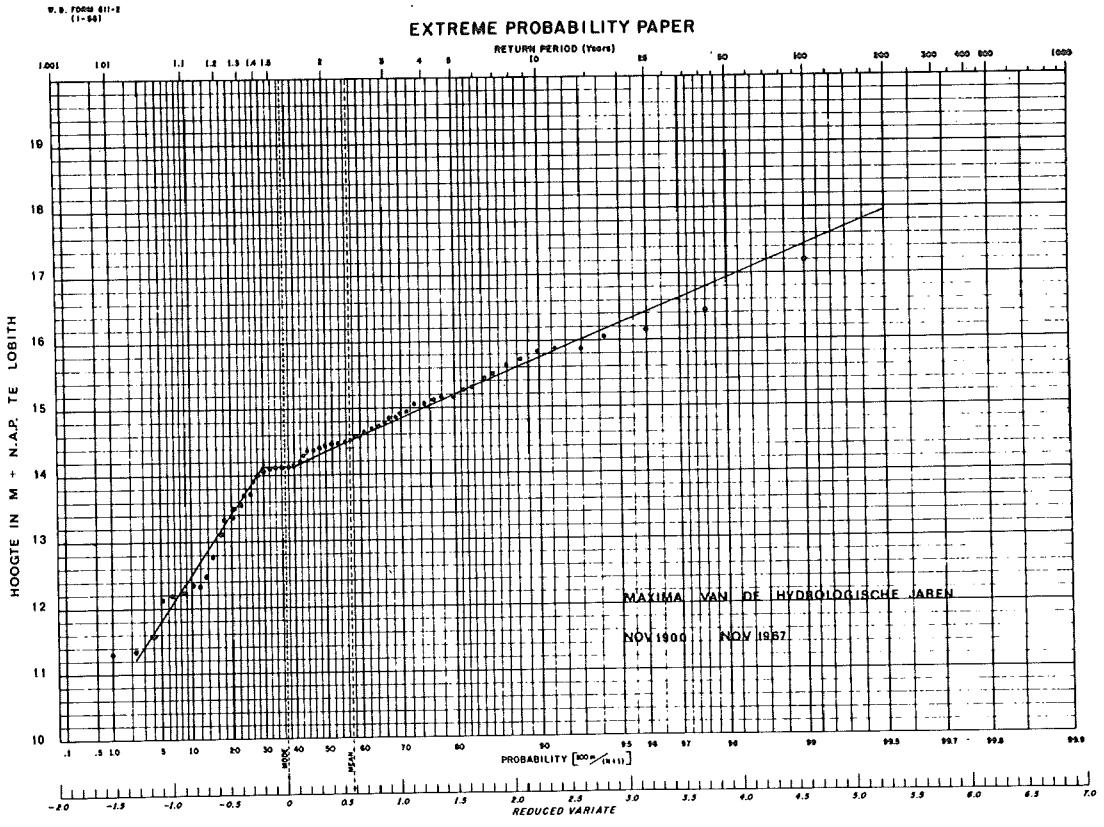


fig. 2.1-9 Extreme waarden voor de jaarlijkse topstanden van de Rijn te Lobith

In figuur 2.1-10 is hetzelfde gedaan voor de topafvoeren.

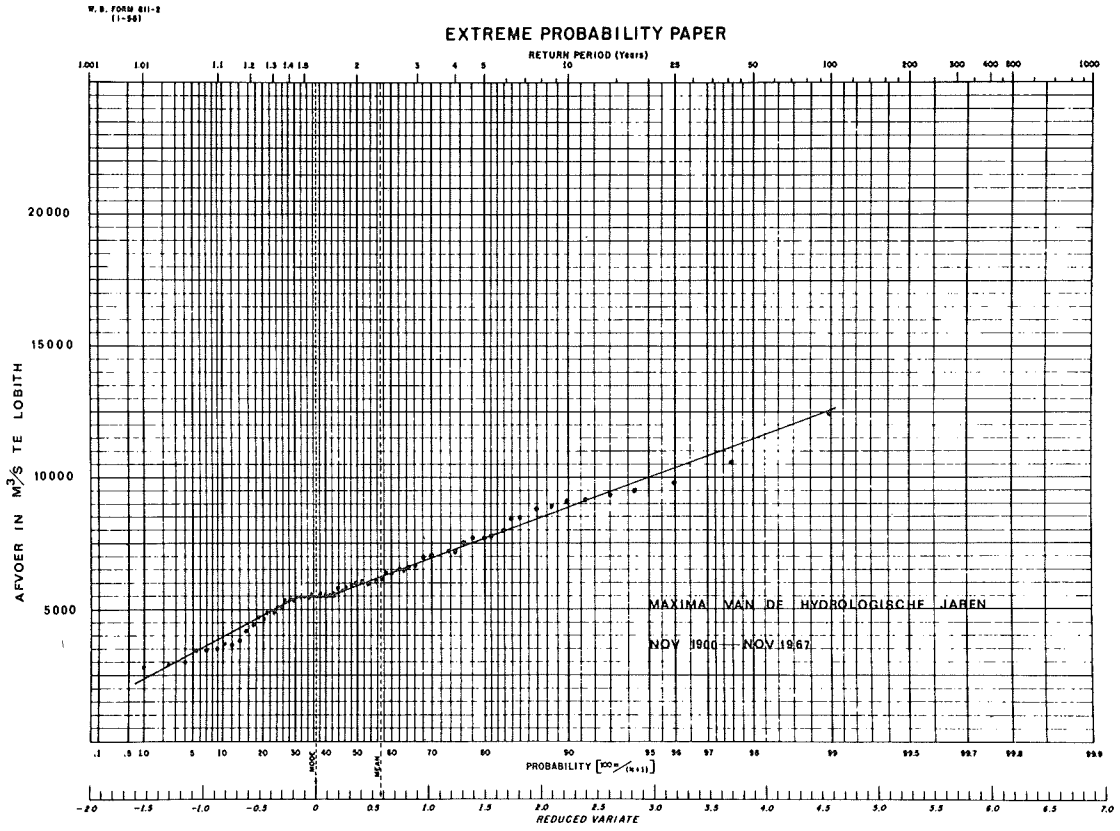


fig. 2.1-10 Extreme waarden van de jaarlijkse topafvoeren van de Rijn te Lobith

Ten aanzien van de beide grafieken dienen wel enkele kritische opmerkingen te worden gemaakt.
In de eerste plaats zijn de waargenomen topstanden niet homogeen. In het betrokken tijdsinterval zijn natuurlijke en kunstmatige veranderingen opgetreden in het rivierbed (bodemverdieping, dijkverhoging). We zullen dit echter maar verwaarlozen.

Vervolgens kan kritiek worden uitgeoefend op het feit, dat voor de omzetting van standen naar afvoeren de Q-h kromme is gebruikt. Aangezien het om een niet-permanente beweging gaat, zullen de topafvoeren iets hoger liggen dan volgens de afvoerkromme. Ook dit kan worden verwaarloosd.
Dan zijn er de discontinuïteiten door de aanwezigheid van kunstmatige werken, in dit geval de zomerkaden. Door de aanwezigheid ervan treden knikken op in de grafieken. De aanwezigheid van zomerkaden verhindert bij stijging van het water boven de voet van de kade de natuurlijke toename van de bergingsbreedte.
De demping van de golf wordt minder en de extreme waarden lijn wordt steiler. Als de zomerkaden overstromen, neemt de berging plotseling toe: de lijn vertoont een knik. Bij nog grotere H.W.golven is de bergende breedte gelijk aan het totale hoogwaterbed; de lijn vertoont een flauwere helling dan bij topstanden beneden de kruin van de zomerkade. Met dergelijke discontinuïteiten dient rekening te worden gehouden. Hierop wordt teruggekomen in par. 7.2.
Het extrapoleren van deze extreme waarde grafieken is bijzonder gevaarlijk, omdat soms vergeten wordt dat ook bij nog hogere topafvoeren discontinuïteiten kunnen optreden. Zo zullen we bij het voorbeeld van Lobith de rechte lijn niet mogen extrapoleren voorbij een punt waarbij in Duitsland de dijken zullen bezwijken. Bij de hele extreme waarde theorie speelt de discontinuïteit een allesoverheersende rol, indien kunstwerken zoals dijken de natuur van de rivier beïnvloeden.

Ook ten aanzien van extreme lage afvoeren stuiten we op moeilijkheden. In fig. 2.1-11 is weer voor Lobith de frequentie van extreem lage afvoeren gegeven. Hoewel in dit geval - in verband met het bestaan van een absolute limiet Q = 0 m^3/s - een logarithmische afvoerschaal moet worden gekozen, blijkt de lijn toch niet recht te verlopen.
Hiervoor zijn twee redenen aan te geven. In het stroomgebied van de Rijn lozen vele tientallen miljoenen inwonerequivalenten water op de rivier. Deze lozing zal in de droge tijd nauwelijks minder zijn, daar het water verkregen wordt niet direct uit de Rijn, maar uit boven- of ondergrondse opslagplaatsen. Er is dus een kunstmatige verhoging van de minimum afvoer met wellicht enige honderden m^3/s; het nulpunt moet verschoven worden. Een tweede reden dat nooit een afvoer van 0 m^3/s

kan optreden is gelegen in de beperkte tijd van de jaarcyclus in relatie tot de ledigingskromme van het stroomgebied. Zelfs in het voorbeeld van de Benue in fig. 2.1-6 is de rivier nog niet droog-gevallen als een nieuwe regentijd begint. Ook uit dit extreme waarden voorbeeld zien we hoe voorzichtig we moeten zijn met extrapolaties.

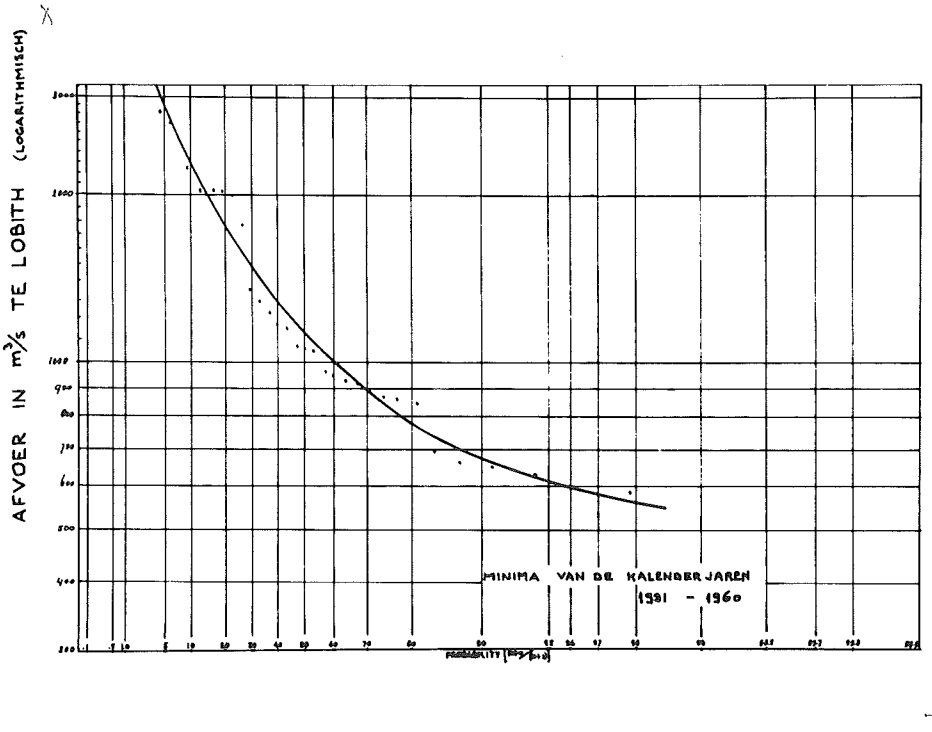


fig. 2.1-11 Extreme waarden van de laagwaterafvoer van de Rijn te Lobith

In het voorgaande hebben we het onderscheid leren kennen tussen verschillende typen rivierafvoeren. Deze typen worden in hoofdzaak gekenmerkt door het type van de neerslag, door de vorm van het stroomgebied en door de berging in het stroomgebied.
Ten aanzien van het type van de neerslag hebben we als extremen de zuivere tropenrivier en de zuivere depressierivier leren kennen. Uiteraard zijn er vele tussenvormen.

Is het stroomgebied klein en compact zoals bij bronrivieren, dan komen de buien snel tot afvoer. De afvoer- en waterstandsfluctuaties zijn heftig; een droog bed en een vol bed kunnen elkaar afwisselen. Is het stroomgebied daarentegen groot, dan kunnen de buien en regenperioden elkaar afwisselen op de verschillende delen van het stroomgebied; waterstanden en afvoeren geven minder sterke fluctuaties te zien.

Tenslotte speelt de factor berging een grote rol. Steeds is er grondwaterberging, die een grotere of kleinere rol speelt. We zien dit bij de bronrivieren; sommigen drogen na een bui weer snel op, anderen voeren nog lange tijd uit oevers en bodem siepelend water af. We zien het ook zeer duidelijk bij een grote tropenrivier als de Benue; na de regentijd daalt de rivierafvoer slechts geleidelijk door het uitstromen van grondwater, afkomstig van water dat in het hoogwaterbed deels verdampt en deels het aanwezige grondwater aanvult. Dergelijke ledigingscurven kunnen verschillend van vorm zijn afhankelijk van berging en snelheid van lediging.
Berging van oppervlaktewater, niet alleen in de rivier, maar ook in hoogwaterbed en moerassen en meren waar de rivier doorheen stroomt, kan een belangrijke bijdrage leveren tot het dempen en egaliseren van de pieken en dalen in de rivierafvoer. Soms komt daar bij de accumulatie in sneeuwvelden; een enkele keer is er enige berging in gletchers. Aan de hand van enige voorbeelden kan de invloed van deze berging worden besproken.
Een voorbeeld van een rivier met weinig berging is de rivier de Maas. (Zie fig. 2.1-12)

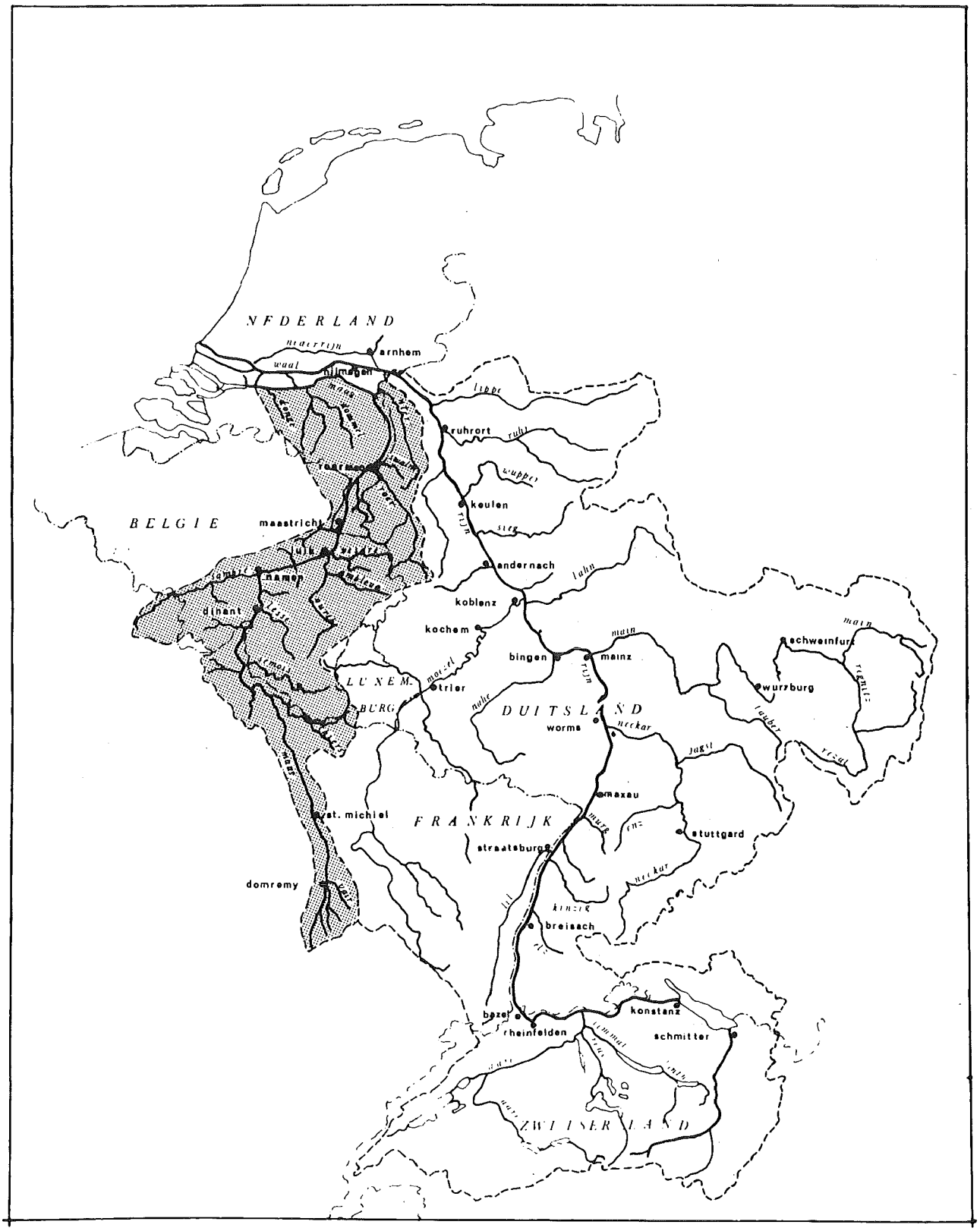


fig. 2.1-12 Stroomgebied Rijn en Maas

Het stroomgebied is smal en langgerekt en ligt in een weinig gevarieerde neerslagzône; het hoogwaterbed is niet erg groot en er zijn weinig meren of moerassen. Een wintersneeuwdek is er slechts in beperkte mate. Het gevolg is dat deze rivier grote variaties in afvoer kent, namelijk meer dan 3000 m^3/s bij extreme regenperioden tot minder dan 10 m^3/s bij extreme droge perioden.
Het cijfer voor de lage afvoer is echter wel wat te ongunstig, omdat van de Maas in België water wordt afgetapt.

Een veel gunstiger beeld vertoont de Rijn. Het stroomgebied is breder en heeft een meer gevarieerd neerslagtype (Alpen, Vogezen, Zwarte Woud). Er zijn vele meren, ook al omdat in Zwitserland een aantal zijrivieren in de loop der tijden is omgelegd en via meren is geleid. In fig. 2.1-6 werden deze sterk afgevlakte verlooplijnen van de Rijn gegeven. In fig. 2.1-13 zijn voor Rijn en Maas de gemiddelde en de 10% verlooplijnen vergeleken. Hieruit komt het verschil duidelijk tot uitdrukking.

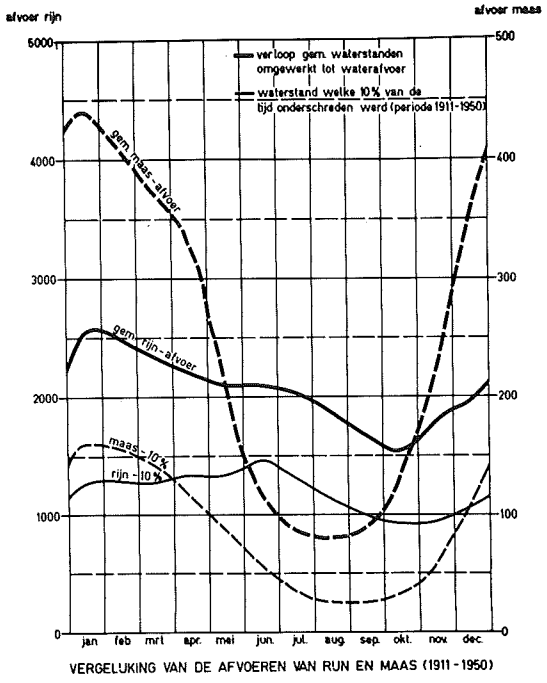


fig. 2.1-13 Vergelijking afvoerverlooplijnen Rijn en Maas

De hoofdoorzaak van dit grote verschil komt door de aanwezigheid van een groot sneeuwgebied in het stroomgebied van de Rijn in Zwitserland. De invloed van sneeuwberging bij de Rijn komt hier duidelijk naar voren in fig. 2.1-14. Ingetekend is de geschatte afvoerverlooplijn indien er geen sneeuwaccumulatie zou zijn. Door deze accumulatie komt de laagwaterafvoer in Lobith uiterst zelden beneden de 600 m^3/s; een extreme hoogwaterafvoer bedraagt 12.000 m^3/s.
Uit de figuur blijkt dat de gemiddelde afvoer in Lobith ongeveer het dubbele is van de afvoer te Basel. Zonder sneeuwaccumulatie zou de afvoer te Basel ongeveer dezelfde zijn als die van de gezamenlijke zijrivieren beneden Basel.

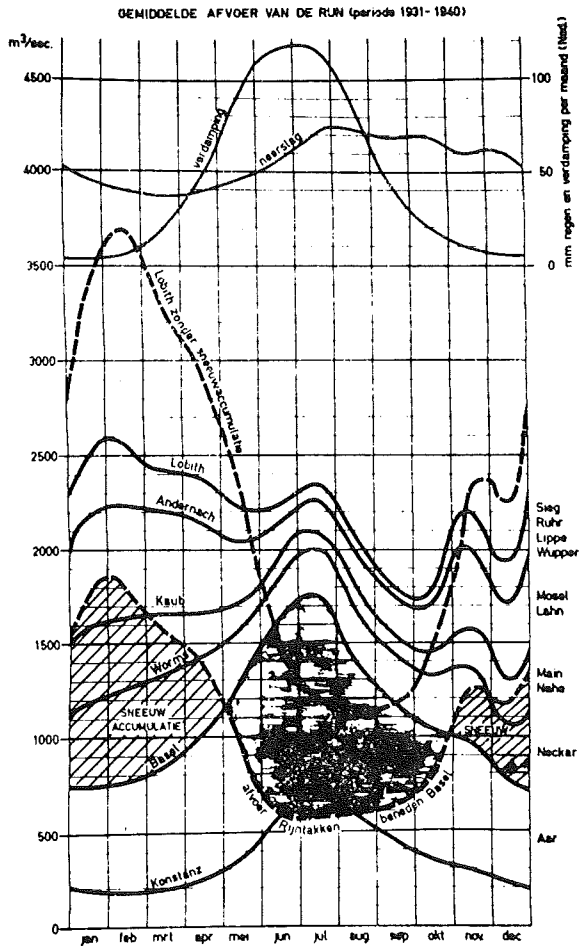


fig. 2.1-14 Gemiddelde afvoerverloplijnen langs de Rijn en invloed sneeuwaccumulatie

Een ander beeld van accumulatie vertoont de rivier de Niger (fig. 2.1-15). Deze tropenrivier die in Sierra Leone ontspringt heeft in het eerste deel van zijn loop weinig berging en heeft eenzelfde karakter als de eerder besproken Benue. De Niger stroomt dan uit in de Sahara in een vroegere binnenzee nabij Timboektoe.
In de regentijd vormt de rivier hier grote moerassen en ondiepe meren. De voortplantingssnelheid van de hoogwatergolf wordt door deze ondiepe berging sterk vertraagd. Het deel van de afvoer dat niet verdampt (ongeveer 25%) komt dan ook pas maanden later uit dit moeras gebied en stroomt dan via een woestijngebied naar de regenrijke benedenloop. Aldaar is dan de regentijd reeds voorbij en is de daardoor opgetreden afvoergolf reeds gepasseerd. We zien in dit deel van de rivier dan ook een samenstel van twee afvoergolven optreden, waardoor de laagwaterperiode sterk ingekort en soms nauwelijks bemerkbaar is. Zie lit. [1-2].
Uit het bovenstaande volgt, dat grote moerasgebieden het voordeel geven dat de afvoervariatie sterk wordt gedempt; een nadeel in tropische gebieden is de sterke verdamping, sterker dan bij vrije afvoer. Inpoldering van dergelijke moerassen geeft dus vergroting van de rivierafvoer, maar ook versterking van de afvoervariatie.

Een voorbeeld van sterke verdamping leveren ook de grote papyrus moerassen (de Sudds) in de Nijl bij de samenvloeiing van Bahr el Ghazal en Bahr el Jebel (fig. 2.1-16). Het water van de Nijl is afkomstig uit drie gebieden, het equatoriale merenplateau, de equatoriale rug in de Congo, en het bergland van Ethiopië (Abessinië). De regenval in deze gebieden is ongeveer gelijk (1,20 à 1,40 m.) maar ongelijk verdeeld over het jaar (fig. 2.1-17). De invloed van de zonnestand is duidelijk te bespeuren, al zijn er storingen door de topografische configuratie.

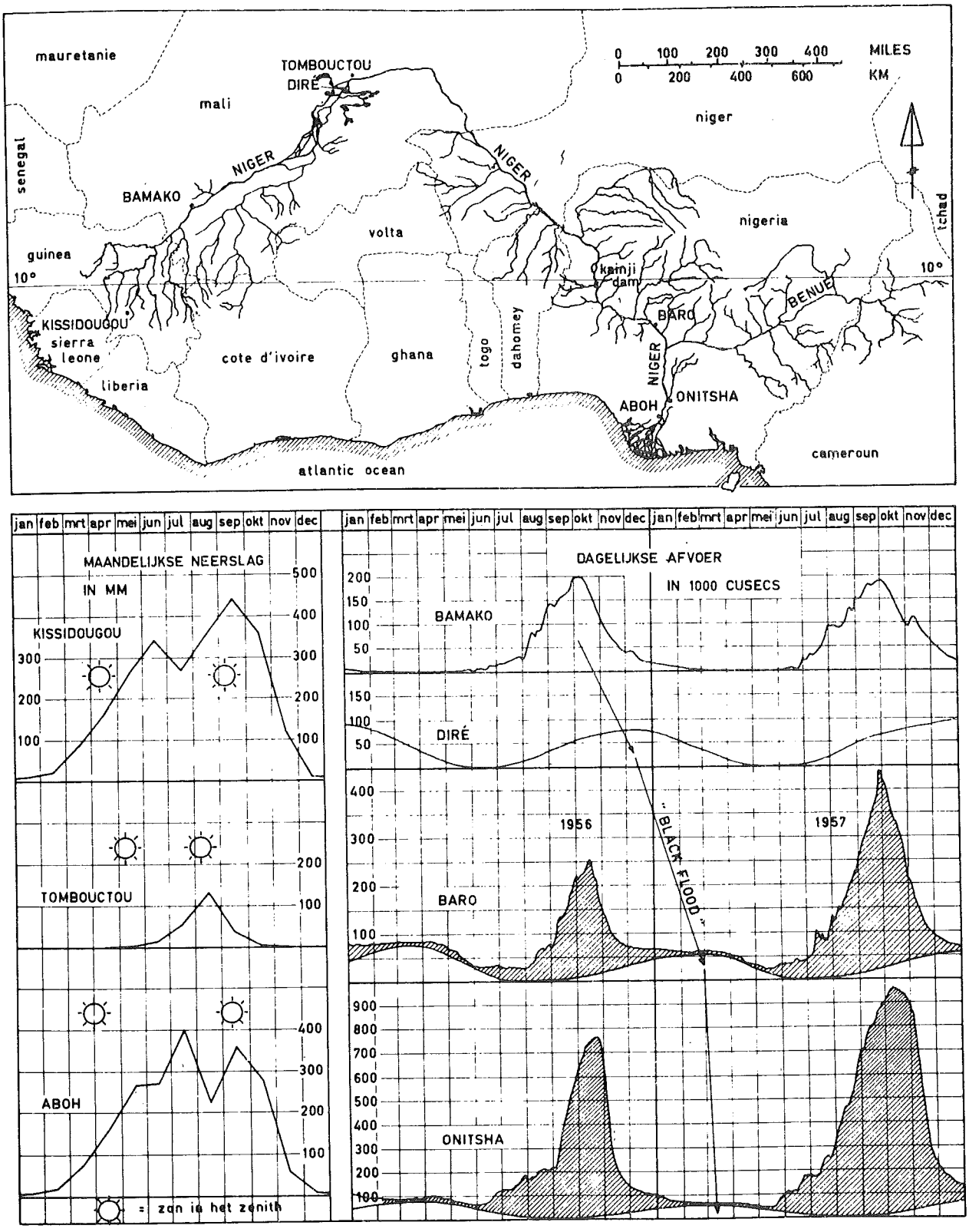


fig. 2.1-15 Stroomgebied, gemiddeld neerslagverloop en gemiddelde afvoerverlooplijnen van de Niger

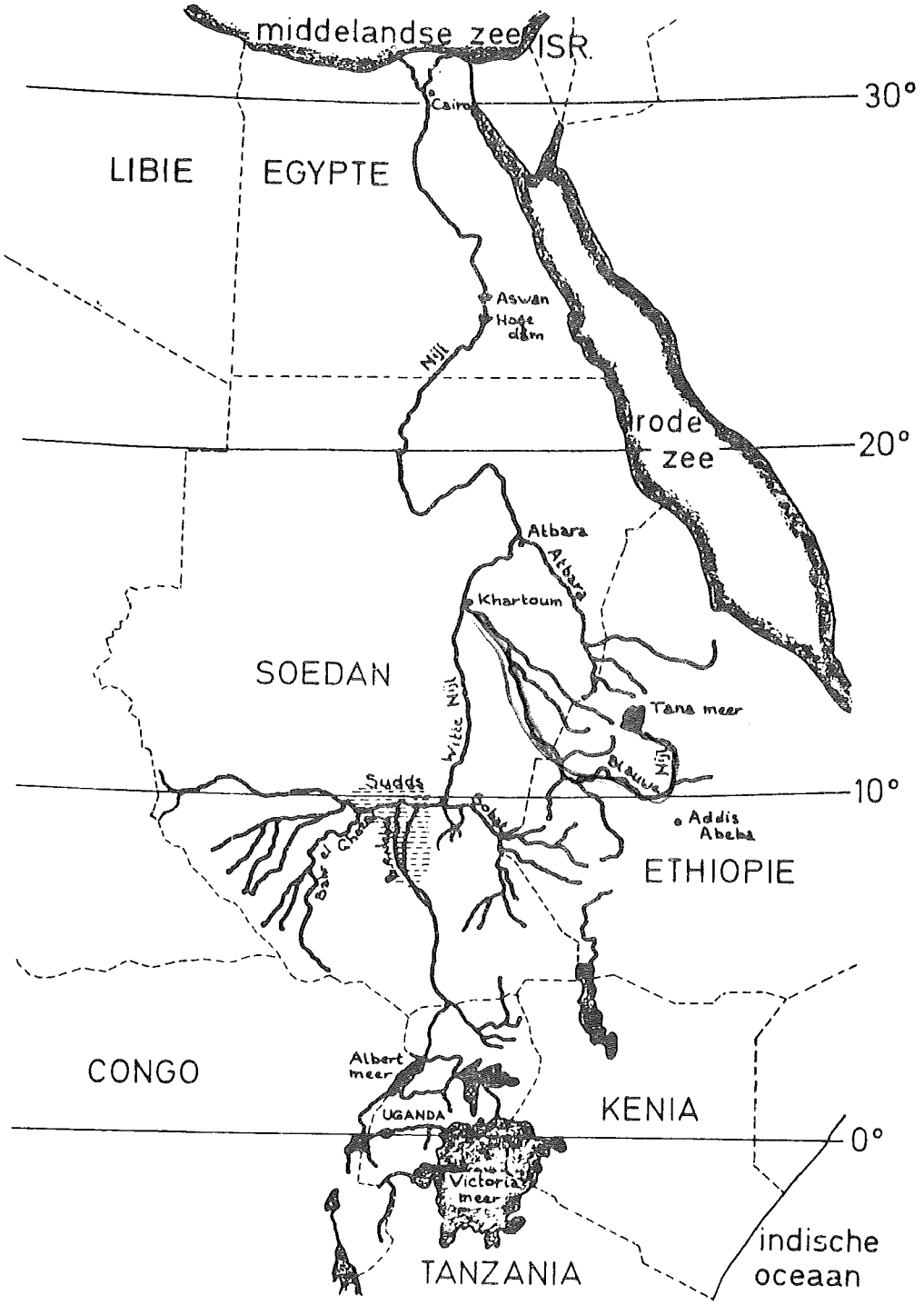


fig. 2.1-16 Stroomgebied van de Nijl

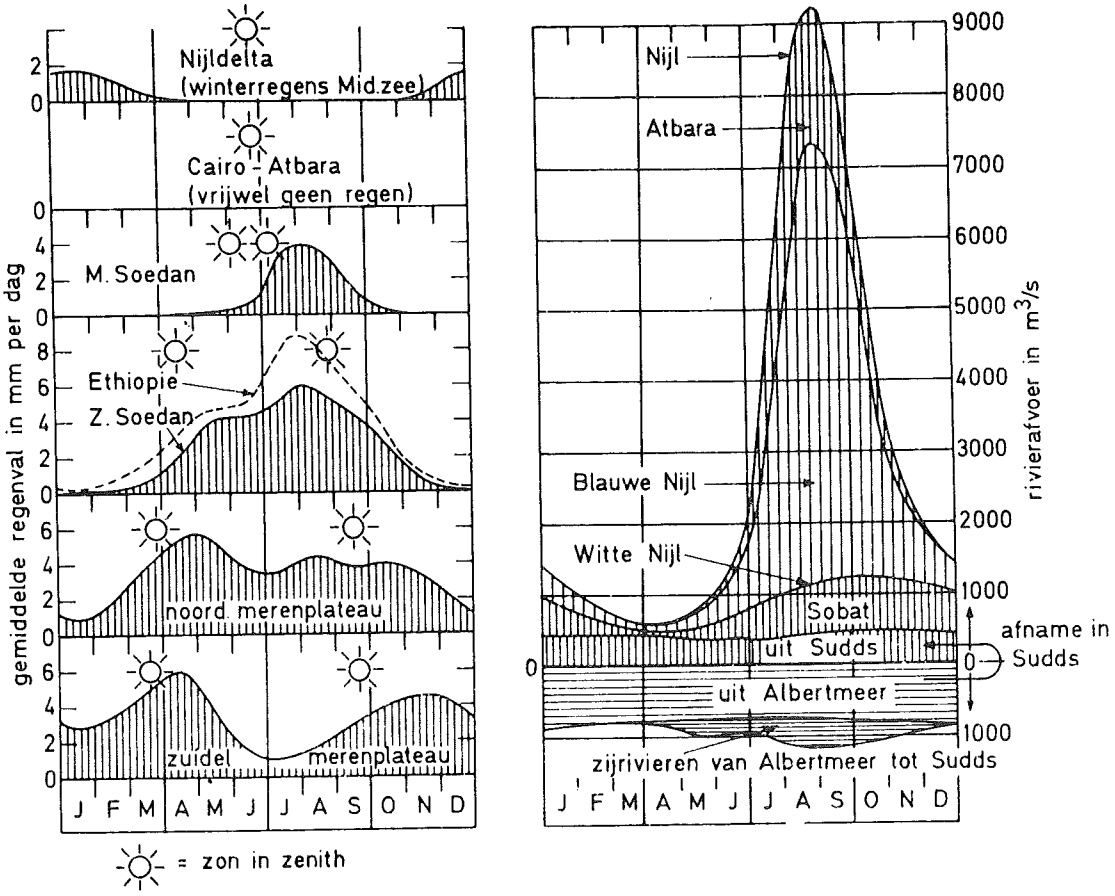


fig. 2.1-17 Gem. regen- en afvoerverlooplijn van de Nijl

De gemiddelde waterbalans van het merenplateau is als volgt:

regen op de meren	98.10^9	m^3/jaar
aanvoer riviertjes	16.10^9	
	114.10^9	
verdamping	93.10^9	
netto afvoer	21.10^9	m^3/jaar = 600 m^3/s

De waterstandsvariatie op het Victoriameer bedraagt normaal niet veel meer dan 1 voet; de afvoervariatie in het jaar is dan ook gering.

Na enkele droge jaren (weinig regen, extra veel verdamping) kan de daling meer dan 5 voet zijn. Dit betekent dat het daarna jaren kan duren voordat de afvoer weer normaal is geworden (7 magere en 7 vette jaren).
Dit water van het merenplateau stroomt tezamen met het water, afkomstig van de equatoriale rug, in de eerdergenoemde Sudds. Bij grote rivieraanvoer uit de equatoriale rug wordt het oppervlak van de moerassen sterk vergroot en is de verdamping enorm (meer dan 70% van de aanvoer). Bij kleine aanvoer zijn de Sudds droog en is de verdamping dus klein. Deze variatie in verdamping geeft dus een sterke demping in de afvoervariatie. Een dergelijke demping is er nauwelijks bij de volgende zijrivieren Blauwe Nijl (Tanameer) en Atbara. In fig. 2.1-17 is het gemiddelde verloop van de afvoer gegeven. In de laagwaterperiode wordt de afvoer verder verkleind door irrigatie-aftapping, zodat dan nauwelijks enig zoet water de Middellandse Zee bereikt. Het zal duidelijk zijn dat een dergelijke toestand vraagt om ingrijpende maatregelen. De bouw van reservoirs is dan ook reeds vroegtijdig ter hand genomen.

Dergelijke voorbeelden van rivieren met een bijzonder afvoerkarakter zouden met vele andere voorbeelden kunnen worden uitgebreid. Genoemd kunnen worden de wadis in Noord-Afrika ten zuiden van het Atlasgebergte, grondwaterrivieren die een eindweegs ten zuiden van het gebergte in de regentijd ontstaan op plaatsen waar het grondwater aan de oppervlakte treedt, en stroomafwaarts weer opdrogen als de infiltratie de hele rivierafvoer weer heeft opgeslokt. Een ander voorbeeld is de Congo met zijn stroomgebied zowel ten zuiden als ten noorden van de evenaar, waardoor twee dubbele regentijden aanwezig zijn die de rivier een zeer gelijkmatige afvoer geven. Of een rivier als de Niagara, die een nog gelijkmatiger afvoer heeft door het enorme, accumulerende merengebied van Noord-Amerika. Voor een inzicht in deze materie kan echter met het bovenstaande worden volstaan.
Voor een overzicht van een aantal grote en minder grote rivieren is tenslotte in de tabel van fig. 2.1-18 een overzicht gegeven van de gemiddelde en extreme waterafvoeren, en van de hoeveelheden vaste stof. Ter vergelijking is hierbij ook de Rijn geplaatst, hoewel er

no.	rivier	meetstation	stroom-gebied km²	lengte km	waterafvoer m³/s			sedimenttransport 10⁶ ton/jaar				degradatie in mm/jaar
					gem.	hoog	laag	totaal	bodem-	zwevend	zwevend in ppm	
1	Amazone	monding	7.050.000	6.700	100.000	200.000		900		900	290	0,085
2	Congo	idem	3.700.000	4.700	44.000	75.000	23.000	70	5	65	47	0,013
3	Orinoco	idem	950.000	2.750	25.000	46.000	7.500			87	110	
4	Yangtse Kiang	idem	1.830.000	5.600	22.000	80.000	4.000	970		970	1400	0,353
5	Brahmaputra	Bahadurabad	636.130	2.900	19.200	55.500	3.400			730	1200	
6	La Plata (Parana)	monding	3.000.000	4.000	19.000			90		90	150	0,020
7	Mississippi	idem	3.923.800	6.200	17.700	80.000	3.500		35	325	580	
8	Yenissei	idem	2.590.000	4.500	17.500	76.000	4.000	11,4		11,4	21	0,003
9	Lena	idem	2.430.000		16.300	73.800	1.120			12	23	
10	Zambesi	idem	1.300.000	2.700	16.000		250	100		100	200	0,051
11	Mekong	idem	795.000	4.200	15.000	60.000	1.700	80		80	170	0,067
12	Ganges	delta	1.000.000	2.500	14.000	60.000	1.740	1480		1480	3360	0,987
13	St. Lawrence	monding	1.290.000	3.800	14.000			3		3	7	0,002
14	Irrawaddi	idem	415.000	2.000	13.500	64.000	1.300	300		300	700	0,482
15	Ob	idem	2.950.000	5.150	12.200	32.000	3.000	16		16	42	0,004
16	Amur	idem	2.055.000	4.660	11.000	21.700	860			52	150	
17	Wolga	idem	1.500.000	3.900	8.400	26.000	3.000	25		25	95	0,011
18	Magdalena	Calamar	280.000	1.500	7.000	16.000	2.500	220		220	1000	0,524
19	Donau	monding	817.000	2.833	6.440	17.000	1.600	67,5	0,05	67,5	333	0,055
20	Indus	idem	960.000	3.000	6.400	26.000	490	400		400	1985	0,278
21	Niger	idem	1.112.000	4.100	5.700	30.000	1.200	40		40	225	0,024
22	Hoangho	idem	775.000	4.350	4.000	25.000	900	1900		1900	15000	1,630
23	Nijl	delta	2.900.000	6.300	3.000			60		60	635	0,014
24	Oranje Rivier	monding	830.332		2.900			153		153	1675	0,122
25	Rijn	delta	362.000	1.320	2.200	12.000	500	0,53	0,3	0,23	34	0,001
26	Missouri	monding	1.370.000	4.000	2.000			204	4	200	3175	0,099
27	Rhône	idem	96.000		1.700			10	2	8	150	0,069
28	Dnjepr	idem	460.000	2.270	1.600	5.000	700	1,2		1,2	24	0,002
29	Po	idem	70.091	680	1.480			15		15	320	0,143
30	Weichsel	idem	194.000	1.010	1.010			1,5		1,5	47	0,005
31	Chao Phya	idem	160.090		960	3.900	100			11	364	
32	Kura	idem	178.000		580	1.480	270	37		37	2025	0,139
33	Oder	idem	109.570	890	530			0,13		0,13	8	0,001
34	Tone (Japan)	Matsudo	12.000		475			3		3	200	0,167
35	Ishikari (Japan)	monding	12.700		420	1.100	200	1,8		1,8	136	0,094
36	Murray-Darling	idem	1.080.000	3.700	400					32	2540	
37	Tiber	idem	16.545		230	340	125	6		6	830	0,242
38	Waipawa (N. Zeeland)	Kanakanaia	1.580		46			11		11	7590	4,641

fig. 2.1-18 Enige gegevens van een aantal rivieren

vele rivieren te noemen zouden zijn die een grotere gemiddelde afvoer hebben.

Bij het verzamelen van waterstand- en afvoergegevens op een bepaald punt van de rivier kan men in vele gevallen gebruik maken van bestaande gegevens op andere punten van deze rivier. Het overbrengen van frequentielijnen, extreme waarde lijnen enz. van een punt van de rivier naar een ander punt is mogelijk indien er een vaste relatie bestaat. Daarom moet in de eerste plaats een toestand van permanentie bestaan, d.w.z. over een redelijk lange tijd genomen (dagen) moet de afvoer onveranderd blijven. Dit kan dus niet ten aanzien van hoogwatergolven, die bij hun voortplanting vervormingen ondergaan. In dat geval kan alleen een lange golf berekening de relatie geven. We mogen dus geen extreme waarde grafiek naar een ander punt overplaatsen. Is er in een riviervak geen onafhankelijke toevoer van zijrivieren naar de rivier, dan mag men, bij verwaarlozing van verdamping, infiltratie enz. aannemen dat de rivierafvoer langs de rivier niet verandert. Men mag dan bij benadering afvoerfrequentiekrommen overbrengen, mits men er rekening mee houdt, dat de extreme waarden in de frequentieverdeling beïnvloed worden door niet-permanente verschijnselen. Bij vertakking van rivieren (bijvoorbeeld Rijntakken) mag men aannemen dat de verdeling van het water bij één bepaalde afvoer onveranderlijk is, tenzij de takken onderling wijziging ondergaan, zoals bij aanzandingen, bochtverlegging enz.
Bij het verzamelen van waterstandsgegevens ligt de zaak wat gecompliceerder. De verhanglijn van rivieren, dat is de helling van de waterspiegel, zal over het algemeen, stroomafwaarts gaande, geleidelijk afnemen. De reden hiervan, die later bij de morfologie nader ter sprake zal komen, is gelegen in de afname stroomafwaarts van het quotiënt af te voeren sediment gedeeld door af te voeren water. In fig. 2.1-2 zagen we het voorbeeld van de Benue. Dit verhang varieert bij alluviale zandtransporterende rivieren van ongeveer 10^{-3} (één meter per km.) in bovenlopen, 10^{-4} in middenlopen tot ongeveer 10^{-5} in verschillende benedenlopen. De variatie in waterstanden tussen zeer lage en zeer hoge afvoer is vaak in de middenloop het grootst; bij vele rivieren vinden we waarden tussen 6 en 10 meter.

Waterstanden worden bij verschillende rivieren gemeten ten opzichte van een horizontaal nul-vlak; op de Nederlandse Rijn bijvoorbeeld ten opzichte van N.A.P. Het verval tussen twee peilschalen is dus direct afleesbaar; gedeeld door de lengte langs de as van de rivier geeft dit het verhang. Bij andere rivieren, bijvoorbeeld langs de Duitse Rijn, zijn de peilschalen niet direct aan een nulvlak gekoppeld, maar wordt de nulstand van de peilschaal meestal onder de laagste rivierstand ter plaatse gekozen zodat men altijd positieve waterstanden heeft. Voor een onderlinge koppeling heeft men later deze nulstand weer aangemeten aan een gemeenschappelijk vergelijkingsvlak, in Duitsland bijvoorbeeld aan N.N. (Normal Null), dat is ongeveer ons N.A.P.
De onderlinge betrekking van waterstanden aan verschillende peilschalen wordt verkregen door zogenaamde betrekkingslijnen (fig. 2.1-19). De betrekking van standen treedt alleen op in perioden van "staand water" (permanente of vrijwel permanente beweging). Deze betrekking is onveranderlijk over alle peilschalen in een riviertraject en in de delta-vertakkingen indien tenminste geen variabele zijdelingse toevoer optreedt. In fig. 2.1-20 zijn de betrekkingslijnen gegeven voor het stelsel Rijn-Pannerdens Kanaal-Nederrijn-Lek. Uiteraard is de toestand wel variabel indien getij-invloeden van beneden merkbaar worden.

Zijn er wel onafhankelijke zijrivieren die water aanvoeren dan worden de grafieken gecompliceerder. Zie hiervoor |1-2|.

Behalve een horizontaal vergelijkingsvlak gebruikt men bij rivieren soms ook een hellend vergelijkingsvlak. Dit is bijvoorbeeld het geval bij het in kaart brengen van rivierpeilingen. In verschillende landen wordt hiervoor gekozen de waterspiegel bij een standaard laagwaterafvoer; in Nederland bijvoorbeeld O.L.R. (ongeveer 5% onderschrijdingskans).

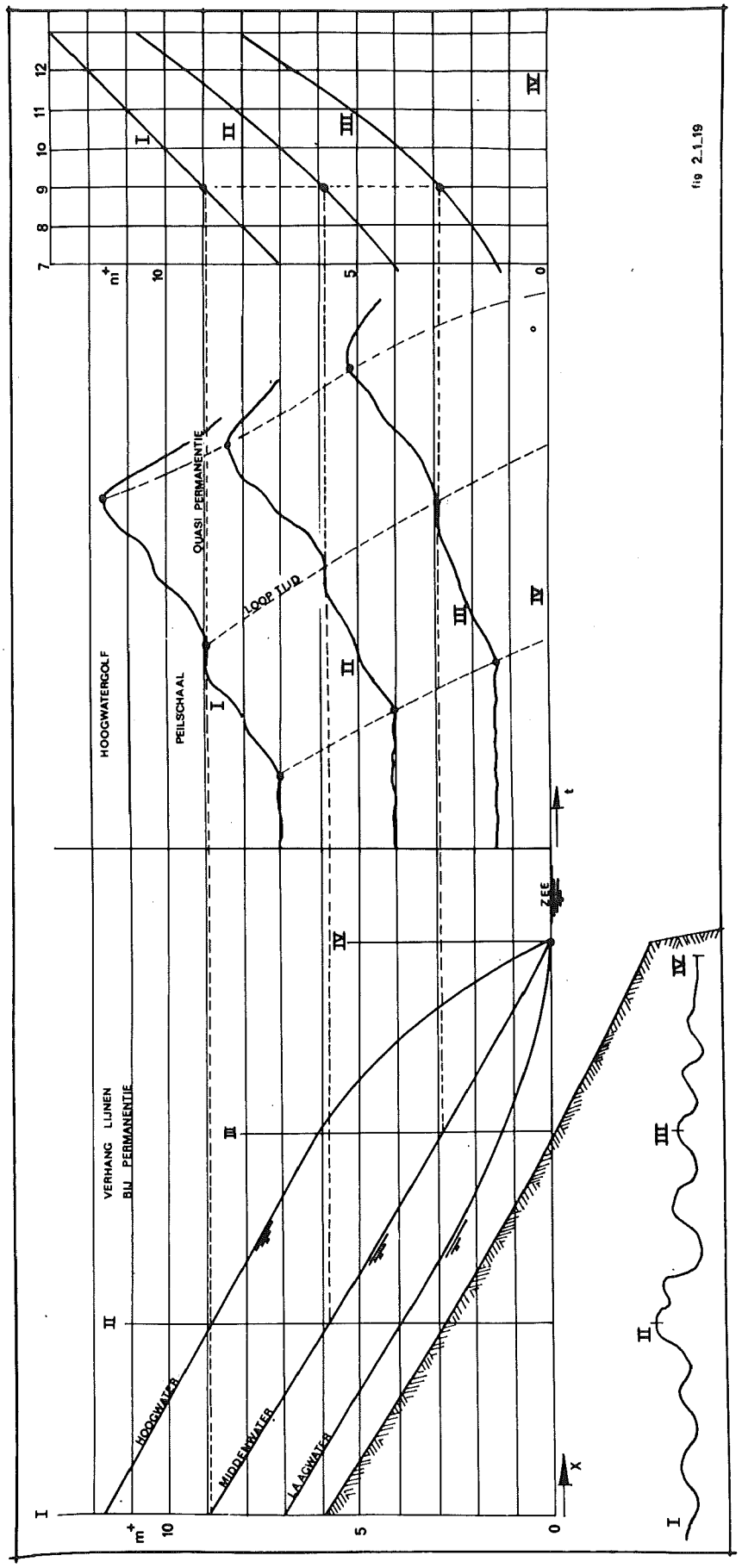


fig. 2.1-19 Principe van een betrekkingslijn voor waterstanden

BETREKKINGSLIJNEN VOOR NEDERRIJN, LEK, NIEUWE MAAS EN ROTTERDAMSE WATERWEG R

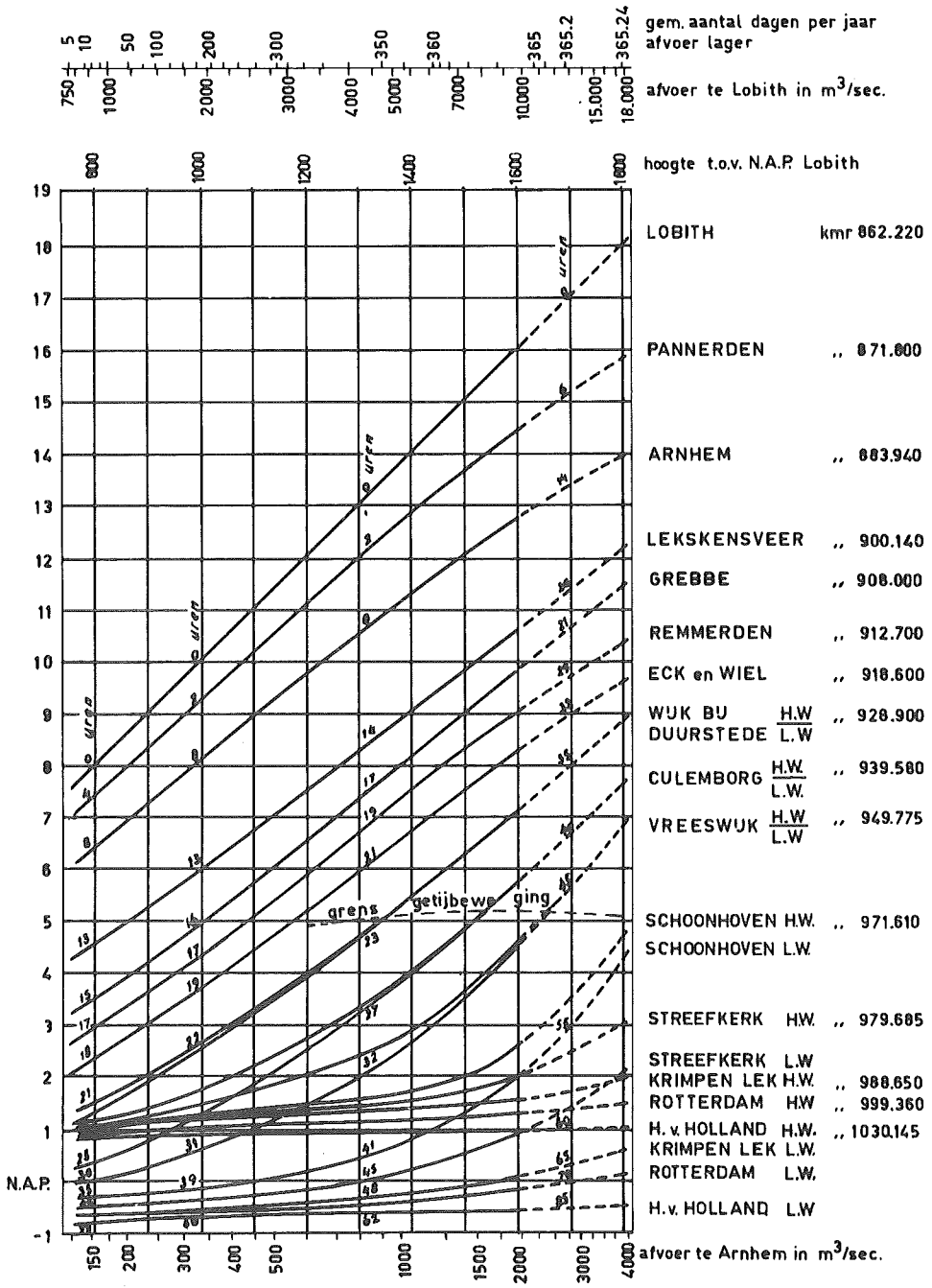


fig. 2.1-20 Betrekkingslijnen Nederrijn

2.2 Waterloopkunde van rivieren

2.2.1 Inleiding

In het volgende zullen enkele punten uit de vloeistofmechanica worden opgehaald, en een kleine uitbreiding gegeven voor zover van belang voor enig inzicht in de rivierloopkunde.
De waterbeweging in rivieren wordt beheerst door de bewegingsvergelijkingen en de continuïteitsvergelijking. In de bewegingsvergelijkingen wordt het samenspel van krachten en schijnkrachten gegeven; in de continuïteitsvergelijking gaat het om het behoud van de massa van het toe- en afstromende, onsamendrukbare water in waterlopen met vrije waterspiegel.
Deze vergelijkingen zijn zonder verdere aannamen niet oplosbaar; steeds gaat het erom bepaalde veronderstellingen of vereenvoudigingen in te voeren, die het vraagstuk oplosbaar maken. In vele gevallen betreft dit het verwaarlozen van bepaalde termen uit de vergelijkingen; een onderlinge vergelijking van de orde van grootte van deze termen is daarvoor een eerste vereiste. Dit komt bijvoorbeeld duidelijk naar voren bij het dikwijls negeren van het niet-permanente karakter van de waterbeweging.
Elke waterbeweging in rivieren heeft een niet-permanent karakter, dat wil zeggen is tijdsveranderlijk. In de eerste plaats is de rivierafvoer opgebouwd uit een samenstel van afvoergolven, veroorzaakt door neerslagbuien met hun afvoer, berging en lediging. Deze afvoergolven hebben over het algemeen een langzaam verloop en behoren tot de groep der lange golven. Indien het ons niet gaat om het leren kennen van deze golven, hun voortplanting,vervorming en demping, dan kunnen wij de vraagstukken in vele gevallen als permanente of quasi-permanente stroming behandelen.
In de tweede plaats treden in open waterleidingen steeds slingeringen op; het water volgt de weg van de minste weerstand met behulp van slingering om de evenwichtsligging, zoals dat overal in de natuur en ook in het maatschappelijk leven gebeurt; slingering met opslingering en demping, ofwel polarisatie, extremisme en compromis. In de waterloopkunde rekenen wij ook hier in vele gevallen met permanente beweging, al is bij sommige verschijnselen van morfologie, neerstroming en wateruitwisseling de slingering niet te verwaarlozen of zelfs hoofdzaak.
In de derde plaats is de waterbeweging in rivieren nooit laminair, maar steeds turbulent. In vele gevallen kunnen wij deze niet-permanente

verschijnselen verwaarlozen, mits we een middelingsprocedure toepassen en coëfficienten invoeren. In sommige gevallen is daarentegen weer de turbulentie een belangrijk facet van onze beschouwingen.
In de vierde plaats worden in de waterbewegingen soms trillingen opgewekt, die van grote invloed kunnen zijn op het krachtenspel. Dit kan zich bijvoorbeeld voordoen bij kunstwerken, zoals afsluiters en stortebedden. Met dergelijke moeilijke dynamische verschijnselen zal de ontwerper rekening moeten houden, maar in de stromingsleer zijn ze vaak te verwaarlozen.
Bij het vereenvoudigen van niet-permanente verschijnselen in permanente of quasi-permanente stromingen kunnen wij soms in moeilijkheden komen als er naijlingsverschijnselen optreden. Een voorbeeld is het probleem van de bodemruwheid, die beheerst wordt door de aanwezige bodemribbels; ribbels die eerder bij een hogere of lagere afvoer gevormd zijn en die zich niet zo snel kunnen aanpassen aan de nieuwe stromingstoestand. In vele gevallen zullen wij dit bij onze berekeningen moeten verwaarlozen bij gebrek aan kennis.
Na de vereenvoudiging tot permanente beweging, dus na eliminatie van alle tijdsafhankelijke factoren, worden verschillende berekeningen mogelijk. In een aantal gevallen zullen wij een volgende vereenvoudiging willen toepassen door de stroming onafhankelijk van plaats te maken. Wij nemen dan aan, dat in opeenvolgende dwarsprofielen eenzelfde stromingstoestand bestaat. Nemen we bij de keuze van het assenstelsel de x-as niet horizontaal maar langs de hellende bodem (de s-as) dan volgt hieruit dat alle termen in de richting van de stroombaan s onveranderlijk zijn, dus alle afgeleiden $\partial/\partial s$ gelijk nul. Deze stroming noemen we eenparig. Een van de kenmerken ervan is, dat er geen versnellingen en vertragingen zijn, en dat de energieverliezen bij deze stroming primair beheerst worden door de wandwrijving. Bodem-, waterspiegel- en energieverhanglijn liggen evenwijdig; er is een toestand van evenwicht bij de zogenaamde evenwichtsdiepte.
Bij rivieren zullen we meestal niet te maken hebben met eenparige beweging; we zullen moeten rekenen met niet-eenparige waterbeweging. Ook dan zullen we veelal rekenen met verschillende grootheden die we bij de eenparige beweging hebben leren kennen, zoals de schuifspanning en de wandwrijving. Het belangrijkste verschil met de eenparige beweging is het optreden van versnellingen en vertragingen bij de niet-eenparige

beweging. In opeenvolgende doorsneden behoeft de stroomsnelheid - en daardoor de snelheidshoogte of Bernouilliterm $\overline{u}^2/2g$ - niet constant te zijn. Bodem-, waterspiegel- en energieverhanglijn liggen niet meer evenwijdig, er is geen evenwichtsdiepte.

Bij deze stroming worden de energieverliezen niet meer uitsluitend bepaald door de wandwrijving; de vertragingsverliezen gaan een rol spelen.

Bij ideale vloeistofstroming, dus zonder energieverliezen (potentiaalstroming) blijft voor een vloeistofdeeltje de som van potentiële, druk-, en kinetische energie gelijk; onderlinge uitwisseling van deze energiedelen is steeds mogelijk. Bij niet-ideale stroming mogen we dit nog wel aannemen in geval van versnelling. In geval van vertraging treden echter de bekende vertragingsverliezen op. Er zijn zelfs voorbeelden, waarbij het vertragingsverlies zodanig domineert, dat het over korte afstand optredende wrijvingsverlies verwaarloosd mag worden (overlaat, watersprong). Bij rivieren treedt een gemengde vorm op; er is wrijvingsverlies maar bij niet-eenparige beweging ook vertragingsverlies. Aangezien deze vertragingen bij rivieren over het algemeen zeer geleidelijk optreden (bijv. uitstroming in meer), en de grootte van vertragingsverliezen afhangt van de sterkte van vertraging (bij botsing gaat bijv. de totale kinetische energie verloren, bij zeer geleidelijke vertraging wordt de kinetische energie daarentegen volledig in potentiële energie omgezet), worden bij rivierberekeningen de vertragingsverliezen vaak verwaarloosd.

De vereenvoudigingen die in het voorgaande in de vergelijkingen werden aangebracht hadden betrekking op de veranderlijkheid in de tijd ($\partial/\partial t = 0$) en in de plaats ($\partial/\partial x = 0$). We komen nu tenslotte aan een vereenvoudiging die vaak mag worden toegepast betrekking hebbend op het dwarsprofiel.

In wezen ondervindt elk waterdeeltje krachten en schuifspanningen in de drie richtingen van het assenstelsel, en heeft het ook een snelheidsontbondene in elk van de drie richtingen, die voor elk deeltje anders is. Bij vele berekeningen mogen we hierin vereenvoudigingen aanbrengen.

In de eerste plaats bekijken we niet afzonderlijke waterdeeltjes, maar stroombuizen. We nemen aan, dat in zo een stroombuis de deeltjes een gelijk gedrag hebben (stroomrichting, stroomsnelheid enz.). Afhankelijk van een vereiste grotere of kleinere nauwkeurigheid nemen we de buis kleiner of groter in doorsnede.

Bezien we een vertikaal dan treedt hierin een bepaalde snelheidsverdeling op; de snelheid nabij de bodem is kleiner dan nabij het wateroppervlak. Voor vele problemen speelt dit geen rol; we kunnen deze verdeling vervangen door een middelbare snelheid. Hiermee is het probleem tweedimensionaal geworden, de stroombuis reikt van de bodem tot het oppervlak; we hebben het dwarsprofiel "platgeslagen". In vele gevallen kunnen we nog een stap verder gaan en het hele dwarsprofiel als één buis beschouwen waarin stroomrichting, stroomsnelheid, schuifspanning, waterstand enz. voor alle waterdeeltjes gelijk zijn. (Fig. 2.2.-1). In het volgende zal, na de algemene behandeling van de vergelijkingen, eerst deze één-dimensionale stroming worden besproken. Pas daarna wordt ingegaan op enkele meer-dimensionale stromingstoestanden die bij rivieren optreden.

2.2.2 Basisvergelijkingen uit de vloeistofmechanica

In dit hoofdstuk worden de basisvergelijkingen voor niet-permanente of niet-stationaire waterbewegingen zonder afleiding gegeven. Hiervoor wordt verwezen naar de colleges vloeistofmechanica (b72 en b73a). Voor uitgebreidere informatie wordt verwezen naar handboeken als Lamb, 1932 [2.2-1] ; Chow, 1959 [2.2-2] ; Henderson, 1970 [2.2-3] e.d. Allereerst wordt de drie-dimensionale waterbeweging gegeven. Voor de meeste toepassingen bij rivieren is de kennis hiervan niet vereist. Alleen bij de spiraalstroming in rivierbochten zijn deze basisvergelijkingen van belang. In de meeste gevallen kan worden volstaan met de gemiddelde snelheden over de waterdiepte of over het dwarsprofiel. De basisvergelijkingen voor de twee-dimensionale waterbeweging worden gevonden door de drie-dimensionale basisvergelijkingen over de waterdiepte h te integreren met inachtname van de randvoorwaarden die aan de bodem en het wateroppervlak gelden.
Voor meer gecompliceerde rivierproblemen kan deze twee-dimensionale beschouwing met succes worden toegepast.
De basisvergelijkingen voor de één-dimensionale waterbeweging worden tenslotte gevonden door een zorgvuldige middeling over het dwarsprofiel van een rivier. Voor de meeste rivierproblemen kan de rivier zodanig geschematiseerd worden, dat met één-dimensionale waterbeweging gerekend mag worden.

2.2.2.1 Drie-dimensionale waterbeweging:

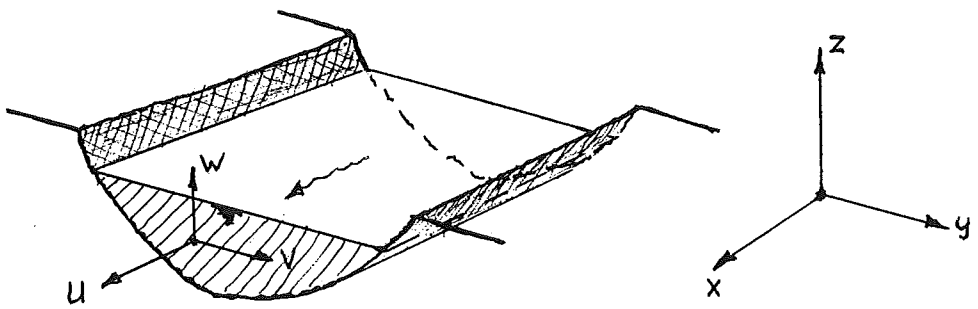


fig. 2.2-1

Bewegingsvergelijkingen:

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(U^2) + \frac{\partial}{\partial y}(UV) + \frac{\partial}{\partial z}(UW) + g\frac{\partial z_W}{\partial x} - 1/\rho \cdot \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} - f \cdot V = 0 \qquad (2.2\text{-}1)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(UV) + \frac{\partial}{\partial y}(V^2) + \frac{\partial}{\partial z}(VW) + g\frac{\partial z_W}{\partial y} - 1/\rho \cdot \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + f \cdot U = 0 \qquad (2.2\text{-}2)$$

$$P = \rho g (z_W - z) \qquad (2.2\text{-}3)$$

Kontinuïteitsvergelijking:

$$\frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial y} + \frac{\partial W}{\partial z} = 0 \qquad (2.2\text{-}4)$$

Opm.: U, V en W zijn gemiddelde snelheden van een waterdeeltje.

$\frac{\partial z_W}{\partial x}$ is het waterspiegelverhang in x-richting

$\frac{\partial z_W}{\partial y}$ is het waterspiegelverhang in y-richting

2.2.2.2 Twee-dimensionale waterbeweging:

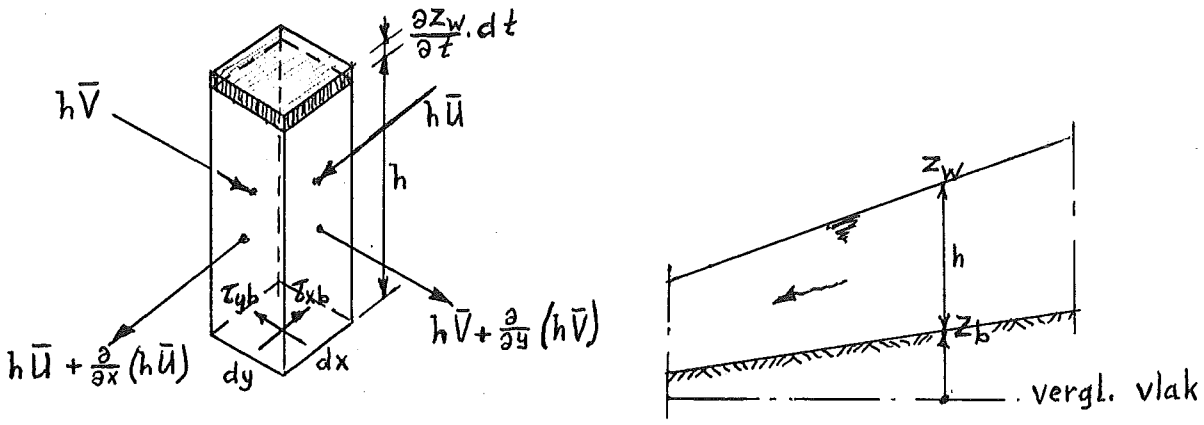


fig. 2.2-2

Bewegingsvergelijkingen:

$$\frac{\partial}{\partial t}(h\bar{U}) + \frac{\partial}{\partial x}(\alpha_1 h \cdot \bar{U}^2) + \frac{\partial}{\partial y}(\alpha_2 \cdot h\bar{U}\bar{V}) + gh\frac{\partial z_W}{\partial x} + 1/\rho\ \tau_{xb} - f \cdot h \cdot \bar{V} = 0 \qquad (2.2\text{-}5)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(h\bar{V}) + \frac{\partial}{\partial x}(\alpha_2 h\bar{U}\bar{V}) + \frac{\partial}{\partial y}(\alpha_3 h\bar{V}^2) + gh\frac{\partial z_W}{\partial y} + 1/\rho\ \tau_{yb} + f\cdot h\cdot\bar{U} = 0 \qquad (2.2\text{-}6)$$

$$\bar{P} = \rho g\,(z_W - z) \qquad (2.2\text{-}7)$$

Kontinuïteitsvergelijking:

$$\frac{\partial z_W}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(h\bar{U}) + \frac{\partial}{\partial y}(h\bar{V}) = 0 \qquad (2.2\text{-}8)$$

Opm.: De gemiddelde snelheden ($\bar{U}$ en $\bar{V}$) over een vertikaal zijn:

$$\bar{U} = 1/h\int_{z_b}^{z_W} U\,dz \qquad \text{en} \qquad \bar{V} = 1/h\int_{z_b}^{z_W} V\,dz$$

De α-coëfficiënten zijn afhankelijk van de snelheidsverdeling over een vertikaal en variëren veelal tussen 1,0 en 1,1:

$$\alpha_1 = \frac{1}{h\bar{U}^2}\int_{z_b}^{z_W} U^2\,dz \qquad \text{enz.}$$

τ_{xb} = schuifspanning op de bodem in x-richting
τ_{yb} = schuifspanning op de bodem in y-richting

Verder is $z_W - z_b = h$, zodat voor het waterspiegelverhang ook geldt:

$$\frac{\partial z_W}{\partial x} = \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial z_b}{\partial x} \qquad (2.2\text{-}9)$$

2.2.2.3 Eén-dimensionale waterbeweging:

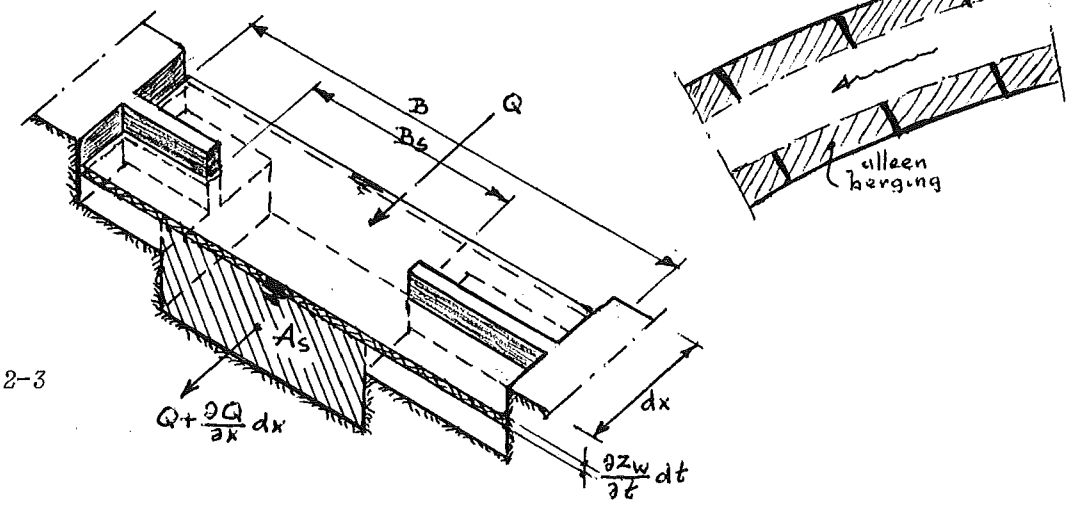


fig. 2.2-3

Bewegingsvergelijking:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\alpha' \frac{Q^2}{A_s}\right) + gA_s \cdot \frac{\partial z_W}{\partial x} + g \frac{Q|Q|}{C^2 \cdot R \cdot A_s} = 0 \qquad (2.2\text{-}10)$$

Deze vergelijking wordt, in kombinatie met de kontinuïteitsvergelijking, ook wel als volgt geschreven:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} - \alpha' \frac{2Q}{A_s} \cdot \frac{\partial A}{\partial t} + gA_s \cdot \left(1 - \alpha' \frac{Q^2 \cdot B_s}{gA_s^3}\right) \cdot \frac{\partial \bar{h}}{\partial x} - \alpha' \frac{Q^2}{A_s^2} \left.\frac{\partial A_s}{\partial x}\right|_{\bar{h}} +$$

$$+ gA_s \cdot \frac{\partial z_b}{\partial x} + g \frac{Q|Q|}{C^2 \cdot R \cdot A_s} = 0 \qquad (2.2\text{-}11)$$

Kontinuïteitsvergelijking:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = B \frac{\partial z_W}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \qquad (2.2\text{-}12)$$

Opm.: De afvoer Q over het totale stroomvoerende dwarsprofiel A_s is:

$$Q = \int_0^{B_s} h\bar{U}dy = \iint_{A_s} U \cdot dy \cdot dz$$

De α' coëfficiënt is afhankelijk van de snelheidsverdeling over het stroomvoerende dwarsprofiel:

$$\alpha' = \frac{A}{Q^2}\int_0^{B_s} \alpha_1 h\bar{U}^2 dy = \frac{A}{Q^2}\iint_A U^2 dydz$$

Bij overgang van vergelijking (2.2-10) op (2.2-11) is uitgegaan van:

$$\bar{h} = \frac{A_s}{B_s} \quad \text{en} \quad \left.\frac{\partial A_s}{\partial x} = B_s \cdot \frac{\partial \bar{h}}{\partial x} + \frac{\partial A_s}{\partial x}\right|_{\bar{h} = \text{constant}}$$

2.2.2.4 Snelheidsverdeling over de vertikaal:

Uitgaande van een permanente ($\frac{\partial}{\partial t} = 0$) éénparige stroming ($V = W = 0$; $\frac{\partial h}{\partial x} = 0$; $\frac{\partial U}{\partial x} = 0$), zonder corioliskracht, wordt met vergelijking (2.2-1)

en (2.2-9) gevonden dat moet gelden:

$$g \frac{\partial z_b}{\partial x} - 1/\rho \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = 0 \qquad (2.2\text{-}13)$$

Integratie naar z, met als randvoorwaarde dat voor $z = z_w$ geldt dat $\tau_{xz} = 0$ geeft:

$$\tau_{xz} = \tau_{xb} (1 - z/h) \qquad \text{met} \qquad (2.2\text{-}14)$$

$$\tau_{xb} = - \rho g h \frac{\partial z_b}{\partial x} = + \rho g h i_b \qquad (2.2\text{-}15)$$

De relatie tussen de schuifspanning τ_{xz} en de snelheid U_z in x-richting wordt op verschillende manieren opgebouwd.
De simpelste veronderstelling is dat $\tau_{turb.}$ op dezelfde manier is opgebouwd als $\tau_{visceus}$, d.m.v. met een coëfficiënt voor de z.g. turbulente (wervel)viscositeit (ε), n.l.:

$$\tau_{xz} = \rho \cdot \varepsilon \cdot \frac{\partial U}{\partial z} \qquad (2.2\text{-}16)$$

Een andere methode gaat uit van de z.g. mengweghypothese (Prandtl 1925, Von Kármán 1930). Hierin wordt verondersteld, dat de snelheidsvariaties in x- en z-richting evenredig zijn met de snelheidsgradiënt van de gemiddelde snelheid (zie fig. 2.2-4).

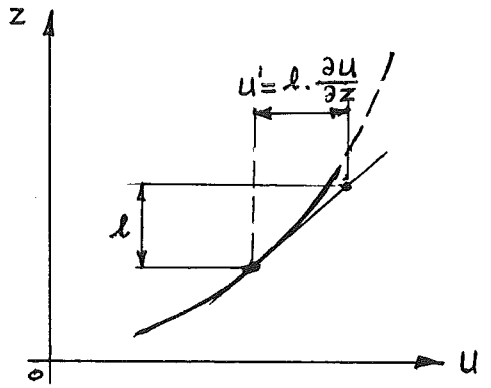


fig. 2.2-4

$$\tau_{xz} = \rho \cdot l^2 \cdot \left|\frac{\partial U}{\partial z}\right| \cdot \frac{\partial U}{\partial z} \qquad (2.2\text{-}17)$$

De mengweglengte (ℓ) is dan de gemiddelde afstand waarover de waterdeeltjes bewegen t.o.v. de gemiddelde stroming. Uit vergelijking (2.2-16) en 2.2-17) volgt dan:

$$\varepsilon = \ell^2 \left|\frac{\partial U}{\partial z}\right| \qquad (2.2\text{-}18)$$

Aangezien de vertikale verplaatsing van de waterdeeltjes nabij de bodem en de waterspiegel beperkt is, wordt aangenomen dat de mengweg daar gelijk aan nul is. Een interessant resultaat geeft het volgende mengwegverloop (zie fig. 2.2-5):

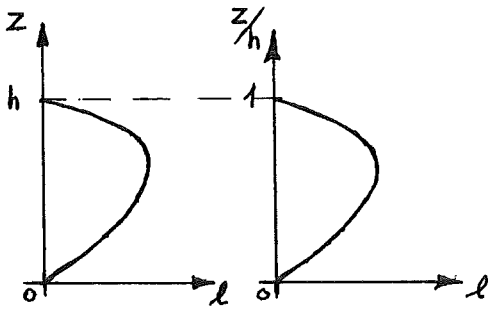


fig. 2.2-5

$$\ell = \kappa \cdot z \cdot (1 - z/h)^{\frac{1}{2}} \qquad (2.2\text{-}19)$$

Experimenteel werd voor de z.g. constante van Von Kármán $\kappa = 0{,}4$ gevonden.
Uit vergelijking (2.2-14), (2.2-17) en (2.2-19) wordt nu het volgende verband gevonden tussen de schuifspanning en de snelheid:

$$\tau_{xb} = \rho \cdot \kappa^2 \cdot z^2 \left|\frac{\partial U}{\partial z}\right| \frac{\partial U}{\partial z}$$

Met invoering van de z.g. schuifspanningssnelheid

$$U_*^2 = \frac{\tau_{xb}}{\rho} = ghi_b$$

moet dan gelden:

$$\frac{\partial U}{\partial z} = \frac{U_*}{\kappa} \cdot 1/z \qquad (2.2\text{-}20)$$

Geïntegreerd geeft dit, met inachtname dat de snelheid nul moet zijn en de hoogte z_0, de logarithmische snelheidsverdeling (zie fig. 2.2-6):

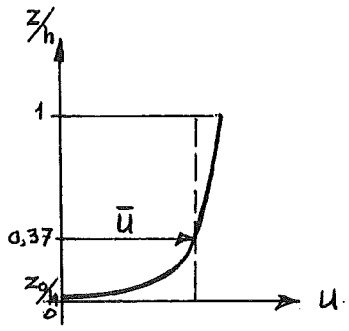


fig. 2.2-6

$$U = \frac{U_*}{\kappa} \cdot \ln (z/z_0) \qquad (2.2\text{-}21)$$

$$\bar{U} = \frac{U_*}{\kappa} \cdot \ln \left[\frac{h}{z_0} - 1 \right] \qquad (2.2\text{-}22)$$

Door invoering van de Chézy-coëfficiënt (C) ontstaat de formule van Chézy:

$$C = \frac{\sqrt{g}}{\kappa} \cdot \ln \left(\frac{h}{z_0} - 1 \right) \qquad (2.2\text{-}23)$$

$$\bar{U} = C \cdot \sqrt{h i_b} \qquad (2.2\text{-}24)$$

Zoals uit het voorgaande blijkt, is de snelheid gelijk aan nul op een afstand z_0 vanaf de bodem. Dit is een praktisch nulpunt voor het logarithmische verloop van de snelheidsverdeling ($z = 0 \rightarrow U = -\infty$).
Daarnaast moet nog gesteld worden dat de voorgaande theorie niet geldt nabij de bodem, omdat de viscositeit verwaarloosd is. De omstandigheid in dit gebied hangt voor een belangrijk deel samen met de ruwheid van de bodem, welke gekenmerkt wordt door de z.g. equivalente zandruwheid K.
Indien de ruwheid zeer klein is, zal er nabij de bodem een visceuze laag optreden waarvan de dikte δ gelijk is aan:

$$\delta = 11{,}6 \frac{\nu}{U_*} \qquad (2.2\text{-}25)$$

In de vloeistofmechanica worden drie gebieden onderscheiden:
1) een hydraulisch gladde bodem $\quad \delta >> K$
2) een hydraulisch ruwe bodem $\quad \delta < K$

} zie fig. 2.2-7

3) een overgangsgebied.

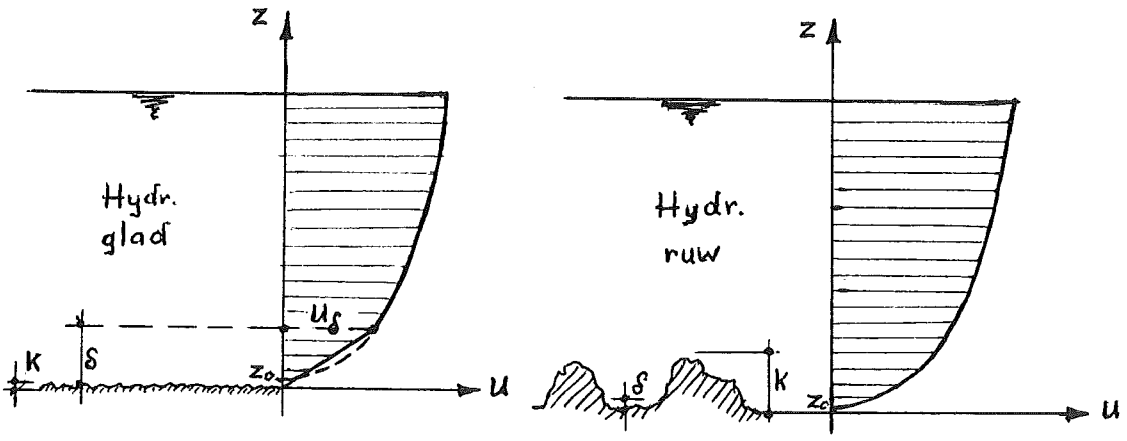


fig. 2.2-7

Het verband voor de diverse gebieden tussen δ, K, z_0 en C is in onderstaande tabel weergegeven. Dit verband is experimenteel gevonden uit proeven van Nikuradse. Zie o.a. Kenlegan, 1938 [2.2-4]; Thijsse, 1951 [2.2-5] en Colebrook and White, 1937 [2.2-6]

hydraulisch glad	hydraulisch ruw	overgangsgebied
$z_0 = \frac{\delta}{117}$	$z_0 = \frac{k}{33}$	$z_0 = \frac{\delta}{117} + \frac{k}{33}$
$C = 18 \log \frac{42\ h}{\delta}$	$C = 18 \log \frac{12\ h}{k}$	$C = 18 \log \frac{12\ h}{k + 2/7 \cdot \delta}$

Bij deze proeven werd de grootheid K gekarakteriseerd door de diameter van zandkorrels, welke op een vlakke bodem werden aangebracht (fig. 2.2-8).

fig. 2.2-8



Bij rivieren hebben we echter uitsluitend te maken met een hydraulisch ruwe bodem. Dit zal in het volgende voorbeeld worden aangetoond.

Voorbeeld Rivier:

$h = 5$ m
$i = 2.10^{-4}$
$\nu = 10^{-6}$ m^2/s
$D_{90} = 2.10^{-3}$

$U_* = \sqrt{ghi} = \sim 10^{-1}$ m/s
$\delta = 11{,}6 \frac{\nu}{U_*} = \sim 1{,}2.10^{-4}$ m
$D_{90} >> \delta$

Als weerstandformule voor rivieren wordt dan ook uitsluitend gebruik gemaakt van (fig. 2.2-9):

$$C = 18 \log \frac{12h}{D_{90}} \quad \left[m^{\frac{1}{2}}/s \right] \qquad (2.2\text{-}26)$$

Deze formule geldt echter nog steeds voor een vlakke, niet bewegende zandbodem. Aangezien er in de natuur geen homogene plaatsing van zandkorrels voorkomt, blijkt er uit proeven dat voor de ruwheid het beste gewerkt kan worden met D_{90}. Dit is wel begrijpelijk aangezien de grootste korrels relatief gezien de meeste invloed op de ruwheid hebben. De gevoeligheid van de korreldiameter in de formule is daarnaast niet zo groot. Stel dat de gekozen diameter een faktor 2 (100%) fout is, hetgeen bijzonder groot is, dan scheelt dit in de C-waarde 18 log 2 = 5,4. Aangezien de C-waarde in de praktijk meestal tussen de 80 en 35 $m^{\frac{1}{2}}/s$ ligt, komt dit neer op een fout van 7 à 14%.

In verschillende landen en handboeken wordt naast formule (2.2-26) nog wel eens gebruik gemaakt van de exponentiële snelheidsverdeling van Manning en Strickler, n.l.:

$$\bar{U} = \frac{25}{(D_{90})^{1/6}} \cdot h^{2/3} \cdot i^{\frac{1}{2}} \qquad (2.2\text{-}27)$$

Indien deze formule wordt omgezet in de Chézy-formule (2.2-24) dan wordt de daarbij behorende C-waarde (fig. 2.2-9):

$$C = 25 \left(\frac{h}{D_{90}} \right)^{1/6} \quad \left[m^{\frac{1}{2}}/s \right] \qquad (2.2\text{-}28)$$

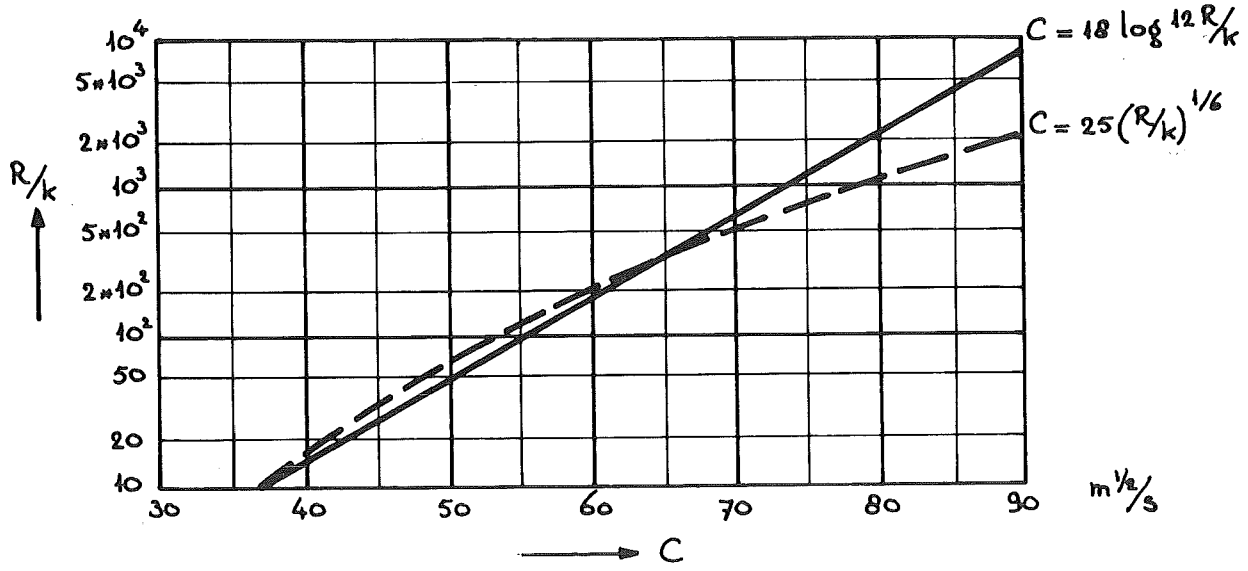


fig. 2.2-9

Bij rivieren ontstaan er echter een aantal moeilijkheden bij het gebruik van de formules (2.2-26) en (2.2-28). Ten eerste is het niet altijd duidelijk welk deel van de natte omtrek genomen moet worden als er gerekend wordt met een gemiddelde schuifspanning, met andere woorden welke hydraulische straal (R) moet worden genomen. In voorgaande formules is n.l. uitgegaan van brede, min of meer rechthoekige, dwarsdoorsneden zodat i.p.v. de hydraulische straal (R) de waterdiepte (h) is gebruikt. Voor samengestelde dwarsprofielen gaat dit echter niet altijd op. Hierop wordt later ingegaan.

Ten tweede is de grootte van de bodemruwheid in het algemeen onbekend. Deze is tenslotte afhankelijk van de configuratie van het rivierbed. Zoals in college f10 is behandeld, treden er bij rivieren verschillende beddingvormen op, in de vorm van ribbels, duinen, antiduinen enz. De bodemruwheid wordt daarbij opgebouwd gedacht uit twee gedeelten, n.l. een C' betrokken op de korreldiameter D_{90}, zoals in het voorgaande behandeld, en een C" betrokken op de beddingvorm. Deze volgen uit de energiebeschouwing n.l.:

$i = i' + i''$

$$i = \left(\frac{\overline{U}}{C}\right)^2 \cdot 1/h \; ; \; i' = \left(\frac{\overline{U}}{C'}\right)^2 \cdot 1/h \; ; \; i'' = \left(\frac{\overline{U}}{C''}\right) \cdot 1/h$$

Hieruit volgt dan:

$$(1/C)^2 = (1/C')^2 + (1/C'')^2 \qquad (2.2\text{-}29)$$

Hiervoor wordt verder verwezen naar het college f10 [2.2-7].
Algemeen kan worden opgemerkt, dat bij rivieren de onderlinge betrekking tussen korrelafmeting, beddingvorm, bodemruwheid, waterafvoer en zandtransport nog niet volledig duidelijk is. De C-waarde wordt dan ook nog te vaak gezien als een soort vergaarbak van alles wat niet bekend is. Verder treden er bij rivieren altijd zowel wrijvingsverliezen van het Prandtl/Von Kármán type als vertragingsverliezen van het Carnot type op, welke typen beide kwadratisch verlopen. Aangezien echter de wrijvingsverliezen overheersen, worden beide typen energieverliezen in de C-waarde ondergebracht. De C-waarde van een rivier is dan ook niet theoretisch te berekenen. Door meting van de waterdiepte, de gemiddelde snelheid over de waterdiepte en het verhang is de C-waarde te bepalen.

Om een eerste indruk voor wat betreft de orde van grootte van C-waarden op rivieren te geven, kan gesteld worden dat deze voor de meeste bovenrivieren ligt tussen de 35 en 50 $m^{\frac{1}{2}}/s$ Voor langzaam stromende benedenrivieren met slibrijke bodem kan de C-waarde soms tot ver boven de 70 $m^{\frac{1}{2}}/s$ oplopen.
In uiterwaarden, waar de ruwheid voornamelijk door begroeiing, dijkjes e.d. wordt veroorzaakt, ligt de K-waarde over het algemeen vast en wordt de C-waarde daardoor voornamelijk bepaald door de waterdiepte. Veel voorkomende waarden voor de Nederlandse uiterwaarden zijn 30-50 $m^{\frac{1}{2}}/s$

2.2.3 Eénparige, één-dimensionale stroming

Hiervoor geldt dat de afvoer Q, het dwarsprofiel A_s en de waterdiepte h konstant zijn, zodat van vergelijking (2.2-11) overblijft:

$$g \frac{\partial z_b}{\partial x} + g \frac{Q|Q|}{RC^2 \cdot A_s^2} = 0 \qquad (2.2\text{-}30)$$

Voor een éénparige, één-dimensionale stroming geldt verder $\frac{\partial h}{\partial x} = 0$ zodat volgens vergelijking (2.2-9) moet gelden:

$$i_W = - \frac{\partial z_W}{\partial x} = - \frac{\partial z_b}{\partial x} \qquad \text{en} \qquad i_W = i_b = i_e \qquad \text{(zie fig. 2.2-10)}$$

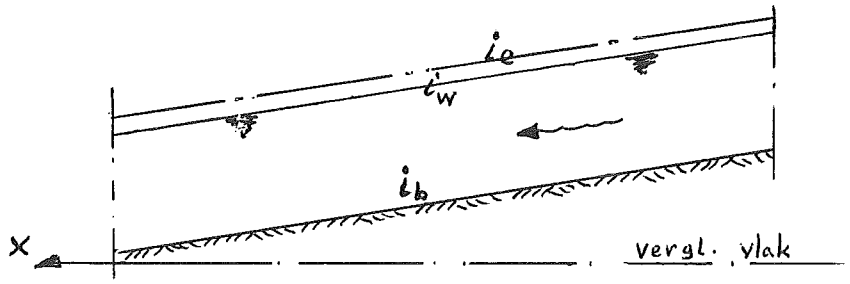


fig. 2.2-10

Uit vergelijking (2.2-30) volgt dan:

$$Q = A_s \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot i_b} \qquad \left[m^3/s \right] \qquad (2.2\text{-}31)$$

De hydraulische straal $R = \frac{A_s}{0}$ geeft aan, dat de wrijving gelijkmatig verdeeld is gedacht langs de natte omtrek 0.

Een iets anders resultaat wordt gevonden door uit te gaan van vergelijking (2.2-5), met de aanname dat $\overline{V} = 0$, $\frac{\partial h}{\partial x} = 0$ en met verwaarlozing van de corioliskracht:

$$gh \frac{\partial z_b}{\partial x} + 1/\rho \cdot \tau_{xb} = 0$$

Hieruit volgt, met de uitdrukking gevonden onder (2.2-24):

$$\tau_{xb} = \rho g h i_b = \rho g \cdot \frac{\overline{U}|\overline{U}|}{C^2} \qquad (2.2\text{-}32)$$

Hiermee gaat bovenstaande vergelijking over in ($\frac{\partial z_b}{\partial x} = - i_b$):

$$g \cdot \frac{\partial z_b}{\partial x} + g \cdot \frac{\overline{U}|\overline{U}|}{C^2 h} = 0 \qquad (2.2\text{-}32a)$$

In tegenstelling tot vergelijking (2.2-30) geeft dit de afvoer per éénheid van breedte n.l.:

$$q = \bar{U} \cdot h = C \cdot h^{3/2} \cdot i_b^{\frac{1}{2}} \qquad \left[m^2/s \right] \tag{2.2-33}$$

De totale afvoer wordt nu:

$$Q = \int_0^{B_s} C \cdot h^{3/2} \cdot i_b^{\frac{1}{2}} \cdot dy$$

De wrijving werkt hierbij alleen op de bodem.
Voor een rechthoekig dwarsprofiel, met konstante h, C en i_b over een kanstante breedte B_s, wordt voor beide gevallen gevonden:

$$Q = B_s \cdot h \cdot C \cdot \sqrt{R i_b} = B_s \; h \; \overline{\bar{U}} \qquad \text{en} \tag{2.2-34}$$

$$Q' = B_s \cdot h \cdot C \cdot \sqrt{h i_b} = B_s \cdot h \cdot \bar{U} \tag{2.2-35}$$

In onderstaande figuur is de werkelijke snelheidsverdeling van $\bar{U}$ in het dwarsprofiel uitgezet.

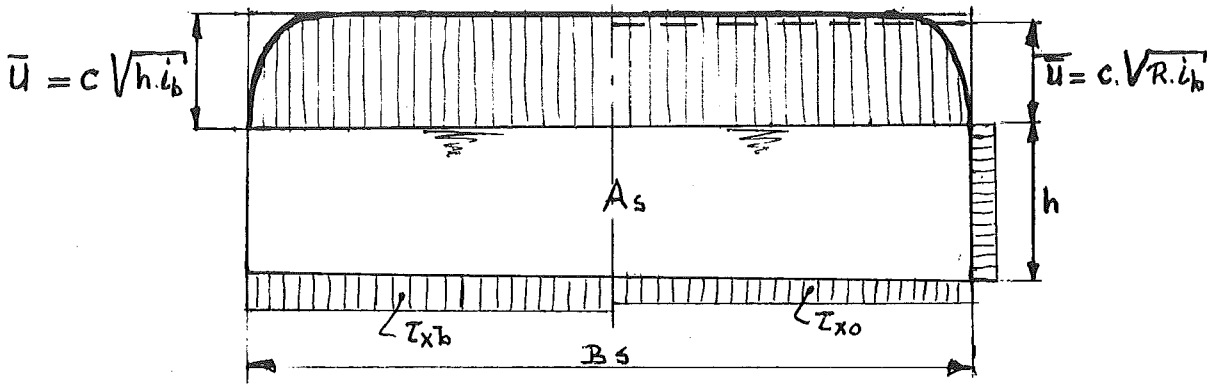


fig. 2.2-11

De afwijking van het snelheidsprofiel nabij de wanden is een gevolg van de verwaarlozing van τ_{xy}. De onder vergelijking (2.2-35) gevonden afvoer Q' is hierdoor iets hoger dan de werkelijke Q.

Bij de één-dimensionale stroming volgens vergelijking (2.2-34), waarbij de snelheid in het gehele dwarsprofiel gelijk is (definitie voor stroombuis), is wel sprake van de werkelijke Q. Hierbij is de totale wrijving gelijkmatig uitgesmeerd over de natte omtrek, hetgeen tot uitdrukking komt in de hydraulische straal $R = \frac{A_s}{O}$.

Fysisch is dit echter niet geheel juist, (omdat de schuifspanningsverdeling langs de omtrek anders verloopt) maar voor de meeste praktische toepassingen wel aanvaardbaar.
Toch wordt er voor de meeste rivierproblemen gebruik gemaakt van de afvoerformule zoals deze door vergelijking (2.2-35) wordt weergegeven. Dit is over het algemeen toelaatbaar indien de factor $(R/h)^{\frac{1}{2}}$ niet veel afwijkt van het getal één.

Voorbeeld: rivier met vert. oevers

$B_s = 100$ m en $h = 3$ m

$R = \frac{100.3}{100 + 6} = 2{,}85$ m $\qquad (R/h)^{\frac{1}{2}} = 0{,}975$

$\overline{U}$ is in dit geval maar $2\frac{1}{2}\%$ groter dan $\overline{\overline{U}}$

Bij rivieren heeft het dwarsprofiel echter maar zelden een rechthoekige vorm. Indien er sprake zou zijn van een vlakke bodem, dan was het probleem nog vrij eenvoudig op te lossen, aangezien de C-waarde op ieder punt in het dwarsprofiel bepaald kan worden uit de daar aanwezige waterdiepte h en de korreldiameter D_{90}. In het algemeen bestaat de beddingvorm uit ribbels, duinen e.d. Dit geeft een extra complicatie. Toch blijkt dit in de praktijk erg mee te vallen, aangezien de C-waarde bij verschillende waterdiepten toch vrij constant blijft. Dit heeft een drietal oorzaken n.l.:

1) Een toename van h met 100% bij een gelijkblijvende k' heeft slechts een toename van ca. 10% voor de C-waarde tot gevolg.
2) De grovere korrels bevinden zich meestal in de diepere geulen, waardoor de C-waarde minder sterk met de diepte zal variëren.
3) De beddingvorm zal bij grotere waterdiepten, dus groter snelheden ($\overline{U} :: h^{\frac{1}{2}}$), veelal grotere afmetingen vertonen.

Dit laatste gebeurt op nagenoeg analoge wijze als bij windgolven. Het grensvlak dat daarbij door water en lucht wordt gevormd, zal bij toenemende wind grotere vervormingen van het grensvlak in de vorm van hogere golven doen ontstaan.

De verhouding h/k' zal over het dwarsprofiel door bovengenoemde oorzaken over het algemeen weinig variëren, zodat in de meeste gevallen met voldoende nauwkeurigheid gerekend mag worden met een constante C-waarde over het dwarsprofiel.

Voorbeeld: bepaling van de C-waarde (fig. 2.2-12)

$$Q = \int_0^B q\,dy = 1840\ m^3/sec.$$

$$i = 10^{-4} \text{ (constant over de breedte)}$$

$$Q = C \cdot i \int_0^B h^{3/2}\,dy = C \cdot i^{\frac{1}{2}} \sum (h^{3/2} \cdot b) \qquad (2.2\text{-}36)$$

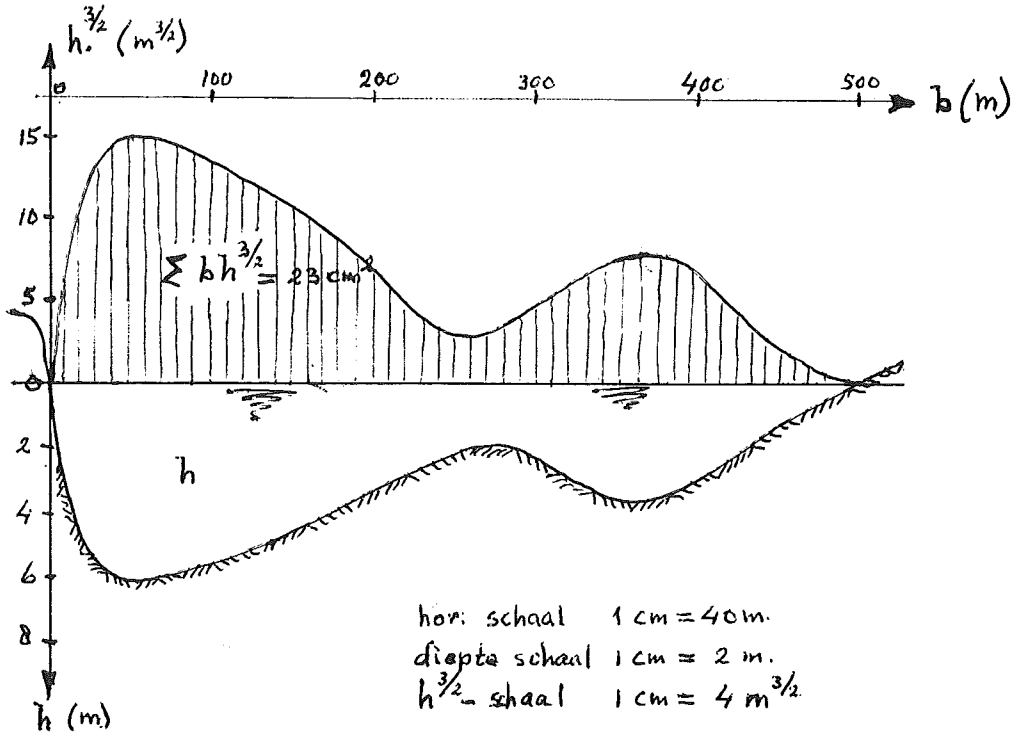
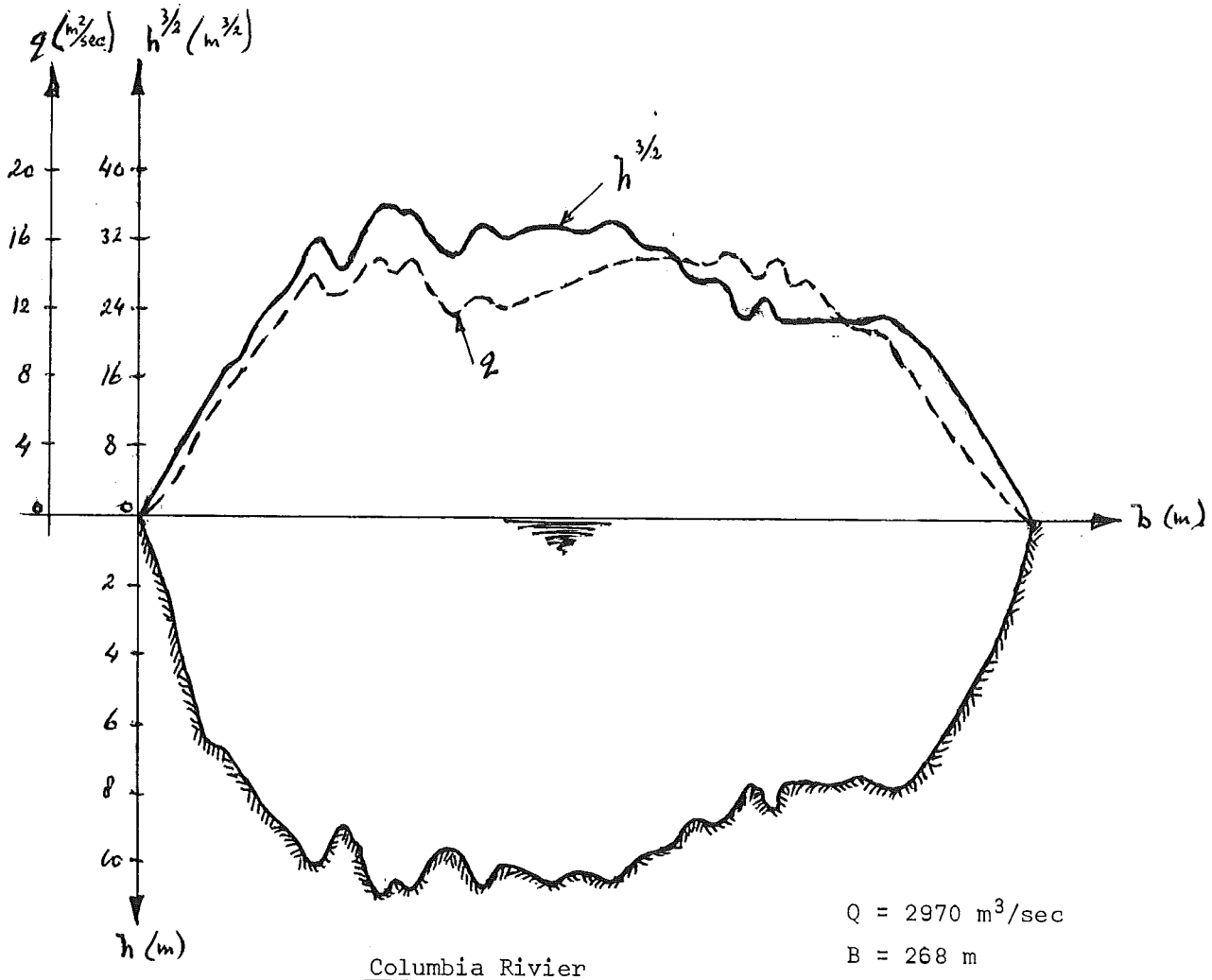


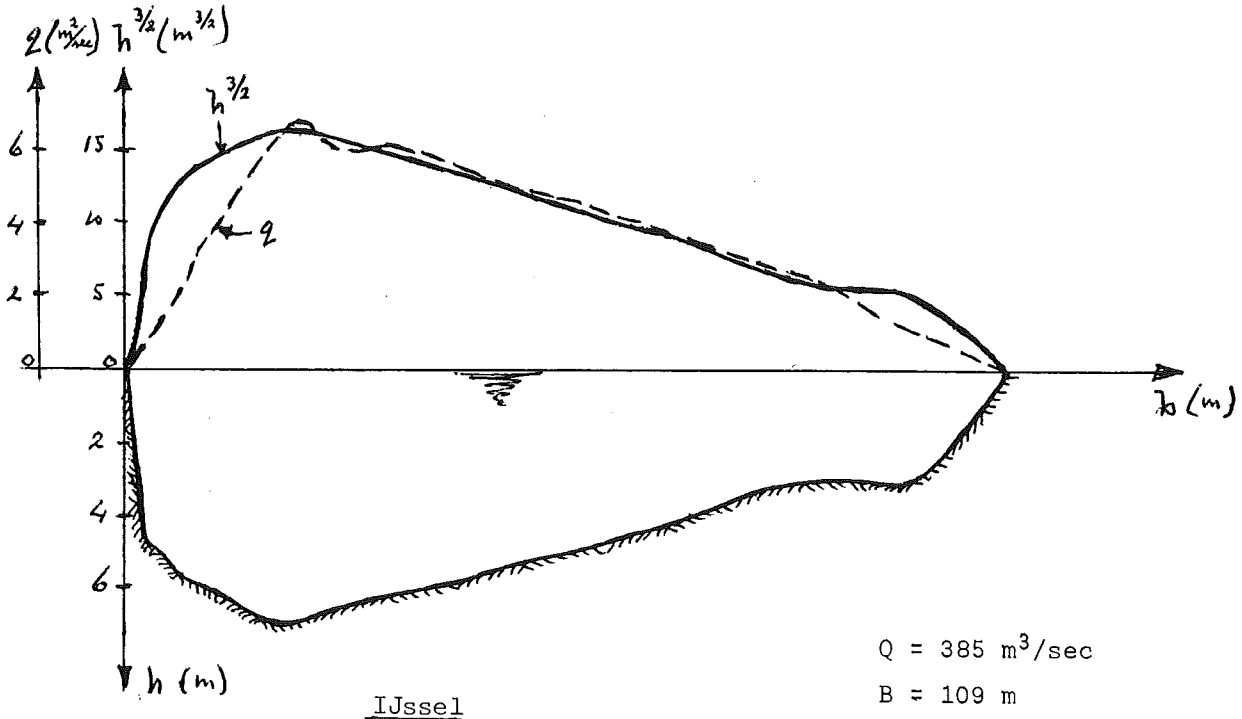
fig. 2.2-12



Columbia Rivier

Q = 2970 m^3/sec

B = 268 m



IJssel

Q = 385 m^3/sec

B = 109 m

fig. 2.2-13

De capaciteit van het dwarsprofiel = $\sum bh^{3/2}$ =
= opp. x hor.-schaal x $h^{3/2}$-schaal = 23 cm^2 x 40 x 4 = 3680 $m^{5/2}$

$$C = \frac{1840}{10^{-2}.3680} = 50\ m^{\frac{1}{2}}/s$$

In fig. 2.2-13 is voor een tweetal dwarsprofielen, zowel het verloop van de $h^{3/2}$ als het verloop van de werkelijk gemeten q (ISO; 1971) [2.2-8] uitgezet. Hiertussen blijkt een vrij nauwkeurige overeenkomst te bestaan. De plaatselijke afwijkingen worden veroorzaakt door het niet constant zijn van het verhang of van de C-waarde over de breedte van het dwarsprofiel. De aanname dat het verhang over de breedte van een rivier constant moet zijn is n.l. evenzeer aanvechtbaar. Het verloop van rivieren is over het algemeen nogal grillig, waarbij rechte stukken zelden of nooit voorkomen. Hierdoor ontstaan verschillen in verhang, welke nog vergroot worden door optredende dwarsverhangen e.d., waarover meer bij de behandeling van meer-dimensionale stromingen.
In vele gevallen kan door schematisatie van het dwarsprofiel een eenvoudiger oplossing gevonden worden. Toegepast op het voorgaande voorbeeld kan dan de volgende schematisatie worden ingevoerd (fig. 2.2-14).

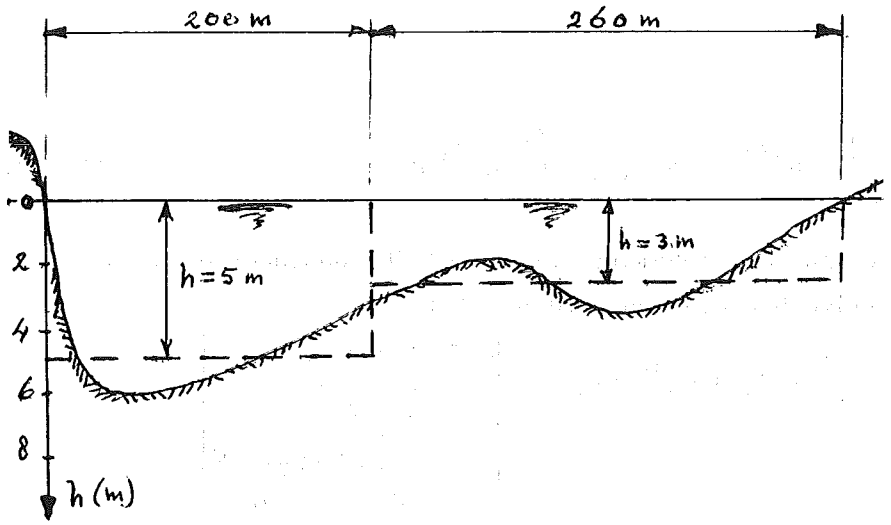


fig. 2.2-14

De afvoer is nu zeer eenvoudig te bepalen, n.l.:

$$Q = 50.10^{-2}\ (200.5^{3/2} + 260.3^{3/2}) = 1830\ m^3/s$$

Indien een rivier bestaat uit een samengesteld bed, waarvan bijvoorbeeld de uiterwaarden begroeid zijn met gras, dan varieert de C-waarde daarvan wél met de diepte, waarbij dan de k-waarde zelf constant blijft. Voor dat gedeelte van het dwarsprofiel kan dan op eenvoudiger wijze gebruik worden gemaakt van de C-waarde volgens Manning-Strickler, n.l.:

$$C_1 = 25\ (h/k)^{1/6}$$

$$Q_1 = C \cdot B_1 \cdot h^{3/2} \cdot i_1^{\frac{1}{2}}$$

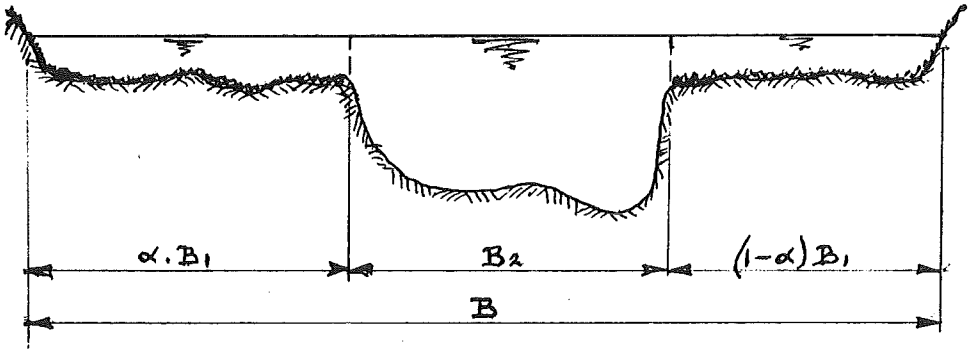


fig. 2.2-15

$$Q = 25 \cdot \frac{C_1\ i_1^{\frac{1}{2}}}{k^{1/6}} \cdot \int_0^{B_1} h^{5/3} \cdot dy + C_2 i_2^{\frac{1}{2}} \int_0^{B_2} h^{3/2} \cdot dy \qquad (2.2\text{-}37)$$

Ook hierbij is veelal een schematisatie mogelijk, waardoor de afvoer op eenvoudiger wijze bepaald kan worden n.l.:

$$Q = C_1 \cdot B_1 h_1^{3/2} \cdot i_1^{\frac{1}{2}} + C_2 \cdot B_2 h_2^{3/2} \cdot i_2^{\frac{1}{2}}$$

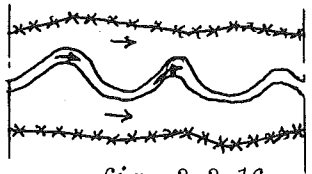


fig. 2.2-16

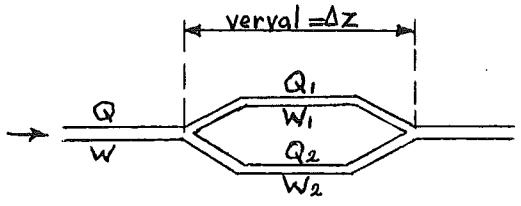
Zoals uit de formule blijkt, is voor de uiterwaarden niet alleen een andere C-waarde, maar ook een andere i genomen als voor de geul zelf,

omdat in de praktijk de geul veelal een ander verloop zal vertonen dan de uiterwaarden zelf (zie figuur 2.2-16).
In de voorgaande gevallen is bij de bepaling van de Q steeds verondersteld, dat de C-waarde bekend is. In de praktijk is dit echter geenszins het geval. Door meting van de snelheden in een maatgevend dwarsprofiel van een riviervak met lengte L is de afvoer Q te bepalen (zie metingen). Verder wordt het waterspiegelverval Δz over het gekozen riviervak bepaald. De bepaling van de juiste lengte ΔL is meestal niet zo eenvoudig vooral bij rivieren met sterke bochten of een samengesteld bed.
Feitelijk moet voor L de lijn worden genomen welke de zwaartepunten van de opeenvolgende afvoerverdelingen over het dwarsprofiel met elkaar verbindt. In de praktijk neemt men meestal de as van de rivier, hetgeen een aantal procenten kan schelen. Volgens Chézy geldt dan:

$$\Delta z = i \cdot \Delta L = Q^2 \cdot \left[\frac{\Delta L}{C^2 \cdot \left(\int_0^B h^{3/2} \right)^2} \right] = Q^2 \cdot W \qquad (2.2\text{-}38)$$

Dit is de algemene formule voor de weerstandswet (naar analogie met de wet van Ohm, $E = I \cdot R$), waaruit de C-waarde bepaald kan worden.
Met de op deze wijze bepaalde C-waarde kan, met de veronderstelling dat C niet verandert, de invloed van veranderingen (bochtafsnijdingen, aftapping, versmalling e.d.) op de rivier worden nagegaan.

Met behulp van bovenstaande weerstandswet kunnen ook vertakte riviersystemen (parallel schakeling) berekend worden.



$$\Delta z = Q_1^2 \cdot W_1$$
$$\Delta z = Q_2^2 \cdot W_2$$
$$\Delta z = Q^2 \cdot W$$

$$Q = Q_1 + Q_2 \qquad W = \left(\frac{1}{\left(\frac{1}{W_1}\right)^{\frac{1}{2}} + \left(\frac{1}{W_2}\right)^{\frac{1}{2}}} \right)^2$$

Deze z.g. netwerken worden in dit hoofdstuk verder niet behandeld.

2.2.4 Niet-éénparige, één-dimensionale stroming

Zoals uit vergelijking (2.2-13) e.v. blijkt, zijn de weerstandsformule en de logarithmische snelheidsverdeling (uit theoretische en experimentele overwegingen bepaald) slechts afgeleid voor permanente, éénparige twee-dimensionale stroming. Deze beperking houdt in, dat er een lineaire schuifspanningsverdeling is verondersteld.
Als de stroming slechts een geringe niet-éénparigheid vertoont, d.w.z. dat de versnellingsterm $\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{Q^2}{A_s^2}\right)$ uit vergelijking (2.2-10) erg klein is t.o.v. de andere termen, dan geldt bovengenoemde veronderstelling ook nog. Dit is het geval indien in vergelijking (2.2-11) het Froude-getal $Fr^2 = \frac{Q^2 \cdot B_s}{gA_s^3} = \frac{U^2}{gh} \ll 1$ is.

Uitgaande van deze voorwaarde wordt vergelijking (2.2-11) met $i_b = -\frac{\partial z_b}{\partial x}$ dan:

$$\left(1 - \alpha' \frac{Q^2 \cdot B_s}{gA_s^3}\right) \cdot \frac{\partial \bar{h}}{\partial x} - i_b + \frac{Q|Q|}{C^2 \cdot R \cdot A_s^2} - \alpha' \frac{Q^2}{gA_s^3} \cdot \left.\frac{\partial A_s}{\partial x}\right|_{\bar{h}} = 0 \qquad (2.2\text{-}39)$$

$\frac{\partial Q}{\partial x} = 0$ $\qquad$ Q = constant

Bij verwaarlozing van de breedteverandering $\left(\left.\frac{\partial A_s}{\partial x}\right|_{\bar{h}} = 0\right)$ langs de rivier kan vergelijking (2.2-39) ook als volgt worden geschreven:

$$\frac{\partial h}{\partial x} = i_b \cdot \frac{1 - \frac{Q|Q|}{C^2 \cdot R \cdot A_s^2 i_b}}{1 - \alpha' \cdot \frac{Q^2 \cdot B_s}{gA_s^3}} \qquad (2.2\text{-}40)$$

Dit is de vergelijking voor de stuwkromme, welke alleen gebruikt mag worden voor langzaam veranderende stroming ($Fr^2 \ll 1$).
Uit vergelijking (2.2-40) zijn nu twee interessante waterdiepten te definiëren n.l.:

1) De evenwichtsdiepte ($\bar{h} = \bar{h}_e$): $\frac{Q|Q|}{C^2 \cdot R \cdot A_s^2 i_b} = 1$

Uitgewerkt geeft dit: $Q = A_s \cdot C\sqrt{R \cdot i_b}$

Dit geeft een éénparige stroming, waarbij $i_w = i_b$ en $\frac{\partial h}{\partial x} = 0$

Voor een brede rivier, waar geldt $\bar{h} = R$ en $A_s = B_s \cdot \bar{h}$ wordt de evenwichtsdiepte:

$$\bar{h}_e = \left(\frac{Q|Q|}{C^2 \cdot B_s^2 \cdot i_b} \right)^{1/3} \qquad (2.2\text{-}41)$$

2) De grensdiepte ($\bar{h} = \bar{h}_{gr}$): $\alpha' \frac{Q^2 \cdot B_s}{g \cdot A_s^3} = 1$

De grensdiepte is gedefinieerd door het feit, dat de waterspiegelhelling t.o.v. de bodem onbepaald wordt (Fr ~ 1).

Door definitie van de stroombreedte en gemiddelde waterdiepte, kan voor $\bar{h}_{gr}$ een expliciete uitdrukking worden gegeven, n.l.:

$$\bar{h}_{gr} = \left(\frac{\alpha' \cdot Q^2}{g \cdot B_s^2} \right)^{1/3} \qquad (2.2\text{-}42)$$

Vergelijking (2.2-40) kan nu ook volgens Bélanger worden geschreven nl.:

$$\frac{\partial h}{\partial x} = i_b \frac{\bar{h}^3 - \bar{h}_e^3}{\bar{h}^3 - \bar{h}_{gr}^3} \qquad (2.2\text{-}43)$$

Dit zelfde resultaat, maar dan geldig per eenheid van breedte, wordt gevonden uit de permanente twee-dimensionale stroming met V = 0 uit vergelijking (2.2-5) en (2.2-8) met inachtname van vergelijking (2.2-32), nl.:

$$\frac{\partial}{\partial x} (\alpha_1 h \bar{U}^2) + gh \frac{\partial z_w}{\partial x} + g \frac{\bar{U}^2}{C^2} = 0$$

$$\frac{\partial}{\partial x} (h\bar{U}) = 0 \qquad \therefore q = h\bar{U} = \text{constant}$$

Uit deze beide vergelijkingen volgt met vergelijking (2.2-9):

$$\left(1 - \frac{\alpha_1 \bar{U}^2}{gh} \right) \cdot \frac{\partial h}{\partial x} - i_b + \frac{\bar{U}^2}{hC^2} = 0 \qquad (2.2\text{-}44)$$

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\alpha_1 \overline{U}^2}{2g}\right) + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial z_b}{\partial x} + \frac{\overline{U}^2}{hC^2} = 0 \qquad (2.2\text{-}44a)$$

Vergelijking (2.2-44) kan weer volgens Bélanger worden geschreven als:

$$\frac{dh}{dx} = i_b \cdot \frac{h^3 - h_e^3}{h^3 - h_{gr}^3} \qquad (2.2\text{-}43a)$$

waarbij geldt:

$$h_e = \left(\frac{q^2}{C^2 \cdot i_b}\right)^{1/3} \qquad \text{en} \qquad h_{gr} = \left(\alpha_1 \frac{q^2}{g}\right)^{1/3}$$

Voor rivieren geldt veelal $(Fr << 1)$ dat $(h_{gr})^3 << (h)^3$ (stromend water).
In dat geval kan vergelijking (2.2-43a) als volgt worden geschreven:

$$\frac{(h/h_e)^3}{(h/h_e)^3 - 1} \cdot d(h/h_e) = \frac{i_b}{h_e} \cdot dx$$

Integratie, waarbij een aantal termen wordt verwaarloosd i.v.m. het feit dat de verhouding h/h_e in de buurt van één ligt, geeft:

$$-1/3 \ln\left(\frac{h_e - h}{h_e}\right) + \ln C = \frac{i_b}{h_e} \cdot x$$

Invoering van de randvoorwaarde voor $x = 0$ levert nu:

$$(h_e - h_x) = (h_e - h_0) \cdot e^{-3 \frac{i_b}{h_e} \cdot x} \qquad (2.2\text{-}45)$$

Dit is een benadering van de stuwkromme, om een eerste indruk te verkrijgen; welke alleen mag worden toegepast indien de opstuwing of afzuiging niet meer dan 10% van de waterdiepte bedraagt, hetgeen voor de meeste rivierproblemen opgaat.

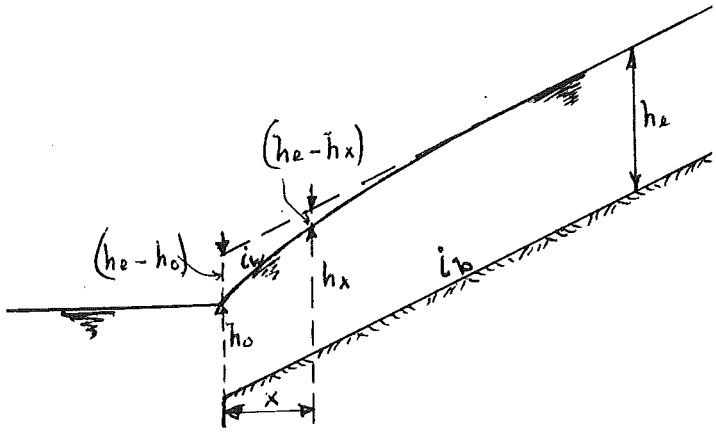


fig. 2.2-17

Voorbeeld: $i_b = 10^{-4}$ $h_e = 4$ m $h_0 = 3{,}6$ m

$h_x = ?$ voor 10 km

$$h_e - h_x = 0{,}40 \cdot e^{-3} \cdot \frac{10^{-4}}{4} \cdot 10^4 = 0{,}19 \text{ m} \rightarrow h_x = 3{,}81 \text{ m}$$

Bij rivieren passen we echter meestal de simpele vakberekening toe. Hierbij wordt uitgegaan van vergelijking (2.2-44a) en $q = \overline{U}h$.

$$\frac{\partial H}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x}\left(\alpha_1 \cdot \frac{\overline{U}^2}{2g}\right) + \frac{\partial h}{\partial x} + \underbrace{\frac{\partial z_b}{\partial x}}_{-i_b} = \underbrace{\frac{q^2}{h^3 \cdot C^2}}_{-i_w} \quad \underbrace{\qquad\qquad}_{-i_e} \qquad (2.2\text{-}46)$$

Dit levert de Chézy-formule op, uitgedrukt in i_e

$$q = C \cdot h^{3/2} \cdot i_e^{1/2}$$

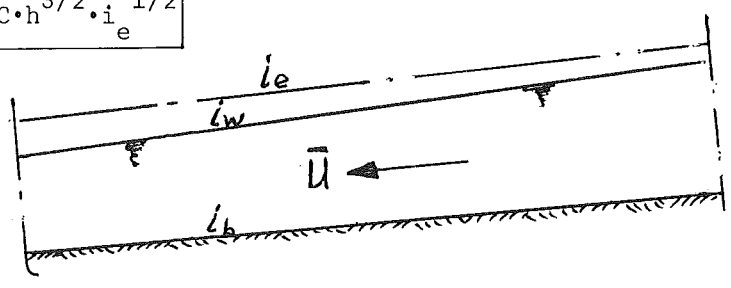


fig. 2.2-18

Bij rivieren is de verandering in energiehoogte praktisch altijd te verwaarlozen, zoals ook blijkt uit vergelijking (2.2-44). Dit komt omdat voor de meeste rivieren geldt dat $Fr << 1$.

Voorbeeld:

Voor een rivier met een gemiddelde snelheid $\overline{U} = 1$ m/s en een waterdiepte $h = 4$ m geldt:

$$\frac{\overline{U}^2}{gh} = \frac{1}{40} << 1$$

Dit is de reden, dat bij rivieren in plaats van met het energieverhang (i_e) gerekend wordt met het waterspiegelverhang (i_w).

$$q = C \cdot h^{3/2} \cdot i_w^{\frac{1}{2}}$$

In bovenstaande beschouwingen is echter steeds uitgegaan van de afvoer per eenheid van breedte. Voor een rechthoekig bakprofiel met constante breedte B en diepte h geeft dit geen problemen. Hiervoor kan nl. worden geschreven:

$$Q = C \cdot B \cdot h^{3/2} \cdot i_w^{\frac{1}{2}}$$

De vakberekening hierbij verloopt als volgt:
De verhangberekening wordt bij stromend water ($h_e > h_{gr}$) altijd uitgevoerd vanuit een benedenstrooms bekende basiswaterstand, waarvandaan stroomopwaarts wordt gerekend. De toestand in een vak benedenstrooms is dus bepalend voor de toestand daarboven en niet omgekeerd. Uitgaande van de bekende benedenwaterstand h_1, wordt voor het eerste vak, met bovenstaande formule (Q, C en B constant), een waterspiegelverhang gevonden groot:

$$i_{w_1} = \frac{Q^2}{C^2 \cdot B^2 \cdot h_1^3} = \left(\frac{h_e}{h_1}\right)^3 \cdot i_b$$

De waterstand aan het einde van vak I wordt nu:

$$h_2 = h_1 + \left(i_{w_1} - i_b\right) \cdot L_1$$

Voor vak II is nu de benedenwaterstand h_2 bekend, waarmee weer het waterspiegelverhang i_{w_2} berekend kan worden.

Op deze manier berekenen we vak na vak de waterdiepte. Naarmate h groter wordt neemt i_w af, totdat uiteindelijk $i_w = i_b$ en daarmee de evenwichtsdiepte h_e bereikt wordt. Bij de keuze van de vaklengte dienen we rekening te houden met het verloop van het waterspiegelverhang. Hoe steiler het verhang, hoe korter het vak genomen moet worden.

Voorbeeld:

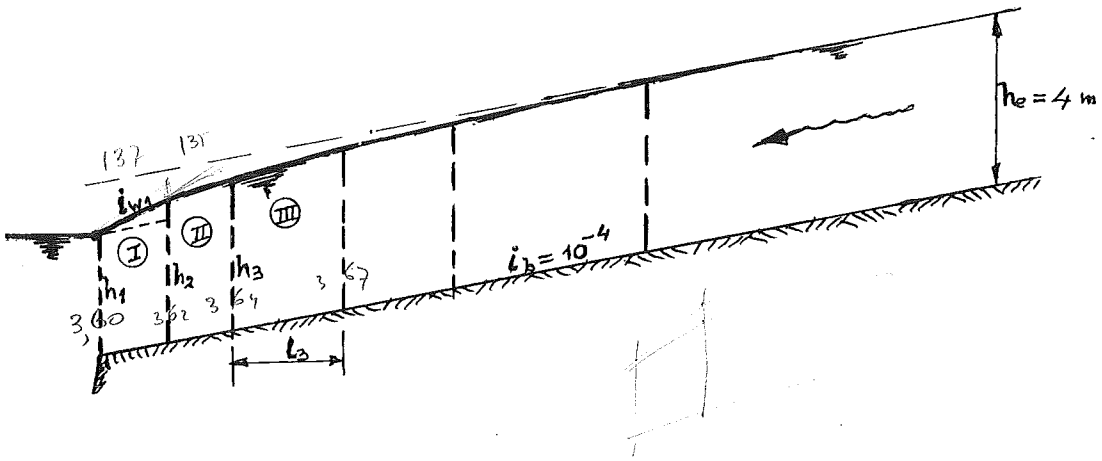


fig. 2.2-19

Vak	n	h_n (in m)	L (in m)	$i_w \cdot 10^{-4}$
I	1	3,600	500	1,37
	2	3,619		
II	3	3,636	500	1,35
III	4	3,669	1000	1,33
IV	5	3,699	1000	1,30
V	6	3,753	2000	1,27
VI	7	3,795	2000	1,21
VII	8	3,83	2000	1,17
Totale lengte:			9000	

Hieruit volgt dus, dat over een lengte van 9 km de opstuwing is teruggebracht tot 0,17 m. Het verschil met voorgaande berekeningsmethoden is voor de praktijk onbelangrijk. Met deze eenvoudige vakberekening zijn wij dus in staat om snel het verloop van de waterstanden bij opstuwing of afzuiging te bepalen. In onderstaande figuur is de verhanglijn geschetst voor een plaatselijke vernauwing in de rivier, direct na uitvoering.

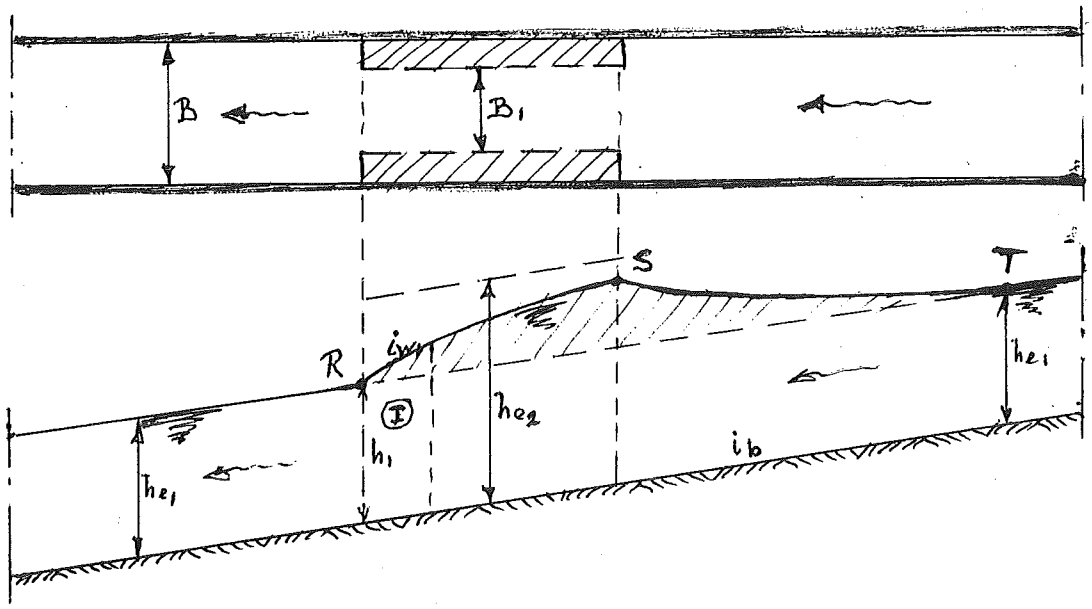


fig. 2.2-20

Benedenstrooms van punt R verandert er niets, dus $h_1 = h_{e_1}$

$$Q^2 = B^2 \cdot C^2 \cdot h_{e_1}^3 \cdot i_b$$

In de vernauwing zal de waterstand naar de evenwichtsdiepte h_{e_2} gaan:

$$h_{e_2}^3 = \frac{Q^2}{C^2 \cdot B_1^2 \cdot i_b}$$

Het waterspiegelverhang in vak I wordt nu:

$$i_{w_1} = \frac{Q^2}{C^2 \cdot B_1^2 \cdot h_{e_1}^3} = \left(\frac{B}{B_1}\right)^2 \cdot i_b = \left(\frac{h_{e_2}}{h_1}\right)^3 \cdot i_b$$

De vakberekening verloopt tot punt S op dezelfde manier als in het

vorige voorbeeld. Of in het punt S de nieuwe evenwichtsdiepte h_{e_2} wordt bereikt, hangt af van de lengte RS en de mate van vernauwing over de lengte RS. De in punt S gevonden waterstand is tevens de basiswaterstand, van waaruit weer met een vakberekening het waterstandsverloop bovenstrooms van S kan worden bepaald. In punt T zal de waterstand uiteindelijk weer de oorspronkelijke evenwichtsdiepte h_{e_1} bereiken.

In het voorgaande is steeds uitgegaan van i_w, wat neerkomt op het verwaarlozen van de veranderingen in snelheidshoogte.
Door vergelijking (2.2-46) over een lengte L te integreren, vinden we voor de energiebalans over deze lengte L een soort uitdrukking van Bernouilli (zie fig. 2.2-21):

$$\frac{\alpha_1 \bar{U}_2^2}{2g} + h_2 + z_{b_2} = \frac{\alpha_1 \bar{U}_1^2}{2g} + h_1 + z_{b_1} + \int_0^L \frac{q}{h^3 \cdot C^2}\, dx \qquad (2.2\text{-}47)$$

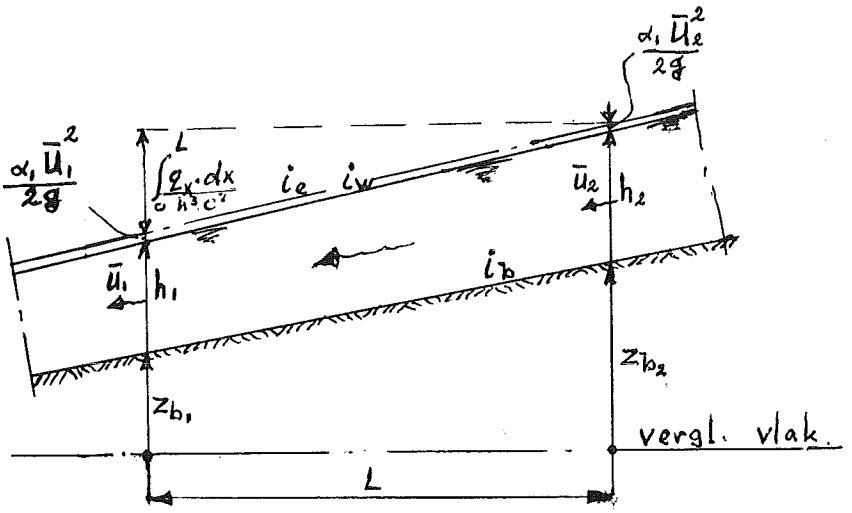


fig. 2.2-21

Voor het eerste voorbeeld, waarbij de rivier een constante breedte B_s had, is de verwaarlozing zonder meer toegestaan, zoals uit het volgende zal blijken. Hiervoor geldt immers:

$$q = \bar{U}_1 \cdot h_1 = \bar{U}_2 \cdot h_2$$

zodat voor de verandering in snelheidshoogte over de lengte L geldt:

$$\Delta H = \frac{\alpha_1}{2g}(\bar{U}_1^2 - \bar{U}_2^2) = \frac{\alpha_1 \bar{U}_1^2}{2g} \cdot \left(1 - \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^2\right)$$

Voorbeeld:

$h_e = 4{,}00$ m

$i_b = 10^{-4}$

$h_1 = 3{,}60$ m

$h_2 = 3{,}81$ m

$L = 10$ km

$\bar{U}_1 = 1$ m/s

$C = 50\ m^{\frac{1}{2}}/s$

$\alpha_1 = 1{,}02$

Verandering in snelheidshoogte over 10 km is nu:

$$\frac{1{,}02.1}{2.9{,}81} \cdot \left[1 - \left(\frac{3{,}60}{3{,}81}\right)^2\right] = \underline{0{,}0057 \text{ m}}$$

Dit levert een verwaarlozing in het verhang op van:
$(\Delta i = 0{,}0057.10^{-4})$

Voor het tweede voorbeeld, waarbij de breedte t.g.v. een plaatselijke vernauwing plotseling verandert, is dit niet zonder meer zo.

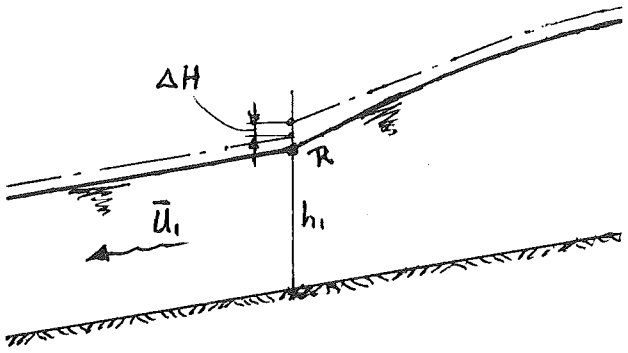


fig. 2.2-22

Direct links en rechts van punt R is de waterstand ($h_1 = h_{e_1}$) gelijk genomen. In dat geval geldt dan:

$$Q = \bar{U}_1 \cdot h_{e_1} \cdot B = \bar{U}_2 \cdot h_{e_1} \cdot B_1$$

De nu zeer plaatselijke verandering in snelheidshoogte t.p.v. R wordt

daarmee:

$$\Delta H = \left[\frac{\alpha_1 \overline{U}_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 \overline{U}_1^2}{2g}\right]$$

of: (2.2-48)

$$\Delta H = \frac{\alpha_1 \overline{U}_1^2}{2g} \cdot \left[\left(\frac{B}{B_1}\right)^2 - 1\right]$$

Voorbeeld: $\overline{U}_1 = 1$ m/s, $B = 400$ m, $B_1 = 320$ m

$$\Delta H = \frac{1{,}02 . 1}{2 . 9{,}81} \cdot \left[\left(\frac{400}{320}\right)^2 - 1\right] = \underline{0{,}029 \text{ m}}$$

Op het eerste gezicht lijkt deze verwaarlozing van ca. 3 cm toch wel erg groot. Er zijn echter twee oorzaken die deze verwaarlozing toch rechtvaardigen:

1) Door de vrij plotselinge vertraging van het water bij R zal een vertragingsverlies optreden, dat niet veel zal afwijken van de sprong in energiehoogte volgens vergelijking (2.2-48).
2) Aangezien we bij rivieren met een beweeglijke bodem te maken hebben, zal de bodem en daarmee de waterdiepte in de vernauwing gaan toenemen tot de nieuwe evenwichtsdiepte h_{e_2}. Hierdoor wordt de snelheid $\overline{U}_2$ een stuk kleiner en tevens de daarmee samenhangende sprong in de energielijn.

Geheel anders ligt het bij een plotselinge verkleining van het doorstromingsprofiel, zoals dit voorkomt bij kunstwerken, rotsdrempels, damconstructie in secundaire geulen e.d.
Bij al deze gevallen wordt het wrijvingsverlies ver overtroffen door de vertragingsverliezen. In het versnelllingsgebied zal de stroming in het algemeen de wand volgen. Door een goede vormgeving van de instroomopening treden hier geen energieverliezen op. De stroming in het versnellingsgebied is dan wervelvrij (geen contractie). In het vertragingsgebied, waar de stroombuizen zich verwijden, kan een wervelvrije stroming door instabiliteiten plaatselijk zeer sterke, met de tijd fluctuerende wervels vormen. In dit z.g. dissipatiegebied komen naast neren ook plaatselijk grote snelheidsgradiënten t.g.v. de

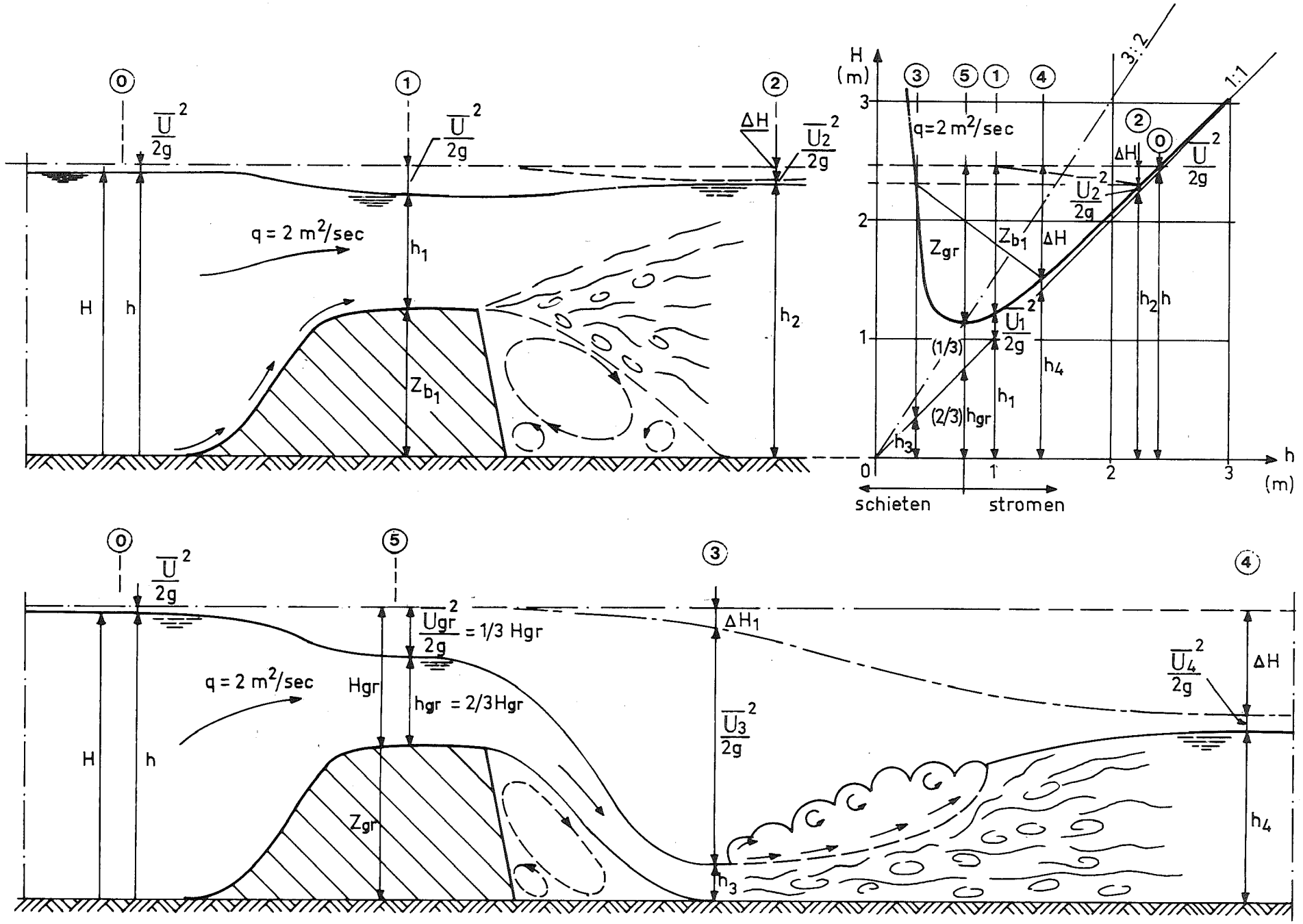

0
1
2
$\frac{U}{2g}^2$
$\frac{U_2}{2g}^2$
ΔH
q = 2 m²/sec
H
h
h1
h2
Zb1
H (m)
3:2
1:1
q=2 m²/sec
Zgr
Zb1
ΔH
h2 h
$\frac{U_1}{2g}^2$
(1/3)
(2/3) hgr
h1
h4
h3
schieten
stromen
h (m)
5
3
4
$\frac{U_{gr}}{2g}^2$ = 1/3 Hgr
ΔH1
$\frac{U_4}{2g}^2$
Hgr
hgr = 2/3Hgr
$\frac{U_3}{2g}^2$
Zgr

fig. 2.2-23

turbulente wervelgebieden voor. Deze zijn uiteindelijk verantwoordelijk voor de vrij grote vertragingsverliezen (zie fig. 2.2-23).
Bij verwaarlozing van de wrijving en invoering van de vertragingsverliezen, met daarnaast de aanname dat $\alpha_1 = 1$, gaat vergelijking (2.2-47) over in de energiebalans:

$$H = \frac{\overline{U}_1^2}{2g} + h_1 + z_{b_1} = \frac{\overline{U}_2^2}{2g} + h_2 + z_{b_2} + \Delta H \qquad (2.2\text{-}49)$$

Vergelijking (2.2-49) levert in combinatie met $q = \overline{U}_1 h_1 = \overline{U}_2 h_2$:

$$\boxed{H = \frac{q^2}{2gh^2} + h + (z_b + \Delta H)} \qquad (2.2\text{-}50)$$

Dit verband tussen h en H (met $q = 2\ m^2/s$) is in figuur 2.2-23 weergegeven; het geldt echter alleen voor gebieden met rechte stroomlijnen, waar de hydrostatische drukverdeling aanwezig is.
Vóór zulke gebieden is er in de grafiek steeds een corresponderende doorsnede te vinden, waarbij onderscheid wordt gemaakt tussen twee stromingstoestanden nl. schieten en stromen.
Uit de grafiek blijkt de overgang te liggen op het punt waar H' minimaal is.

$$(H' = \frac{q^2}{2gh^2} + h)$$

Daarvoor geldt:

$$\frac{dH'}{dh} = 1 - \frac{q^2}{gh^3} = 0$$

of:

$$\boxed{\overline{U}_{gr} = \frac{q}{h_{gr}} = \sqrt{g \cdot h_{gr}}}$$

$$\boxed{h_{gr} = 2/3\ H' \text{ en } \frac{\overline{U}_{gr}^2}{2g} = 1/3\ H'}$$

Voor tussengelegen gebieden, waar gekromde stroomlijnen aanwezig zijn, ontstaan afwijkingen van de hydrostatische druk waarvan de grootte afhankelijk is van de kromtestraal (r), zoals uit figuur 2.2-24 blijkt.

Voor de overgangsgebieden geldt, zoals uit vergelijking (2.2-51) blijkt, dat de middelpuntvliedende versnelling $\left(\frac{U^2}{r}\right)$ bij kleine waarden van r niet meer te verwaarlozen is t.o.v. de versnelling van de zwaartekracht (g):

$$1/\rho \frac{\partial \overline{P}}{\partial z} + g + \frac{\overline{U}^2}{r} = 0$$

Integratie, met als randvoorwaarde $\overline{P} = 0$ voor $z = h$ geeft:

$$\overline{P}_z = \rho g (h - z) - \rho \cdot \int_z^h \frac{\overline{U}^2}{r} \cdot dz$$

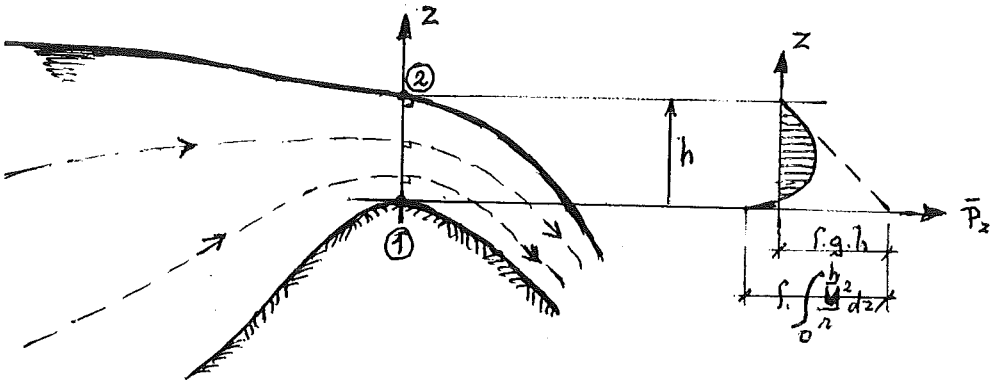


fig. 2.2-24

Door het niet langer opgaan van de quasi-hydrostatische drukverdeling kan t.p.v. punt 1 op de kruin zelfs een onderdruk ontstaan, zoals hierboven geschetst is. Hiermee dient bij de vormgeving van overlaten e.d. terdege rekening gehouden te worden.

Om de grootte van de energiesprong (ΔH) bij vertragingsverlies te vinden wordt, naast de reeds in vergelijking (2.2-49) en (2.2-50) toegepaste massa- en energiebalans, gebruik gemaakt van de impulsbalans over het vertragingsgebied (zie fig. 2.2-23).

$\underline{F \cdot dt = d(mU)}$

$$1/2\ \rho g \cdot \left[h_2^2 - (h_1 + z_{b_1})^2\right] = \rho \cdot q \cdot (U_1 - U_2) \qquad (2.2\text{-}51)$$

Hieruit volgt voor het vertragingsverlies:

$$\Delta H = \frac{\left(h_2 - h_1 + z_{b_1}\right) \cdot \left[\left(h_2 - h_1\right)^2 + z_{b_1} \cdot \left(h_2 + h_1\right)\right]}{4h_1h_2}$$

Uitgedrukt in snelheidshoogten wordt dit:

$$\Delta H = \frac{U_1^2}{2g} + \frac{U_2 \cdot (U_2 - U_1)}{g} \cdot \left(\frac{2h_2}{h_1 + z_{b_1} + h_2}\right) - \frac{U_2^2}{2g}$$

Voor het geval dat gesteld mag worden $h_1 + z_b = h_2$ (Carnot), wordt dit verlies:

$$\boxed{\Delta H = \left(\frac{U_1}{2g} - \frac{U_2}{2g}\right)^2} \qquad (2.2\text{-}52)$$

Voor de watersprong wordt het vertragingsverlies ($z_b = 0$):

$$\boxed{\Delta H = \frac{(h_4 - h_3)^3}{4h_3h_4}} \quad \left(\text{Opm.: hier } h_3 \text{ en } h_4 \text{ i.p.v. } h_1 \text{ en } h_2 \text{ zie fig. 2.2-23}\right) \qquad (2.2\text{-}53)$$

Verder kan voor de watersprong nog de volgende relatie worden afgeleid:

$$\boxed{\frac{h_4}{h_3} = 1/2 \cdot \left[\sqrt{1 + 8\,Fr_3^2} - 1\right]} \qquad (2.2\text{-}54)$$

Het voorgaande heeft tevens betrekking op de afvoer bij overlaten. Afhankelijk van de benedenwaterstand t.o.v. de kruinshoogte wordt er onderscheid gemaakt tussen een onvolkomen en een volkomen overlaat zoals blijkt uit figuur 2.2-23.
Er is sprake van een <u>volkomen overlaat</u> (afvoer onafhankelijk van de benedenwaterstand) indien de benedenwaterstand lager is dan:

$h_{gr} = 2/3\ H'$

boven de kruin.
Is de benedenwaterstand hoger, dan spreekt met van een onvolkomen overlaat.

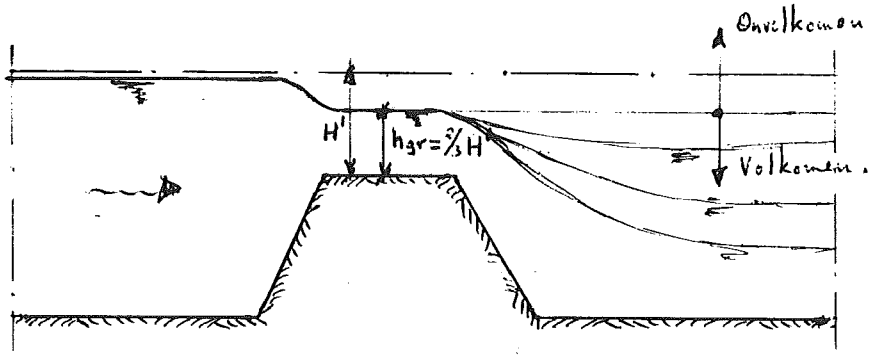


fig. 2.2-25

De afvoer boven de kruin is per eenheid van breedte:

$q = h_1 \overline{U}_1$

Voor een volkomen overlaat met rechte stroomlijnen wordt: $h_1 = h_{gr}$ zodat:

$$q = h_{gr}\overline{U}_{gr} = 2/3 \cdot H_{gr} \cdot \sqrt{2/3\ g \cdot H_{gr}} = 1{,}7 \cdot H_{gr}^{3/2}$$

Voor contractieverliezen wordt in de praktijk nog een afvoercoëfficient (μ) toegepast, zodat hiermee de afvoer wordt:

$$\boxed{q = 1{,}7 \cdot \mu \cdot H_{gr}^{3/2}} \qquad (2.2\text{-}55)$$

Hierbij treedt benedenstrooms van de drempel altijd schietend water op, wat gepaard gaat met een, al of niet verdronken, watersprong. De afvoercoëfficient is daarbij sterk afhankelijk van de vormgeving (zie handboeken).

Voor een onvolkomen overlaat wordt de afvoer:

$q = h_1 \cdot \sqrt{2g(H' - h_1)}$

Aangezien in de praktijk de waterdiepte boven de kruin moeilijk te meten is en de stroomlijnen boven de kruin niet altijd evenwijdig lopen (geen hydrostatische druk), wordt daarom de benedenwaterstand genomen i.p.v. de waterstand boven de kruin. Indien de vertragings-

verliezen volgens Carnot worden toegepast dan zou dit exact geldig zijn, immers is daar gesteld $h_2 = h_1 + z_{b_1}$. Daar dit niet geheel juist is en gezien de hierboven genoemde afwijkingen, wordt ook bij de onvolkomen overlaat gerekend met een afvoercoëfficient (m), die experimenteel wordt bepaald:

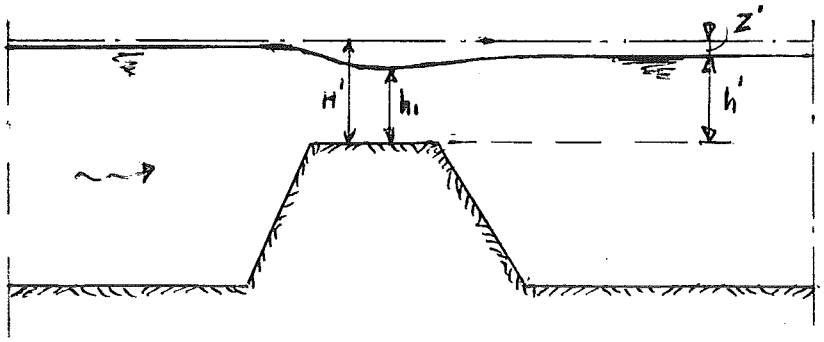


fig. 2.2-26

De afvoer wordt dan:

$$\boxed{q = m \cdot h' \cdot \sqrt{2g\,(H' - h')} = m \cdot h' \sqrt{2\,gz'}} \qquad (2.2\text{-}56)$$

In het voorgaande is de toestand bij een constructie met bovenafvoer behandeld. Min of meer hetzelfde geldt voor een constructie met onderafvoer. Voor uitgebreidere informatie wordt o.a. verwezen naar Elevatorsky (1959) [2.2-9].
Bij de behandeling van kunstwerken en in het bijzonder bij woelbak-constructies komt dit nader aan de orde.

2.2.5 Quasi-permanente, één-dimensionale stroming

Bij rivieren zal over het algemeen de waterafvoer en als gevolg daarvan de waterstand, in de tijd gezien, gedurig veranderen. Dit is o.a. een gevolg van de wisselende regenval op het stroomgebied van de rivier. De optredende veranderingen in afvoer bij natuurlijke waterlopen voltrekken zich over het algemeen echter langzaam. Alleen bij beken en rivieren in het brongebied kan bij een plotselinge zware regenval een snelle verandering optreden. Deze situatie doet zich in nog sterkere mate voor in getijrivieren. Hierbij wordt de stroming sterk beïnvloed door de traagheidstermen $\frac{\partial Q}{\partial t}$ en $\frac{\partial}{\partial x}\left(\alpha' \frac{Q^2}{A_s}\right)$.
Ditzelfde geldt ook voor bepaalde tropenrivieren waar bandjirs bij optreden.
Bij een langzaam veranderlijke waterbeweging spelen deze traagheidstermen slechts een ondergeschikte rol. De waterbeweging wordt dan voornamelijk bepaald door de wrijving en de berging, zoals uit vergelijking (2.2-10) en (2.2-12) blijkt.

$$g\, A_s \frac{\partial z_w}{\partial x} + g \frac{Q \cdot |Q|}{C^2 \cdot R\, A_s} = 0 \qquad (2.2\text{-}57)$$

$$B \cdot \frac{\partial z_w}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \qquad (2.2\text{-}58)$$

Voor een rechthoekig kanaal met een grote B/h-verhouding, een constante C-waarde en een éénparige stroming $\left(\frac{\partial z_w}{\partial x} = -\, i_b\right)$ geldt dan voor een bepaalde plaats:

$$Q_t = \left(B \cdot C \cdot i_b^{\frac{1}{2}}\right) \cdot h_t^{3/2} \qquad (2.2\text{-}59)$$

Hieruit blijkt dan dat: $Q_t :: h_t^{3/2}$

Daarmee is dan op éénvoudige wijze de z.g. afvoerkromme te bepalen, welke de relatie tussen waterstand en afvoer weergeeft.
Bij rivieren treden echter belangrijke afwijkingen op, nl.:

1) De breedte van een rivier is niet constant, deze is een functie van de waterstand. Indien de waterstand op de rivier boven het L.W.-bed uitkomt, treedt er meestal een sterke verandering op in de afvoerkromme.

2) De C-waarde van een rivier is niet constant, omdat bij een beweeglijke bodem veranderingen in de beddingvorm op gaan treden.

Toch is het veelal mogelijk, om ook hierbij het verband tussen waterstand en afvoer nog grafisch te bepalen door het dwarsprofiel te schematiseren (fig. 2.2-27), waarbij echter de C-waarde nog wel constant wordt gehouden.

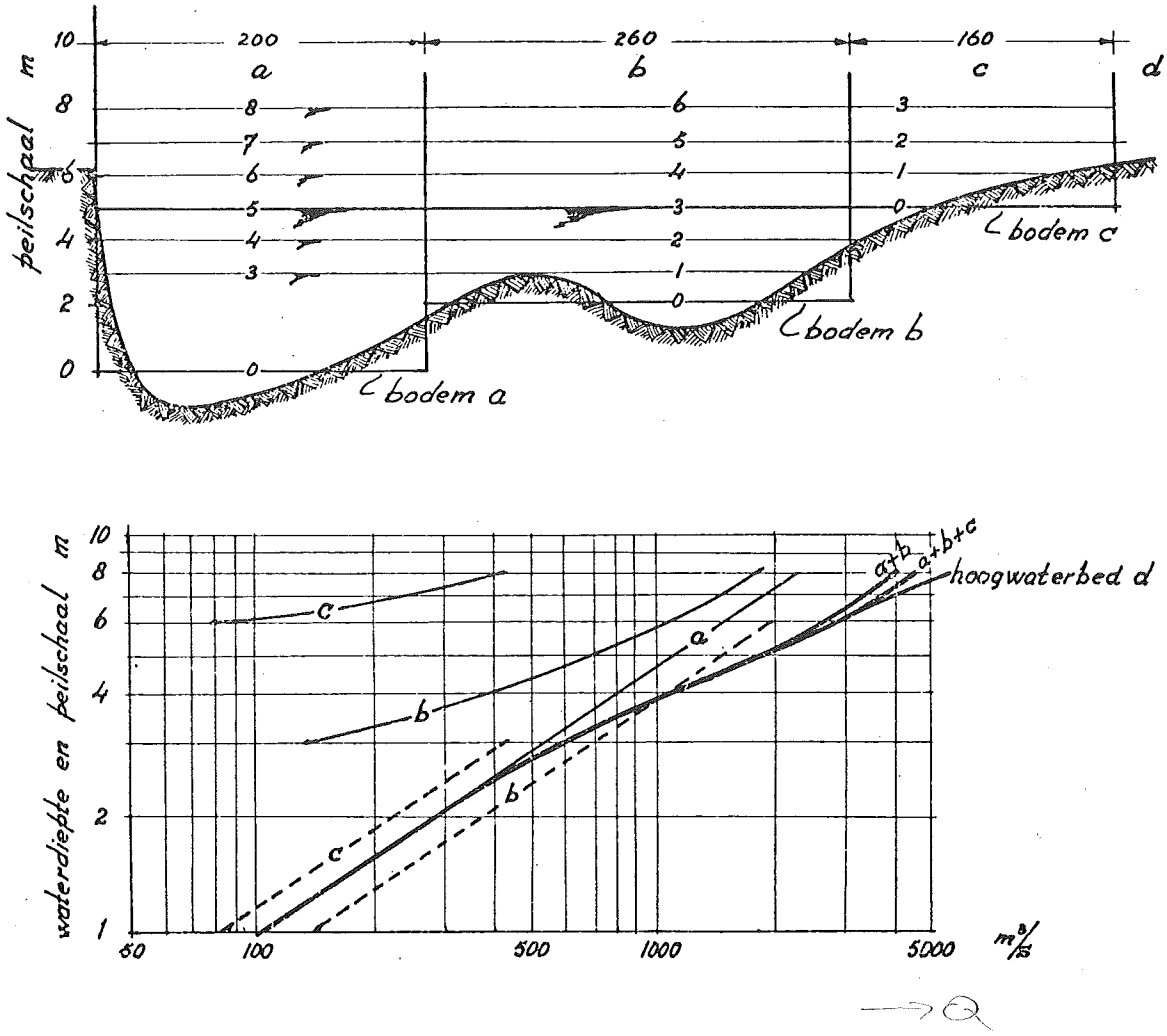


fig. 2.2-27

In deze figuur is het dwarsprofiel in 3 rechthoeken verdeeld. Bij gelijke bodemruwheid (c = 50 m/s) en bodemverhang ($i_b = 10^{-4}$)

bedraagt dan de afvoer:

$$Q = c \cdot i_b^{\frac{1}{2}} \cdot \left(B_a \cdot h_a^{3/2} + B_b h_b^{3/2} + B_c h_c^{3/2} \right)$$

Voor elk der vakken in de figuur zijn nu de afvoerkrommen bepaald en gesommeerd tot één afvoerkromme.

De afvoeren zijn op dubbel-logarithmisch papier uitgezet. Indien de bodem van elke rechthoek op 0 meter genomen wordt, dan zal elke afvoerkromme dus een rechte lijn worden (zie stippellijnen). Door deze afvoerkrommen vervolgens te verschuiven tot de bodem correspondeert met de betreffende peilschaalstand, ontstaat na sommering de uiteindelijke afvoerkromme. Bij een h_a = 5 m bedraagt de totale afvoer dan 1840 m^3/s (zie ook fig. 2.2-14).
Uit de figuur blijkt dat de totale afvoerkromme geleidelijk afbuigt bij verbreding van het bed, doch weer de oude helling op de log. schaal gaat aannemen (nl. een helling van 2:3 i.v.m. $Q :: h^{3/2}$) als de breedte bij verdere stijging van de waterstand niet meer toeneemt.

Bij meer gecompliceerde dwarsprofielen, zoals bij een rivierbed bestaande uit een samenstel van geulen en zandbanken, geeft bovengenoemde methode te grote onnauwkeurigheden. In dat geval wordt de capaciteit van het dwarsprofiel bij verschillende waterstanden weer bepaald door planimetreren, zoals in fig. 2.2-12 reeds is weergegeven. Vergelijking 2.2-59 wordt dan als volgt geschreven:

$$Q_t = c \cdot i_b^{\frac{1}{2}} \cdot \int_0^B h_t^{3/2} \, dy = c \cdot i_b^{\frac{1}{2}} \sum \left(h^{3/2} \cdot b \right)_t \qquad (2.2\text{-}60)$$

In fig. 2.2-28 zijn als voorbeeld de afvoerkrommen van de Rijntakken gegeven. Alle afvoeren zijn hier gerelateerd aan één waterstand, nl. die bij Lobith. Deze afvoerkrommen gelden zónder invloed van de stuwen in de Nederrijn.
Voor rivieren waarbij de beddingvorm en daarmee de ruwheid sterk verandert, gaat voorgaande beschouwing niet op, omdat de C-waarde niet constant is.
Voor de Rio Grande bijvoorbeeld wordt voor het z.g. <u>kalme regiem</u> (duinen; Fr < 0,3) een C-waarde van 28 tot 38 $m^{\frac{1}{2}}/s$ gevonden, terwijl

voor het z.g. wilde regiem (staande golven, anti-duinen; Fr > 0,6) de C-waarde in de orde van 60 tot 75 $m^{\frac{1}{2}}/s$ ligt. Voor deze rivier is het daarom moeilijk om een nauwkeurige afvoerkromme te maken, aangezien de aanpassing van het bed enige tijd vergt. Voor 20% van de tijd bevindt deze rivier zich in de overgang tussen het kalme en het wilde regiem.

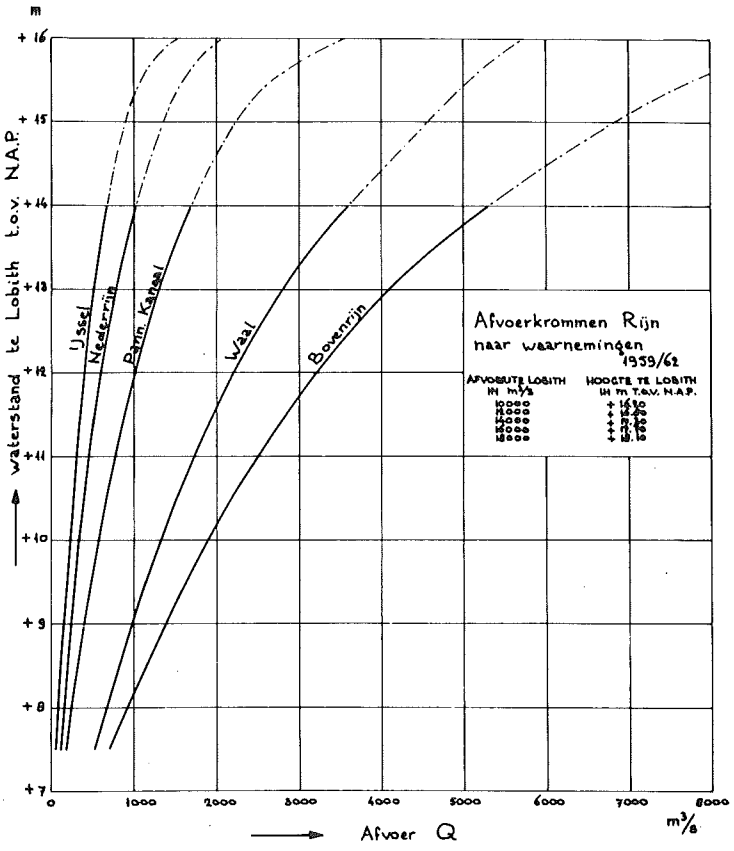


fig. 2.2-28 Afvoerkrommen Rijntakken (R.W.S., 1964)

In het voorgaande is uitgegaan van een permanente, éénparige waterbeweging, waarbij is aangenomen dat het waterspiegelverhang (i_w) gelijk zou zijn aan het bodemverhang (i_b). In werkelijkheid is dit echter niet het geval, aangezien de waterstand niet gelijktijdig, over de gehele lengte van de rivier, verandert. Er treedt nl. een z.g. hoogwatergolf op. Bij het passeren van een bepaalde plaats in

de rivier is het waterspiegelverhang niet constant. Vóór het passeren van de z.g. top van de hoogwatergolf is het waterspiegelverhang sterker dan het bodemverhang, terwijl deze nà het passeren flauwer is (zie fig. 2.2-29).

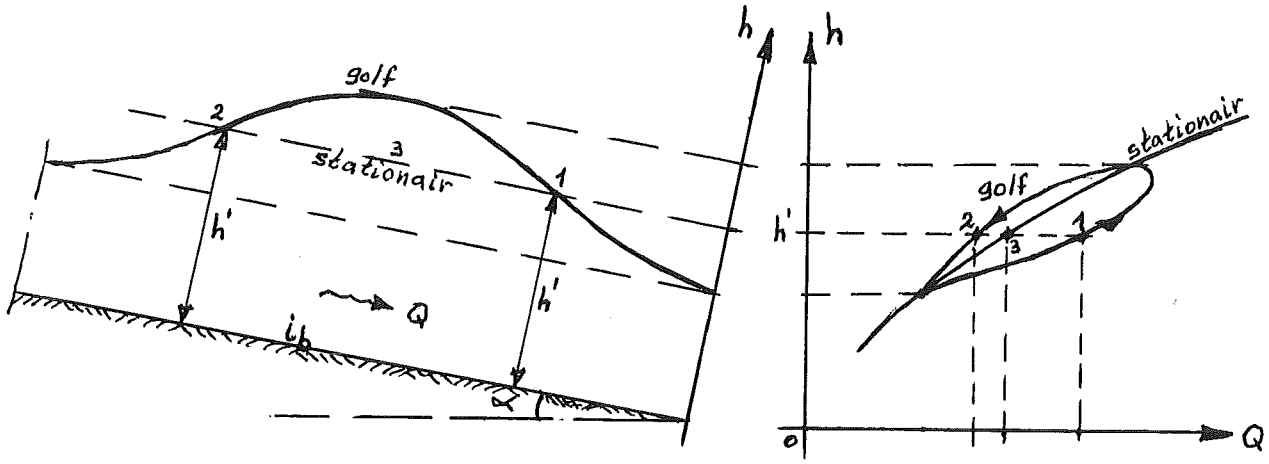


fig. 2.2-29

Dit wil zeggen, dat de afvoer Q bij een bepaalde waterstand h verschillend kan zijn. Bij een stijgende waterstand zal de afvoer groter zijn dan bij éénparige afvoer, terwijl deze bij dalende waterstand kleiner wordt. Dit is ook direct te zien uit vergelijking 2.2-59, indien gerekend wordt met het waterspiegelverhang.

$$Q_t = (B \cdot C)\left(i_w^{\frac{1}{2}} \cdot h^{3/2}\right)_t = \left(B \cdot C\, h_t^{3/2}\right) \cdot \left(i_b - \frac{\partial h}{\partial x}\right)_t^{\frac{1}{2}} \qquad (2.2\text{-}61)$$

De afwijking met de toestand van éénparige stroming, vergelijking (2.2-59), kan theoretisch gesteld worden op (formule van Jones):

$$\frac{Q_{golf}}{Q_{éénp}} = \left(\frac{i_b - \frac{\partial h}{\partial x}}{i_b}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(1 - \frac{\frac{\partial h}{\partial x}}{i_b}\right)^{\frac{1}{2}} \qquad (2.2\text{-}62)$$

Deze afwijking komt in fig. 2.2-29 tot uitdrukking in de vorm van een z.g. hysteresislus.

2.2.6 Niet-permanente, één-dimensionale stroming

Bij de niet-permanente waterbeweging spelen de afgeleiden naar de tijd $\frac{\partial Q}{\partial t}$ en $\frac{\partial h}{\partial t}$ een al of niet overheersende rol.
Deze afgeleiden naar de tijd zijn verantwoordelijk voor het feit dat een discontinuïteit of een z.g. lange golf zich gaat voortplanten. De voortplantingssnelheid wordt daarbij gedefinieerd als $c = \frac{dx}{dt}$ en wordt gekarakteriseerd door bijvoorbeeld zowel de afvoer als de waterdiepte langs het golfpad constant te nemen.
In dat geval geldt:

$Q = f(x,t) = \text{constant} \qquad dQ = \frac{\partial Q}{\partial x}\,dx + \frac{\partial Q}{\partial t}\,dt = 0$

$h = f(x,t) = \text{constant} \qquad dh = \frac{\partial h}{\partial x}\,dx + \frac{\partial h}{\partial t}\,dt = 0$

Hieruit volgt dan:

$$c \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial Q}{\partial t} = 0 \qquad (2.2\text{-}63)$$

$$c \cdot \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \qquad (2.2\text{-}64)$$

In het geval dat de traagheidstermen overheersen geldt bij invoering van vergelijking (2.2-63) en (2.2-64) in vergelijking (2.2-11) en (2.2-12), onder de aanname dat $\alpha^1 = 1$ en B_s = constant:

$$-c\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{2QBc}{A_s} \cdot \frac{\partial \bar{h}}{\partial x} + g\,A_s\left(1 - \frac{Q^2 B_s}{g\,A_s^3}\right)\frac{\partial \bar{h}}{\partial x} - g\,A_s i_b + \frac{g\,Q|Q|}{C^2 R \cdot A_s} = 0 \qquad (2.2\text{-}65)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} - Bc \cdot \frac{\partial \bar{h}}{\partial x} = 0 \qquad (2.2\text{-}66)$$

Uit (2.2-65) en (2.2-66) volgt verder:

$$\left[B \cdot C^2 - \frac{2\,QB}{A_s} \cdot c - g\,A_s\left(1 - \frac{Q^2 B_s}{g\,A_s^3}\right)\right]\frac{\partial \bar{h}}{\partial x} + g\,A_s i_b - \frac{g\,Q|Q|}{C^2 R\,A_s} = 0$$

Voor een vlakke bodem ($i_b = 0$) en bij verwaarlozing van de wrijving wordt de voortplantingssnelheid:

$$c_{1,2} = \frac{Q}{A_s} \pm \sqrt{\frac{g\,A_s}{B} + \frac{Q^2}{A_s^2}\left(1 - \frac{B_s}{B}\right)} \qquad (2.2\text{-}67)$$

Deze voortplantingssnelheid geldt o.a. voor een stel translatie-golven bij het openen van de schuif bij een keersluis in een kanaal (fig. 2.2-30).

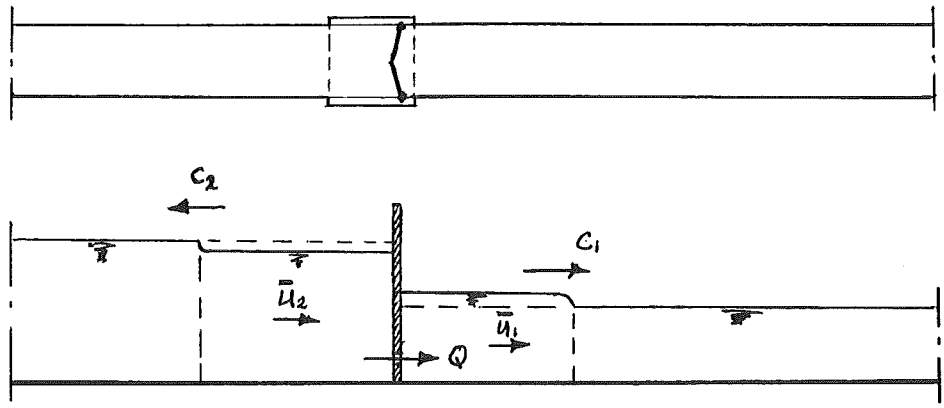


fig. 2.2-30

Aangezien hierbij geldt dat $B = B_s$ en $\bar{U} = \frac{Q}{A_s}$ wordt de voortplantings-snelheid:

$$c_{1,2} = \bar{U} \pm \sqrt{g\bar{h}} \qquad (2.2\text{-}68)$$

Voor hoogwatergolven op rivieren hebben we echter te maken met een z.g. lange golf, d.w.z. dat de golflengte groot is t.o.v. de waterdiepte. In dat geval geldt, zoals reeds in de vorige paragraaf is besproken, dat de traagheidstermen verwaarloosbaar klein zijn t.o.v. de wrijving en de berging.

Voor de bewegingsvergelijking werd voor éénparige stroming in de vorige paragraaf reeds gevonden (vergelijking 2.2-59):

$$Q = B_s C \cdot i_b^{\frac{1}{2}} \cdot h^{3/2}$$

Uitgaande van het feit dat deze vergelijking voor een bepaald tijd-stip alleen afhankelijk is van de plaats, en dat B_s, C en i_b constant blijven, volgt hieruit:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = 3/2\ B_s C \cdot i_b^{\frac{1}{2}} \cdot h^{\frac{1}{2}} \frac{\partial h}{\partial x} = 3/2\ \bar{U} \cdot B_s \frac{\partial h}{\partial x} \qquad (2.2\text{-}67)$$

Voor de continuïteitsvergelijking geldt volgens vergelijking (2.2-58) verder:

$$B \cdot \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

In combinatie met vergelijking (2.2-67) wordt dit:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + 3/2\ \overline{U} \left(\frac{B_s}{B}\right) \frac{\partial h}{\partial x} = 0 \qquad (2.2\text{-}68)$$

Indien gesteld wordt dat de voortplantingssnelheid gekarakteriseerd wordt door de waterdiepte langs het golfpad constant te nemen, dan geldt volgens vergelijking (2.2-64):

$$c \cdot \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial t} = 0$$

Hieruit volgt dan met vergelijking (2.2-68) de voortplantingssnelheid voor een z.g. kinematische golf (éénparige stroming), Henderson 1970 [2.2-3]:

$$c = 3/2\ \overline{U} \cdot \left(\frac{B_s}{B}\right) \qquad (2.2\text{-}69)$$

In figuur 2.2-31 wordt een voorbeeld gegeven van een denkbeeldige rivier met constante breedte ($B = B_s$ = constant), waarbij de afvoer plotseling wordt vergroot van Q_1 tot Q_2.

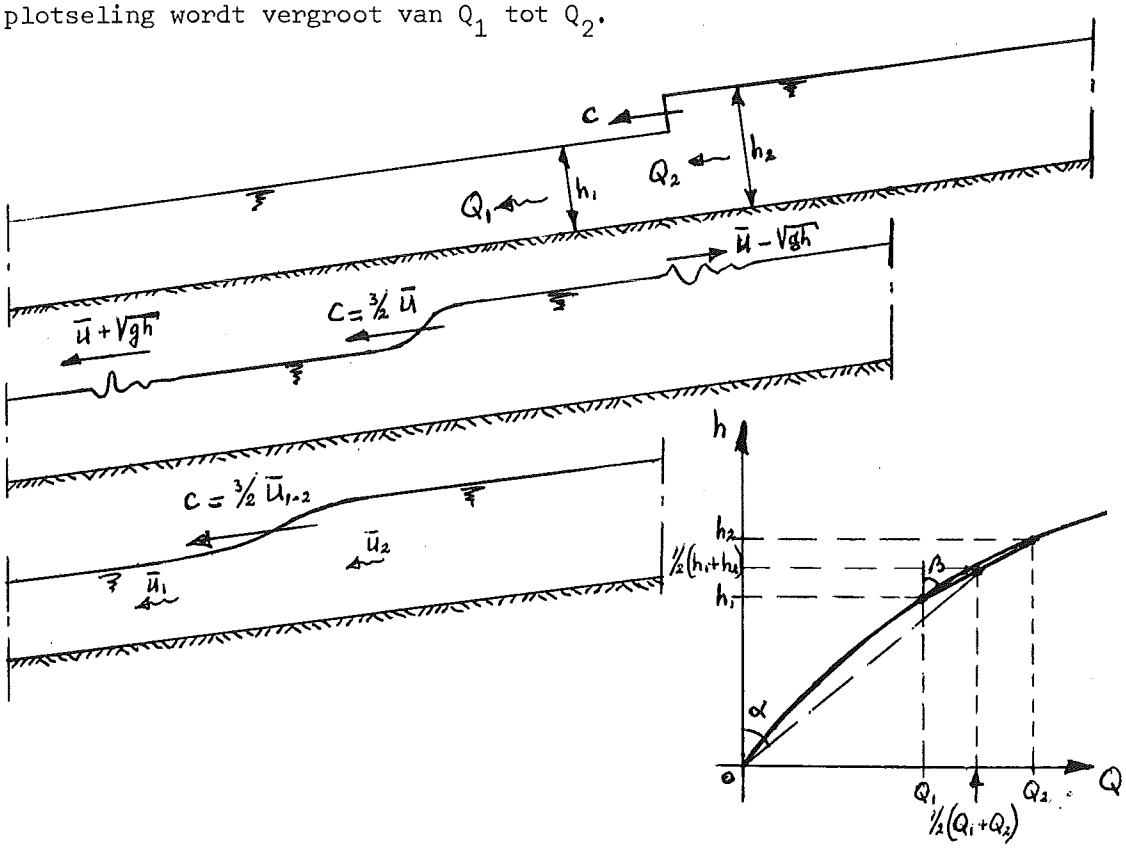


fig. 2.2-31

Indien deze discontinuïteit zich onvervormd zou voortplanten met een snelheid c dan zou volgens de continuïteit moeten gelden:

$$B \cdot C(h_2 - h_1) = Q_2 - Q_1$$

of

$$c = \frac{Q_2 - Q_1}{B(h_2 - h_1)} = 1/B \cdot \frac{dQ}{dh} \qquad (2.2\text{-}70)$$

Volgens de Q/h-kromme in fig. 2.2-31 is $B \cdot c = \text{tg } \beta$, hetgeen nagenoeg overeenkomt met $\frac{dQ}{dh}$ voor het punt $\frac{1}{2}(h_1 + h_2)$ en $\frac{1}{2}(Q_1 + Q_2)$.

Verder geldt dat $B \cdot \overline{U}_{1-2} = \frac{Q_1 + Q_2}{h_1 + h_2} = \text{tg } \alpha$.

Aangezien $Q :: h^{3/2}$ geldt de relatie: $\text{tg } \beta = 3/2 \text{ tg } \alpha$.
De voortplantingssnelheid wordt dus:

$$c = 3/2 \, \overline{U}_{1-2} = 3/2 \, \frac{Q_1 + Q_2}{h_1 + h_2} \cdot 1/B \qquad (2.2\text{-}71)$$

In werkelijkheid zal het front van de golf zich gaan vervormen. Daarnaast zullen er, direct na het aanwezig zijn van de discontinuïteit in de afvoer, in het wateroppervlak vóór en achter de discontinuïteit geringe verstoringen optreden welke zich voortplanten met de snelheid $c_{1,2} = U \pm \sqrt{gh}$ (zie fig. 2.2-31).

Een hoogwatergolf, welke bijvoorbeeld op de Rijn de stad Bazel bereikt, kan zodoende in ruim een etmaal in Nederland voelbaar worden. De hoogwatergolf **zelf** plant zich echter met een veel geringere snelheid voort, nl. met ongeveer anderhalf maal de plaatselijke gemiddelde stroomsnelheid, zoals in het voorgaande is afgeleid.

Voorgaande aanname (éénparige stroming vóór en achter een discontinuïteit) geeft voor vele doeleinden echter geen realistisch beeld, speciaal voor gevallen waarbij de demping of vervlakking van hoogwatergolven belangrijk is. Voor zulke gevallen is het beter om uit te gaan van het waterspiegelverhang i.p.v. het bodemverhang, waarbij echter de traagheidstermen eveneens verwaarloosd worden; zie vergelijking (2.2-57) en (2.2-61).

$$Q = C \cdot A_s \cdot R^{\frac{1}{2}} \cdot \left(i_b - \frac{\partial h}{\partial x}\right)^{\frac{1}{2}}$$

Bij variërende C, A_s en R geldt nu:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = \left[\frac{dC}{dh} \cdot \frac{Q}{C} + \frac{Q}{A_s} \cdot \frac{d A_s}{dh} + \frac{Q}{2R} \cdot \frac{dR}{dh}\right] \frac{\partial h}{\partial x} - \tfrac{1}{2} Q \cdot \left(i_b - \frac{\partial h}{\partial x}\right)^{-1} \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = 0$$

Invoering hiervan in de continuïteitsvergelijking geeft:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + 1/B \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + c \frac{\partial h}{\partial x} - D \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = 0 \qquad (2.2\text{-}72)$$

waarin

$$c = \frac{Q}{B}\left[1/C \cdot \frac{dC}{dh} + 1/A_s \cdot \frac{d A_s}{dh} + \frac{1}{2R} \cdot \frac{dR}{dh}\right] \qquad (2.2\text{-}73)$$

en $$D = \frac{Q}{2B \cdot \left(i_b - \frac{\partial h}{\partial x}\right)} \qquad (2.2\text{-}74)$$

Bovenstaande is de z.g. <u>diffusie analogie</u>, welke geldt voor $Fr^2 << 1$, zie Schönfeld, 1948 [2.2-10].

Vergelijking (2.2-72) is een enkele niet-lineaire differentiaalvergelijking voor de waterdiepte h. Deze <u>parabolische of diffusie type</u> vergelijking wordt o.a. ook toegepast bij de warmte- en grondwaterstroming. De diffusieterm in de vergelijking is verantwoordelijk voor de demping van de golven.
Indien de coëfficient (c en D) van de vergelijking voor een moment constant worden genomen, dan ontstaat er een oplossing van de volgende vorm:

$$h = h_0 \cdot e^{-k^2 \cdot Dt} \cdot \sin\left[k(x - ct)\right] \qquad (2.2\text{-}75)$$

In werkelijkheid zijn de coëfficienten c en D echter niet constant, maar om vergelijking (2.2-75) met succes te kunnen toepassen worden in de praktijk voor deze coëfficienten constante waarden genomen, die passen bij de gemiddelde omstandigheden (zie verder college f13b, hoogwaterbestrijding).

Naast de oplossing m.b.v. de kinematische golf en de diffusie analogie is er tenslotte nog de dynamische golfbenadering. Hierbij worden de volledige vergelijkingen (2.2-11) en (2.2-12) opgelost d.m.v. numerieke methoden.

In het algemeen geldt, dat voor berekeningen van de voortplanting van hoogwatergolven tegenwoordig vrijwel steeds numerieke methoden gebruikt worden. De voorgaande analytische oplossingen van de vereenvoudigde vergelijkingen dienen om snelle schattingen te maken en om het inzicht in de verschijnselen te verhogen.

Opm.: Bij numerieke methoden moet men erop bedacht zijn, dat het rekenschema stabiel is. Daarnaast is het uiteraard van belang dat het wiskundig model voldoende nauwkeurig is. De numerieke demping van amplitude en fase (voortplantingssnelheid) van de golf dient nl. zodanig klein te zijn, dat de aanwezige fysische demping van amplitude en fase niet noemenswaardig wordt aangetast. Voor de opzet van dergelijke wiskundige modellen wordt o.a. verwezen naar Vreugdenhil (1974) [2.2-11].

2.2.7 Twee-dimensionale stroming

Bij de één-dimensionale stroming werd in het voorgaande steeds aangenomen, dat er alleen in de x-richting gestroomd werd ($\bar{V} = \bar{W} = 0$; $\bar{U} = \bar{V}_s$).

Voor gecompliceerde stroombeelden, waar praktisch alleen in x- en y-richting wordt gestroomd ($\bar{W} = 0$) wordt uitgegaan van de vergelijkingen (2.2-5) t/m (2.2-8).

Nemen we nu aan, dat de richtingen van de bodemschuifspanningen (in x- en y-richting) dezelfde zijn als die van de gemiddelde snelheden in x- en y-richting dan geldt:

$$\frac{\bar{U}}{\bar{V}_s} = \frac{\tau_{xb}}{\tau_b} \quad \rightarrow \quad \tau_{xb} = \frac{\rho g}{C^2} \cdot \bar{U} \cdot \bar{V}_s$$

$$\frac{\bar{V}}{\bar{V}_s} = \frac{\tau_{yb}}{\tau_b} \quad \rightarrow \quad \tau_{yb} = \frac{\rho g}{C^2} \cdot \bar{V} \cdot \bar{V}_s$$

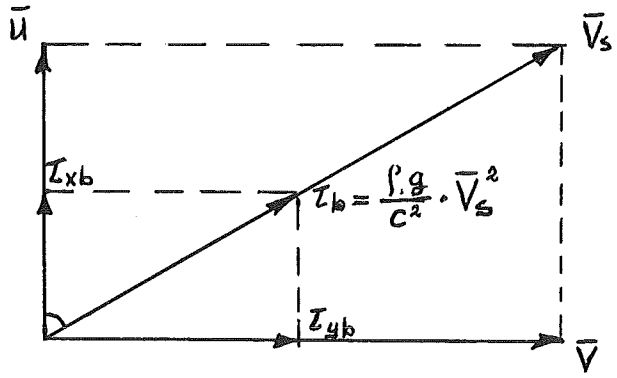


fig. 2.2-32

Verder geldt: $\left.\begin{aligned} \bar{V}_s^2 &= \bar{U}^2 + \bar{V}^2 \\ \tau_b^2 &= \tau_{xb}^2 + \tau_{yb}^2 \end{aligned}\right\} \quad i^2 = i_x^2 + i_y^2$

Stellen we nu verder $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$, dan kunnen de vergelijkingen (2.2-5) t/m (2.2-8) als volgt worden geschreven:

$$\frac{\partial \bar{U}}{\partial t} + \bar{U}\frac{\partial \bar{U}}{\partial x} + \bar{V}\frac{\partial \bar{U}}{\partial y} + g \cdot \frac{\partial z_w}{\partial x} - f\bar{V} + g\frac{\bar{U}\cdot\sqrt{\bar{U}^2 + \bar{V}^2}}{C^2 \cdot h} = 0 \qquad (2.2\text{-}76)$$

$$\frac{\partial \bar{V}}{\partial t} + \bar{U}\frac{\partial \bar{V}}{\partial x} + \bar{V}\frac{\partial \bar{V}}{\partial y} + g\frac{\partial z_w}{\partial y} + f\cdot\bar{U} + g\frac{\bar{V}\cdot\sqrt{\bar{U}^2 + \bar{V}^2}}{C^2\cdot h} = 0 \qquad (2.2\text{-}77)$$

$$\frac{\partial z_w}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(h\cdot\bar{U}) + \frac{\partial}{\partial y}(h\cdot\bar{V}) = 0 \qquad (2.2\text{-}78)$$

$$z_w = h + z_b$$

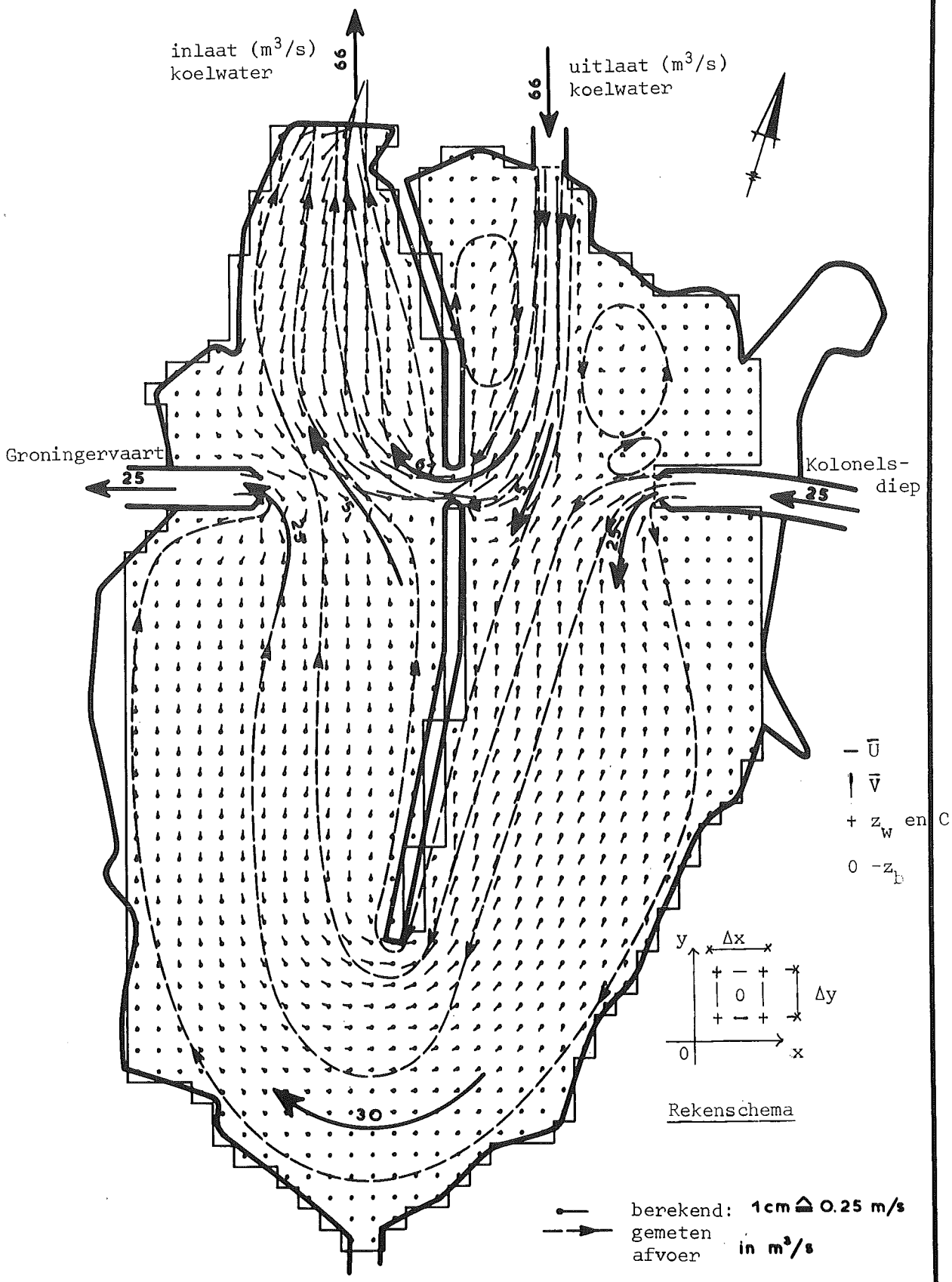
In fig. 2.2-33 is het resultaat te zien van een, door het Waterloopkundig Laboratorium uitgevoerde, numerieke berekening met behulp van bovenstaande vergelijkingen (programma Leendertse, R.W.S.) voor de waterstroming in het Bergumermeer na inwerkingtreding van het koelwatercircuit voor de electriciteitscentrale. Zie Kuipers en Vreugdenhil, 1973 [2.2-12].
De aanname, dat de richting van de bodemschuifspanning dezelfde is als die van de gemiddelde snelheid over de hoogte, maakt dat deze rekenmethode alleen geschikt is voor een bekende bodemligging en niet voor veranderingen in bodemligging bij een bodem met beweeglijk bed. Voor het bepalen van de evenwichtsligging van zo'n bodem is nl. de exacte grootte en richting van de bodemschuifspanning vereist. In die gevallen is kennis van de drie-dimensionale stroming noodzakelijk.

Bij de behandeling van de één-dimensionale stroming is steeds uitgegaan van een horizontale waterstand in het gehele dwarsprofiel, d.w.z. dat er geen dwarsverhang aanwezig is. Dit komt omdat geen rekening is gehouden met de krachten t.g.v. Coriolis. Volgens vergelijking (2.2-6) geldt nl., ook al is er gesteld dat $\bar{V} = 0$, dat:

$$gh\cdot\frac{\partial z_w}{\partial y} + 1/\rho\cdot\tau_{yb} + f\cdot h\bar{U} = 0 \qquad (2.2\text{-}79)$$

Indien nu de wrijving verwaarloosd wordt, dan vinden we voor het dwarsverhang:

$$\frac{\partial z_w}{\partial y} = i_y = \frac{f}{g}\cdot\bar{U} = \frac{2\Omega\cdot\sin\phi}{g}\cdot\bar{U} \qquad (2.2\text{-}80)$$



Bergumermeer

schaal 1:5.000

fig. 2.2-33

Voor Nederland geldt:

geografische breedte : $\phi = 53^{o}$

hoeksnelheid draaiing aarde : $\Omega = \frac{2\pi}{24.60.60} = 0{,}0000727$ rad/s

Indien de gemiddelde snelheid $\bar{U} = 1$ m/s dan wordt het dwarsverhang:

$$i_y = \frac{2\Omega \cdot \sin \phi}{g} \cdot \bar{U} = 0{,}116.10^{-4}$$

Indien de wrijving wordt meegenomen, dan ontstaat er een drie-dimensionale stroming (z.g. spiraalstroom), waarbij $\bar{V}$ weliswaar nul wordt, maar V niet.

Hetzelfde doet zich voor bij bochtstromingen t.g.v. de centriputale versnelling. Om een eerste indruk te krijgen in het verloop van de waterstanden en snelheden gaan we uit van de twee-dimensionale potentiaalstroming in een bocht. Bij een potentiaalstroming treden geen energieverliezen op, zodat het energievlak over de gehele bocht horizontaal verloopt.

$$H = h + \frac{\bar{V}_s^2}{2g} = \text{constant over de bocht.}$$

Differentiatie naar r geeft $\left(\frac{dH}{dr} = 0\right)$:

$$\frac{dh}{dr} = -1/g \cdot \bar{V}_s \cdot \frac{d\bar{V}_s}{dr} \qquad (2.2\text{-}81)$$

Uit het evenwicht (F = m·a) in radiale richting volgt verder:

$$\rho \cdot g \cdot dh = \rho \cdot \frac{\bar{V}_s^2}{r} \cdot dr$$

Hieruit volgt voor het dwarsverhang:

$$\boxed{i_r = \frac{dh}{dr} = \frac{\bar{V}_s^2}{gr}} \qquad (2.2\text{-}82)$$

Uit (2.2-81) en (2.2-82) volgt nu:

$$\frac{\bar{V}_s}{r} = -\frac{d\bar{V}_s}{dr} \quad \text{of} \quad 1/r \cdot dr = -\frac{1}{\bar{V}_s} \cdot d\bar{V}_s$$

Geïntegreerd wordt dit:

$$\ln r = - \ln \bar{V}_s + \ln C_1 \quad \rightarrow \quad \boxed{r \cdot \bar{V}_s = \text{constant}}$$

Hieruit volgt:

$$\bar{V}_s :: 1/r \qquad (2.2\text{-}83)$$

In figuur 2.2-34 is dit resultaat weergegeven voor een bocht van 90°, aan weerszijden aansluitend op een rechte waterloop (zie drsn. 2). Hierin zijn vier stroombanen met elk een afvoer $q = \frac{1}{4} Q$ getekend.

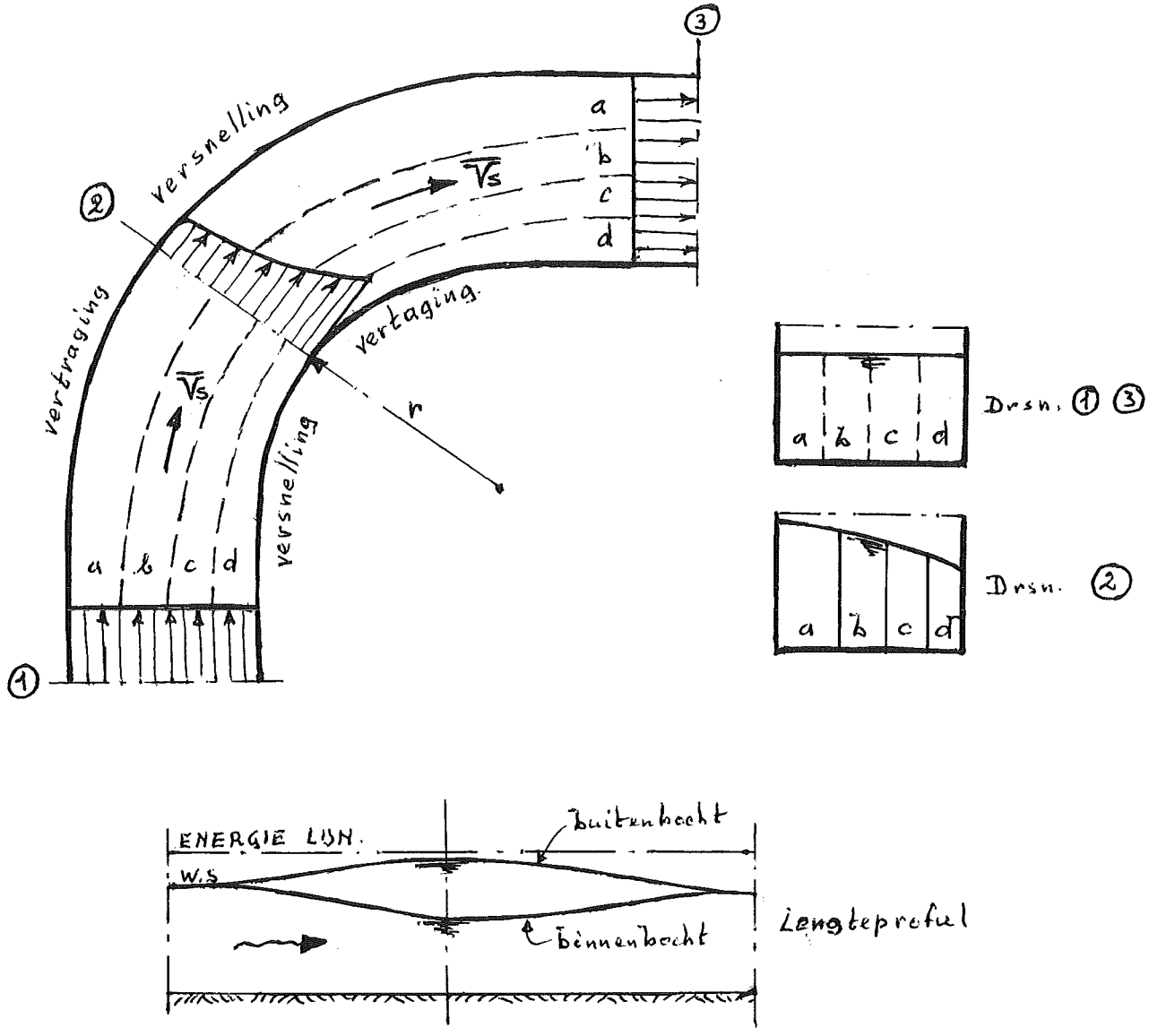


fig. 2.2-34

zie ook b71

We zien hieruit, dat het water in stroombaan a eerst vertraagt en daarna weer versnelt. Voor stroombaan d geldt het omgekeerde. In het lengteprofiel is dit te zien uit het verloop van de waterspiegellijn langs de binnen- en buitenbocht.
In werkelijkheid hebben we echter niet met een potentiaalstroom te maken maar met een wrijvingsstroom. Hierdoor zal het dwarsverhang groter worden en door de aanwezige schuifspanning in radiale richting zal er een drie-dimensionale stroming (z.g. spiraalstroom) gaan optreden.

Toch wordt deze twee-dimensionale potentiaaltheorie nog wel toegepast voor stroombaanberekeningen. Hierbij wordt dan alleen de wrijving in rekening gebracht t.a.v. het dwarsverhang en het langsverhang. De secundaire spiraalstroming wordt daarbij buiten beschouwing gelaten. Het vraagstuk moet nu proberenderwijs worden opgelost met behulp van twee formules, nl.:

1) Het dwarsverhang van de <u>waterspiegel</u> loodrecht op de stroombanen moet voldoen (zie drie-dimensionale stroming) aan:

$$i_r = \alpha \frac{\bar{V}_s^2}{g \cdot r}$$

<u>Voor $\kappa = 0{,}4$ geldt:</u>

C:	30	40	50	60	70	80
α:	1,15	1,10	1,07	1,05	1,04	1,03

2) Het <u>energieverhang</u> langs de stroombaan moet voldoen aan:

$$i_s = \frac{\bar{V}_s^2}{C^2 \cdot h}$$

Als voorbeeld nemen we een rivierbocht welke bij hoogwater wordt kortgesloten via de uiterwaard (zie fig. 2.2-35).

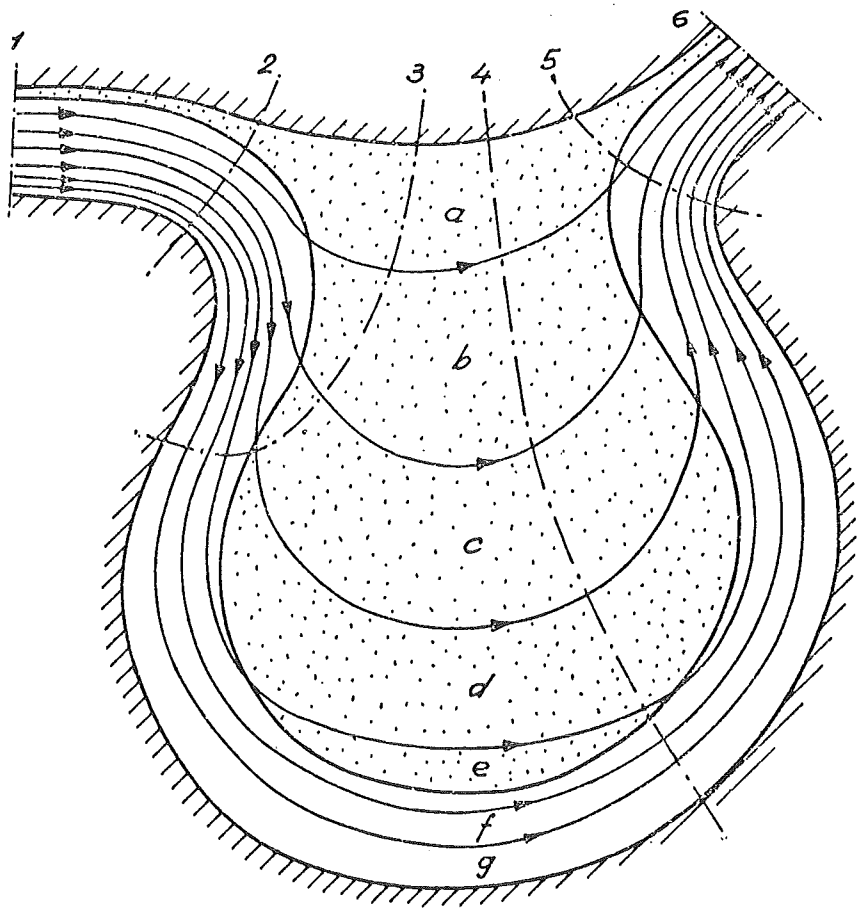


fig. 2.2-35

In dit geval zijn een zevental stroombanen (a t/m g) geschetst, terwijl het betreffende riviergedeelte in 5 vakken is verdeeld (dwarsprofiel 1 t/m 6 haaks op de stroombanen). Elke stroombaan heeft nu een afvoer van q = 1/7 Q en een gemiddelde snelheid $\bar{V}_s = \frac{q}{b \cdot h}$

Hiermee wordt nu het net als volgt doorberekend:

1) We gaan uit van rechte stroombanen (r = ∞) en dus een horizontale waterstand in dwarsprofiel 6. Daarna wordt voor het dwarsprofiel 6 de energiehoogte $\frac{\bar{V}_s^2}{2g}$ in elke stroombaan bepaald en wordt vervolgens elke stroombaan stroomopwaarts gaande (stromend water) met de formule van het energieverhang doorgerekend.

De waterstanden van elk der stroombanen in de doorsneden 5, 4, 3, 2 en 1 vinden we door ter plaatse de energiehoogte weer af te trekken.

2) Nu moet het dwarsverhang in bovengenoemde doorsneden beantwoorden aan de formule van het dwarsverhang

$$i_r = \alpha \cdot \frac{\bar{V}^2_s}{gr}$$

waarbij de straal r wordt opgemeten uit de tekening.

Voldoen de berekende waterstanden in de betreffende profielen hieraan niet, dan moet het stroombaannet worden veranderd en de berekening herhaald worden.
Deze berekening vraagt om veel ervaring, mede door het voortdurend veranderen van h en C in een stroombaan.

In het voorgaande is steeds aangenomen dat de stroombanen aan elkaar en aan de oevers grenzen. Dit is echter niet altijd het geval. Speciaal bij stroomvertragingen en speciaal achter discontinuïteiten zoals kribben e.d. kunnen loslaatverschijnselen met neervorming gaan optreden (zie fig. 2.2-36).

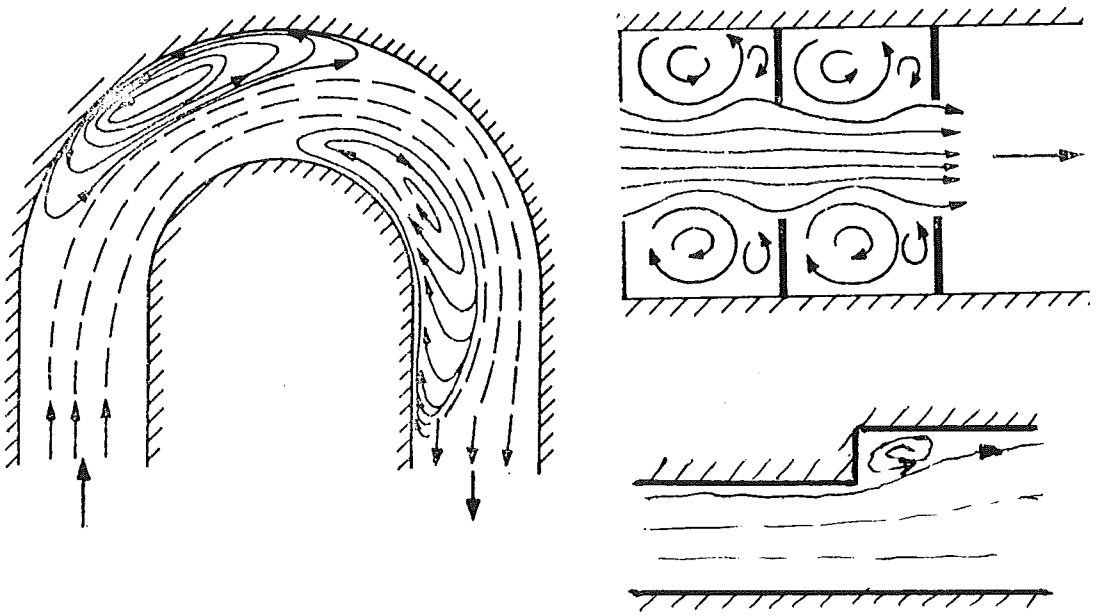


fig. 2.2-36

Een neer is in wezen een bochtstroming om een vertikale as, waarbij vrij grote dwarsverhangen kunnen optreden i.v.m. de geringe waarden van de straal r. Tussen de stroombaan en de neer bevindt zich vaak een wervelstraat, welke ontstaat door het verschil tussen de snelheid aan de buitenzijde van de neer en de snelheid in de stroombaan zelf (zie fig. 2.2-37).

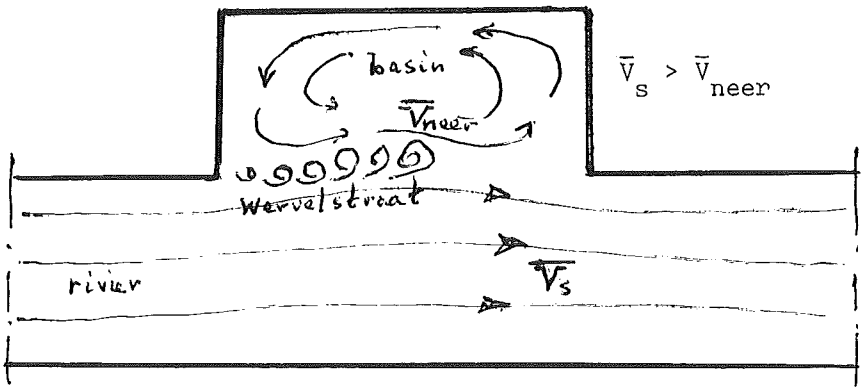


fig. 2.2-37

De energie-overdracht van de stroombaan op de aangedreven neer is dan ook een zeer gecompliceerd geval, waarbij de drie-dimensionale stroming een al of niet overheersende rol speelt.

2.2.8 Drie-dimensionale stroming

Bij de twee-dimensionale stroming werd het dwarsprofiel als het ware platgeslagen door de integratie over de waterdiepte. Er werd daarbij alleen gerekend met gemiddelde snelheden over de vertikaal $\bar{U}$ en $\bar{V}$. Bij een bochtstroming is dit ook nog wel te doen, zoals we gezien hebben, maar voor het bepalen van de evenwichtsligging van de bodem is meer kennis vereist, bijvoorbeeld ten aanzien van de juiste grootte en richting van de bodemschuifspanning. Daartoe is het nodig om de wrijving tussen de waterdeeltjes onderling mee te nemen.
Voor elk waterdeeltje in een vertikaal moet er nl. evenwicht bestaan volgens F - m.a. = 0, zowel in radiale (r) als tangentiële richting (θ). Aangezien alle waterdeeltjes onder invloed staan van hetzelfde dwarsverhang $\left(\frac{\partial z_w}{\partial r} = i_r\right)$, maar de centriputale versnelling $\left(\frac{V_\theta^2}{r}\right)$ nabij het oppervlak veel groter is dan die nabij de bodem (i.v.m. het logarithmische snelheidsverloop van V_θ over de hoogte in tangentiële richting), kan er tussen deze twee nooit evenwicht bestaan.
Dit evenwicht wordt dan ook veroorzaakt door de aanwezigheid van schuifspanningen tussen de deeltjes onderling. Zoals uit de vloeistofmechanica bekend is, kan er alleen schuifspanning optreden tengevolge van snelheidsverschillen. Er zal dan ook in radiale richting een snelheidsverloop gaan optreden, waarbij de waterdeeltjes nabij de waterspiegel een beweging maken welke gericht is naar de buitenbocht, terwijl de deeltjes nabij de bodem naar de binnenbocht zijn gericht. Hierdoor ontstaat dan de z.g. "spiraalstroom". Vanwege de continuïteit ontstaat nabij de wanden een compenserende vertikale snelheid.
Zie Rozovskii, 1957 [2.2-13].

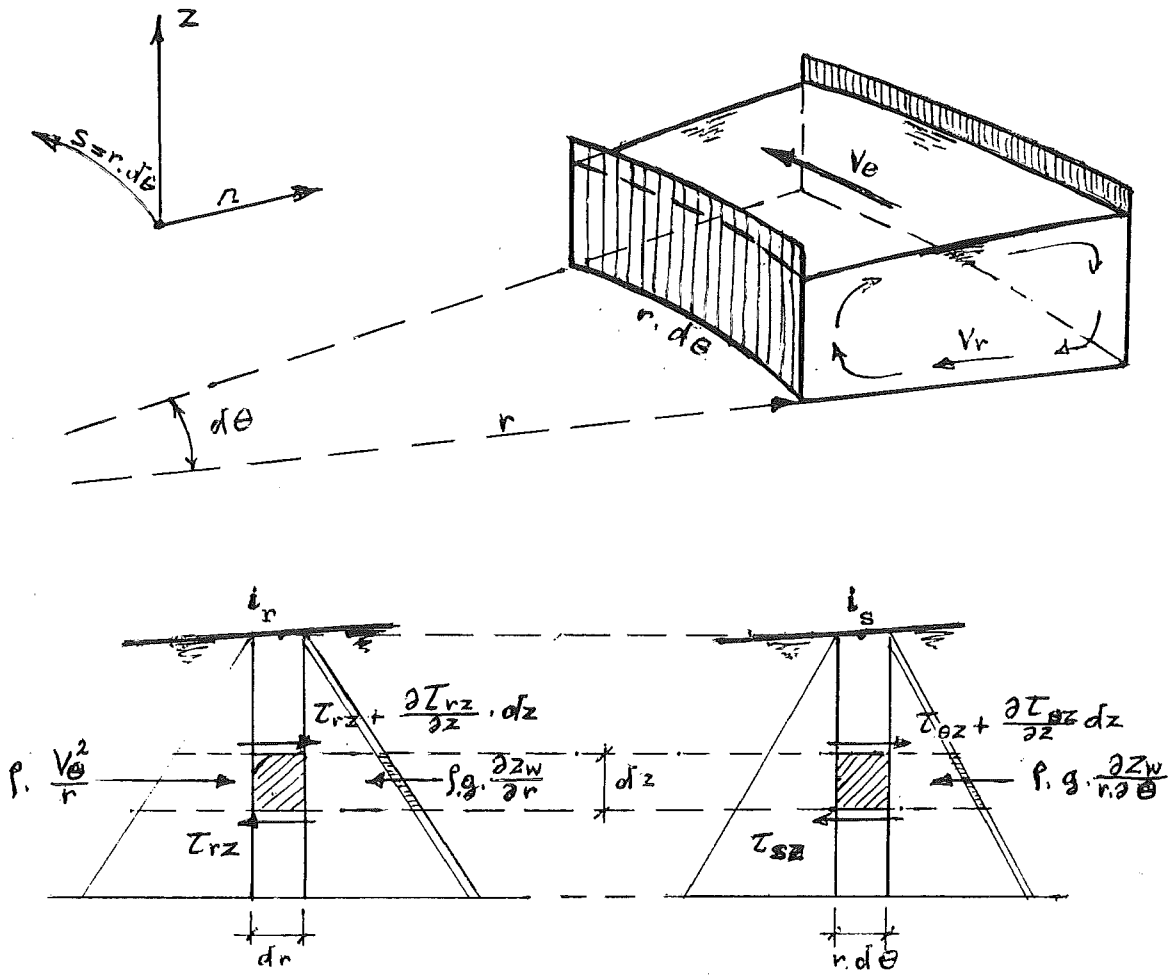


fig. 2.2-38

We kunnen nu de volgende differentiaalvergelijkingen opstellen, waarbij een hydrostatische drukverdeling over de vertikaal is aangenomen.

<u>radiaal:</u>

$$-\frac{V_\theta^2}{r} + g\frac{\partial z_w}{\partial r} - 1/\rho \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial z} = 0 \qquad (2.2\text{-}84)$$

<u>tangentieel:</u>

$$g\frac{\partial z_w}{r\partial \theta} - 1/\rho \frac{\partial \tau_{\theta z}}{\partial z} = 0 \qquad (2.2\text{-}85)$$

$$\frac{\partial V_\theta}{r\partial \theta} + \frac{\partial V_r}{\partial r} + \frac{V_r}{r} + \frac{\partial W}{\partial z} = 0 \qquad (2.2\text{-}86)$$

Toepassing van de mengweghypothese, waaraan wordt toegevoegd dat de schuifspanningsrichting correspondeert met de vertikale

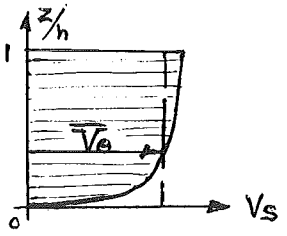
snelheidsgradiëntvector geeft, bij aanname dat W en V_r erg klein zijn t.o.v. $V_\theta \approx V_s$ de volgende betrekkingen:

$$\left.\begin{aligned} \tau_{sz} &= \rho \cdot \varepsilon \cdot \frac{\partial V_s}{\partial z} \\ \tau_{rz} &= \rho \cdot \varepsilon \cdot \frac{\partial V_r}{\partial z} \end{aligned}\right\} \rho \qquad \varepsilon = \ell^2 \left|\frac{\partial V_s}{\partial z}\right|$$

Hieruit volgt, dat vergelijking (2.2-85) dezelfde uitdrukking geeft als vergelijking (2.2-13), zodat voor de tangentiële snelheidsverdeling geldt:

$$V_s = \frac{V_x}{\kappa} \ln z/z_0 \quad \text{met} \quad V_x = \sqrt{ghi_s}$$

$$\bar{V}_s = \frac{V_x}{\kappa} \cdot \left[\ln (h/z_0) - 1\right] = C\sqrt{hi_s}$$



Uit vergelijking (2.2-84) volgt, bij aanname dat $\bar{V}_r = 0$, voor het dwarsverhang, zie Bouwmeester, 1972 [2.2-14] :

$$i_r = \frac{\partial z_w}{\partial r} = \alpha \cdot \frac{\bar{V}_\theta^2}{gr} = \left[1 + 3\left(\frac{\sqrt{g}}{\kappa C}\right)^2 - 2\left(\frac{\sqrt{g}}{\kappa C}\right)^3\right] \cdot \frac{\bar{V}_s^2}{gr} \qquad (2.2\text{-}87)$$

Voor de waarden van $\alpha = f\cdot(\kappa, C)$ zie blz. 2.2-56.

De radiale snelheidsverdeling $V_r = f(\kappa, C, i_r)$ geeft een ingewikkelde uitdrukking, welke voor dit college niet belangrijk is, maar dat voor $\kappa = 0{,}4$ en $C = 40$ à $60\ m^{\frac{1}{2}}/s$ benaderd kan worden door de volgende uitdrukking, waarbij alleen nabij de bodem een afwijking optreedt t.a.v. het werkelijke verloop (zie figuur 2.2-40).

$$V_r = 6 \cdot h \cdot (2 \cdot z/h - 1) \cdot \frac{\bar{V}_s}{r} \qquad (2.2\text{-}88)$$

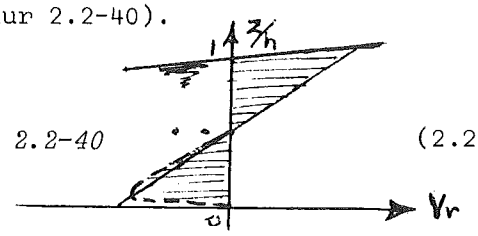


fig. 2.2-40

In figuur 2.2-41 is het verloop van de oppervlaktestroom en de bodemstroom weergegeven, waarbij het oppervlaktewater nabij de buitenbocht naar beneden duikt en het bodemwater nabij de binnenbocht omhoog stijgt.

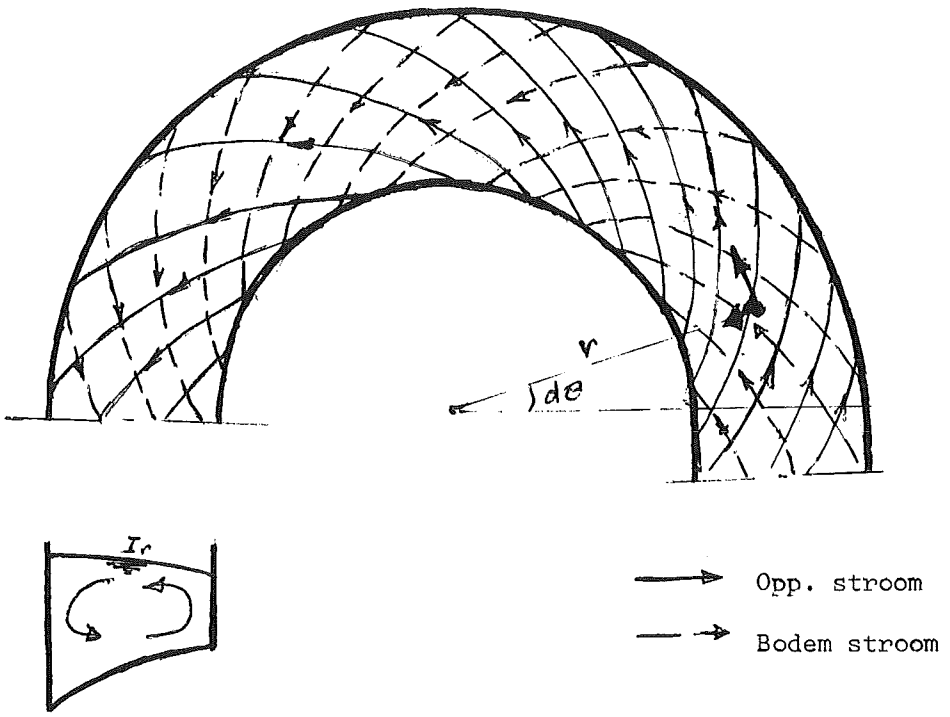


fig. 2.2-41

Voor de radiale bodemschuifspanning wordt verder gevonden:

$$\tau_{rb} = -2 \cdot \rho g h \cdot \left[\left(\frac{\sqrt{g}}{\kappa C} \right)^2 - \left(\frac{\sqrt{g}}{\kappa C} \right)^3 \right] \cdot \frac{\overline{V_s^2}}{g \cdot r} \qquad (2.2\text{-}89)$$

Voor tangentiële bodemschuifspanning geldt verder:

$$\tau_{sb} = \rho \cdot g \cdot h \cdot i_s = \rho \cdot g \cdot \frac{V_s^2}{C^2} \qquad (2.2\text{-}90)$$

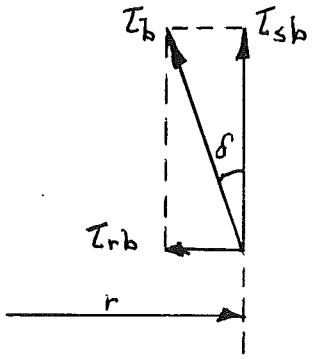


fig. 2.2-42

Voor de hoek δ geldt nu (zie fig. 2.2-42):

$$\text{tg } \delta = 2/\kappa^2 \cdot \left(1 - \frac{\sqrt{g}}{\kappa C} \right) \cdot \left(\frac{h}{r} \right) \qquad (2.2\text{-}91)$$

$$\text{tg } \delta = \gamma \cdot \left(\frac{h}{r} \right)$$

Voor κ = 0,4 geldt dan:

C	30	40	50	60	70	80
γ	9,3	10,1	10,6	10,9	11,1	11,3

Dit laatste is belangrijk i.v.m. de evenwichtsligging van de bodem in een bocht, zoals in hoofdstuk 3.2 wordt uiteengezet.

De drie-dimensionale waterbeweging met de daarbij behorende zandbeweging speelt bij rivieraansluitingen (fig. 2.2-43) d.m.v. een eivormig bassin eveneens een belangrijke rol. Door deze stroming ontstaan er aanzandingen in het midden van het bassin, zodat de scheepvaart, welke langs de buitenzijde van het bassin plaatsvindt, hier geen hinder van ondervindt.

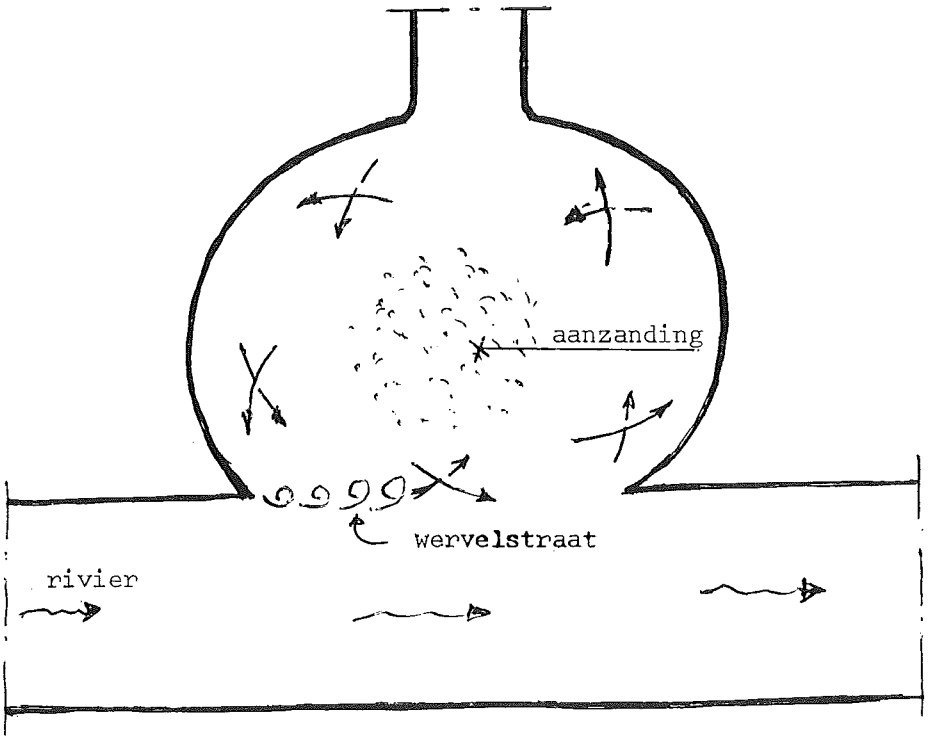


fig. 2.2-43

2.3 Andere aspecten van rivieren

2.3.1 Waterkwaliteit van rivieren

Van een rivieringenieur mag worden verwacht, dat hij enig inzicht heeft in de kwaliteitsaspecten van het rivierwater. Het analyseren van de optredende processen en het kwantificeren van de aan het water te stellen eisen behoort zeker niet tot zijn taak; wel het onderkennen van bezwaren die de rivier in dit opzicht kan geven bij menselijke benutting en de kwalitatieve invloed die de rivier kan ondergaan bij de uitvoering van rivierwerken. Voor de behandeling van deze kwaliteitsaspecten wordt verwezen naar de collegehandleiding "Water, verontreiniging en zelfreiniging" van prof. ir. L. Huisman [2.3.1-1]. Verder is bij deze paragraaf gevoegd een artikel van prof. dipl. ing. H.J. Pöpel, waarin speciaal het rivierwater wordt behandeld [2.3.1-2]. In Ven Te Chow [2.3.1-3], section 19 wordt in het bijzonder aandacht gegeven aan de kwaliteitseisen en de optredende chemische processen. Tenslotte kan voor een zeer uitvoerige, en voor rivieringenieurs te vergaande behandeling van de stof worden verwezen naar het boek van C.J. Velz - Applied Stream Sanitation [2.3.1-4].

In het volgende zullen enkele punten worden opgehaald, in het bijzonder ten aanzien van de levensprocessen van organismen in rivierwater.
Bij de in hoofdstuk 7 genoemde benuttingen van de rivier zal een groot aantal kwaliteitseisen aan het water gesteld moeten worden. Als voorbeeld kunnen genoemd worden zwevende stoffen (verstopping inlaat, filter); opgeloste anorganische verbindingen die het water hard of agressief maken of ongeschikt voor huishoudelijk, industrieel of agrarisch gebruik; of die kleur, geur en smaak beïnvloeden (drinkwater, recreatie); die gifstoffen bevatten (zware metalen, bestrijdingsmiddelen) of die radioactief zijn; en tenslotte ziekteverwekkende organismen.

Ook het water van rivieren, die nauwelijks door menselijke activiteiten worden beïnvloed, kan ongewenste eigenschappen bezitten. In de meeste gevallen is de concentratie van ongewenste stoffen of organismen echter zo klein dat geen bezwaar wordt ondervonden. Bovendien blijkt in vele gevallen dat natuurlijke hoge concentraties veelal geen bezwaren geven voor de bewoners, die altijd gebruik hebben gemaakt van dit water; het lichaam heeft zich erop ingesteld. Hoge, niet van nature aanwezige

concentraties, ook van in principe goede stoffen, zijn meestal funest. Vrijwel steeds is de mens de oorzaak van dit soort hoge concentraties.

In de linkerhelft van fig. 2.3-1 is een schets gegeven van de mogelijke belasting van rivieren.

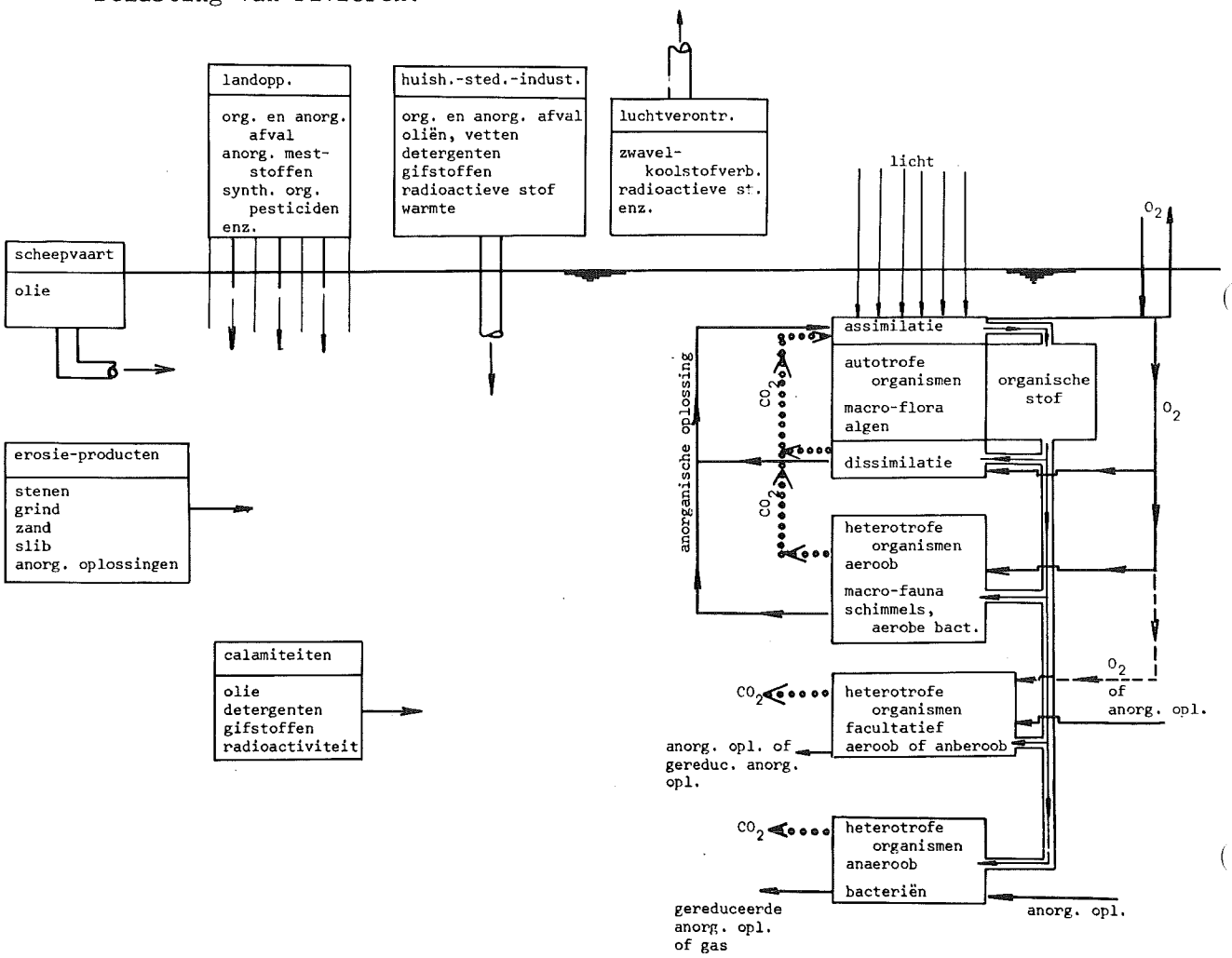


fig. 2.3-1 Verontreiniging en zelfreiniging van rivieren

Tegenover de belasting van de rivier met verontreinigde stoffen en organismen staat als reactie de zogenaamde zelfreiniging. Deze laatste kan van fysisch-mechanische, van chemische en van biologische aard zijn.

Van fysisch-mechanische aard is de bezinking, niet alleen van erosie-produkten, maar ook van gemineraliseerde anorganische verbindingen en van afgestorven organismen. Verder de uitwisseling met de atmosfeer van gassen en van warmte. Ook de verdunning van afvalwater met rivierwater, en de afvlakking van piekbelastingen door accumulatie in meren,

enz. hoort hiertoe. Intussen kan de bezinking van slib, indien vermengd met afgestorven organismen, ook grote bezwaren geven. In deze benthoslaag kunnen zich anaerobe processen ontwikkelen en kunnen tijdelijk zware metalen geaccumuleerd worden die bij opwoeling gevaar kunnen geven.
Van chemische aard zijn de anorganische verbindingen die in de rivier tot stand kunnen komen. Er bestaan echter een aantal stoffen die geen verbinding aangaan met andere stoffen, en die dus door de rivier tot aan zee moeten worden afgevoerd. Een bekend voorbeeld is de chloride die door de Franse kalimijnen op de Rijn wordt geloosd. Beperking van deze lozing geeft de enige mogelijkheid om tot een aanvaardbaar chloorgehalte op de Nederlandse Rijntakken te komen. Egalisatie van dit gehalte is nodig, niet omdat er piekbelastingen optreden, maar omdat de Rijnafvoer varieert. De hoeveelheid geloosd chloride moet dus evenredig zijn aan de rivierafvoer, zodat in dit geval een buffer in de afvallozing aanwezig dient te zijn.
Een ander voorbeeld van niet te binden stoffen vormen de zware metalen, en ook de synthetische bestrijdingsmiddelen, zoals de vroeger gebruikte D.D.T. Deze worden weliswaar in organische stof opgenomen en dus ten dele tijdelijk uit het water verwijderd, maar consumptie van de organische stof door bijvoorbeeld vissen, en consumptie van vissen door mensen brengt deze stoffen in opslag in de mens. Bovendien komen bij massale afsterving van organismen deze gevaarlijke stoffen weer terug in het rivierwater, maar dan geconcentreerd.
Tenslotte is er een zelfreiniging van water die van biologische aard is. Deze is wellicht de belangrijkste van de drie, al dient direct daaraan te worden toegevoegd dat de positieve kant ervan sterk kan worden verminderd door negatieve aspecten. De aanwezigheid van opgeloste zuurstof in het water is hiervoor bepalend; zelfs in zodanige mate dat de zuurstofhuishouding van de rivier in feite beslissend is voor de zelfreinigende werking van de rivier. Om dit proces te beschrijven is in de rechterhelft van fig. 2.3-1 een schetsmatig en onvolledig beeld gegeven van het biologisch proces.
Primair wordt organische stof door assimilatie geproduceerd door autotrofe organismen. Met behulp van bladgroen wordt lichtenergie opgenomen en anorganische stoffen in organische omgezet volgens de formule:

anorg. stof + water + koolzuur + energie $\rightleftarrows$ org. stof + zuurstof.

In de groeiperiode en bij aanwezigheid van daglicht verloopt het proces van links naar rechts; er wordt nieuwe organische stof gevormd, waarbij zuurstof vrijkomt. Deze laatste kan een zeer welkome bijdrage leveren tot de zuurstofhuishouding die overigens aangewezen is op de opname uit de atmosfeer.
Bij de dissimilatie, die zowel bij daglicht als 's nachts optreedt, verloopt het proces van rechts naar links. Hierbij wordt de organische stof weer geoxydeerd, en komt energie vrij voor de verschillende levensverrichtingen. We zien hier dus een voedselcyclus waarbij het zonlicht de motor is die het proces gaande houdt.
Naast de autotrofe organismen zijn er de heterotrofe organismen die geen nieuwe organische stof produceren, maar die met behulp van zuurstof de organische stof van de autotrofe of van heterotrofe organismen omzetten in andere organische stof en door oxydatie de benodigde energie leveren. Autotrofe en heterotrofe organismen kunnen tezamen een evenwichtige levensgemeenschap vormen. Ook bij deze cyclus is het zonlicht theoretisch de enige van buitenaf werkende motor. In deze evenwichtige cyclus is er geen overvloedig leven; het water is helder en zuurstofrijk.

Wordt van buitenaf veel anorganische voeding toegevoerd (bijvoorbeeld meststoffen van het land of stedelijk afval) dan wordt het evenwicht verbroken. We zien dan bijvoorbeeld sterke algengroei, en daardoor sterke produktie van organisch afval. Wordt van buitenaf veel organische stof aangevoerd (landbouw, industrie) dan wordt het evenwicht ook verbroken. De aerobe heterotrofe organismen verbruiken teveel zuurstof, het water wordt zuurstofarm doordat niet snel genoeg zuurstof uit de atmosfeer kan worden opgenomen, en de anaerobe organismen nemen het werk over. De hierbij vrijkomende gassen, zoals ammoniak, methaan, zwavelwaterstof, enz. kunnen kleur-, geur- en smaakbezwaren geven, maar bovendien kunnen de pathogene, ziekteverwekkende species uit de groep van anaerobe bacteriën de hun water- en zuurstofvreemde omgeving overleven en gevaar opleveren. In warme, tropische rivieren wordt dit omslagpunt eerder bereikt; de processen, en dus ook de afvalproduktie van organische stof, verlopen sneller. Daarentegen is de opname van zuurstof uit de atmosfeer geringer bij hogere temperatuur. Ook het lozen van warm afval- of koelwater heeft hetzelfde ongunstige resultaat. Tropische rivieren zijn dus gevaarlijker dan rivieren in koelere gebieden, ook al omdat andere ziekteverwekkende

organismen (schimmels, amöben, wormen) in dit water naar voren kunnen komen. Slibhoudend, troebel water laat weinig licht door zodat autotrofe organismen afsterven. Ook afdeklagen op het water, zoals olie en de in sommige landen nog gebruikte slecht afbreekbare detergenten kunnen aanleiding geven tot verminderde zuurstofopname en lichttoetreding. De rivieringenieur zal zich bij het ontwerpen van rivierwerken bewust moeten zijn van ongunstige wijzigingen die het gevolg kunnen zijn. Als rivierbeheerder zal hij zich regelmatig moeten laten voorlichten door gezondheidstechnici over de kwaliteit van het water, en zal hij zo nodig de verantwoordelijkheid moeten opdringen bij die instanties, die hierover moeten beslissen.

In de huidige tijd blijken de risico's snel toe te nemen voor rivieren in sterk geïndustrialiseerde gebieden. Langs verschillende rivieren, zoals in het geval van de Rijn en de Mississippi, zijn reeds calamiteiten opgetreden. Genoemd kunnen worden scheepsongevallen en calamiteuze lozingen van industrieën, waarbij grote hoeveelheden olie, detergenten en gifstoffen op de rivier uitvloeiden. Het is te verwachten dat deze risico's verder zullen toenemen. Aan de rivieringenieur de taak om na te gaan welke maatregelen getroffen zouden kunnen worden om de gevolgen van een dergelijke ramp voor de rivierbelangen tot een minimum te beperken.

DR.-ING. H. J. PÖPEL
Lector Gezondheidstechniek, TH Delft

De belasting van oppervlaktewater door verontreinigende stoffen en de kwaliteitsverandering als gevolg daarvan

1. Inleiding

Oppervlaktewater wordt voor vele doeleinden gebruikt. Hoewel in het kader van deze voordracht op slechts twee doeleinden, het afvoeren van al dan niet gezuiverd afvalwater en de winning van drinkwater, nader zal worden ingegaan, zal in het kort ook op andere mogelijkheden van gebruik van oppervlaktewater de aandacht worden gevestigd (tabel I). In deze tabel is het „positieve" gebruik van oppervlaktewater aangegeven alsmede de globale kwaliteitseisen. Onder kwaliteit wordt verstaan een stelsel van concentraties of gehalten die niet mogen worden onder- of overschreden (grenswaarden). De grenswaarden hebben betrekking op de fysische, chemische en biologische gesteldheid van het water en variëren afhankelijk van het type van „positief" gebruik. Op de verschillende kwaliteitseisen zal niet verder worden ingegaan.

De opsomming onder „negatief" gebruik (tabel I) vermeldt de belangrijkste bronnen van belasting van het oppervlaktewater door verontreinigende stoffen. Kwalitatief gezien moet een beschouwing van de belasting van oppervlaktewater alle parameters omvatten, die in het betreffende stelsel van kwaliteitsnormen voor positief gebruik vastgesteld zijn.

Kwantitatief kan de belasting door opgave van de geloosde hoeveelheid verontreiniging per tijdseenheid (bijvoorbeeld ton per dag, kg per uur, g per seconde etc.) van de in aanmerking komende stoffen worden uitgedrukt. Een dergelijke kwantificering van de belasting is slechts in algemene zin mogelijk, d.w.z. de soorten verontreinigde stoffen en de te verwachten hoeveelheid per vervuilingseenheid (bijv. per inwonerequivalent) kunnen worden genoemd. In het volgende zal ik mij hiertoe beperken.

Voor een bepaald oppervlaktewater moet de totale belasting met verontreinigende stoffen worden geïnventariseerd. De intensiteit van de belasting en de plaatselijke en tijdelijke variaties moeten worden opgespoord.

De kwaliteit van oppervlaktewater met betrekking tot het gebruik voor een bepaald doel wordt bepaald door een stelsel van concentratie normen. Dientengevolge is een kwaliteitsverandering door de concentratieverandering in het oppervlaktewater gegeven. De vraag naar de gevolgen van de belasting voor de kwaliteitsverandering kan derhalve door een beschouwing van de te verwachten concentratieveranderingen worden beantwoord. Daarbij spelen twee mechanismen een belangrijke rol:

de verdunning in het oppervlaktewater t.p.v. het punt van lozing, d.w.z. de verhouding van de vuilbelasting (g stof per seconde) en het debiet van het ontvangende water (m^3/s);

TABEL I - *Gebruik van oppervlaktewater.*

1. „POSITIEF" GEBRUIK (met eisen)
   - 1.1. Scheepvaart (waterstand, debiet)
   - 1.2. Irrigatie (kwaliteitseisen)
   - 1.3. Visserij (kwaliteitseisen)
   - 1.4. Recreatie
     - 1.41. aan het water (esthetische eisen)
     - 1.42. op het water (esthetische en kwaliteitseisen)
     - 1.43. in het water (kwaliteitseisen)
   - 1.5. Drinkwaterwinning (kwaliteitseisen)
2. „NEGATIEF" GEBRUIK (type van lozing)
   - 2.1. Afvoer van huishoudelijk en industrieel afvalwater (plaatselijk geconcentreerd)
   - 2.2. Afvoer van regenwater
     - 2.21. uit regenwaterriolen van gescheiden stelsels (geconcentreerd en verspreid)
     - 2.22. via overstorten van gemengde stelsels (geconcentreerd en verspreid)
   - 2.3. Afvoer van drainagewater van landbouwgronden (verspreid)
   - 2.4. Afvoer van koelwater van elektrische centrales en van de industrie (geconcentreerd)

de concentratieveranderingen tengevolge van de afbraak van bepaalde stoffen, een proces, dat vaak met zelfreiniging wordt aangeduid.

Bij de bespreking van de onderhavige problematiek zal steeds van een rivier worden uitgegaan. De principes zijn ook voor meren en estuaria geldig hoewel zij iets moeilijker te benaderen zijn.

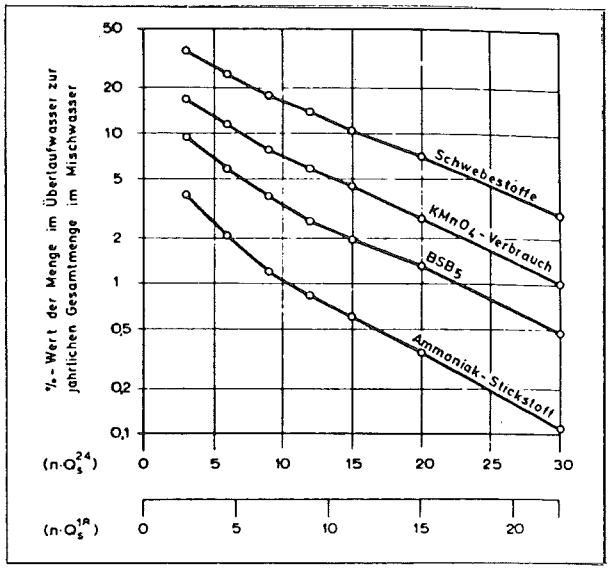
2. De belasting van oppervlaktewater met verontreinigende stoffen

Zoals reeds werd opgemerkt, wordt hier de behandeling van de belasting van oppervlaktewater tot een overzicht van de voornaamste soorten verontreinigende stoffen beperkt (tabel II). In sommige gevallen, vooral voor huishoudelijk afvalwater, zijn voldoende gegevens beschikbaar om ook de vuilbelasting per vervuilingseenheid te kunnen aangeven. De belasting door industrieel afvalwater (punt C) is sterk afhankelijk van de soort van produkten, het toegepaste

produktieproces, de aard van de afvalwaterlozing (rechtstreeks op het oppervlaktewater of via een eigen of bij anderen in beheer zijnde rioolwaterzuiveringsinrichting).
Nauwkeurige informatie over de industriële vuilbelasting vereist gewoonlijk steeds een uitgebreid onderzoek, hoewel soms een ruwe benadering van de belasting door middel van litratuurgegevens kan worden verkregen.
Hieronder volgen enkele opmerkingen met betrekking tot tabel II.

TABEL II - *De belasting van oppervlaktewater*

	belasting (g/i.e.) niet gezuiverd	gezuiverd
A. HUISHOUDELIJK AFVALWATER EN REGENWATER		
1. Huishoudelijk afvalwater		
1.1. organische stoffen (BOD)	54	5
1.2. bezinkbare stoffen	60	5
1.3. bemestende stoffen		
fosfor	2	1,5
stikstof	12	8
1.4. pathogene kiemen en virussen	70-98 % reductie	
2. Regenwater uit regenwaterriolen		
2.1. bezinkbare stoffen	200 - 300 g/m³	
2.2. organische stoffen	15 - 30 g BOD/m³	
3. Overstortwater uit gemengde rioleringsstelsels belasting afhankelijk van		
3.1. de verdunning van regenwater gedurende het overstorten		
3.2. de periode van droog weer tussen twee buien		
3.3. de intensiteit en de duur van de neerslag		
B. DRAINAGE EN UITSPOELING UIT LANDBOUW		
1. Bemestende stoffen		
fosfor: ± 0,5 kg P/ha . jaar		
stikstof: ± 20 kg N/ha . jaar		
2. Gesuspendeerde stoffen hoeveelheid afhankelijk van		
— neerslag (intensiteit en duur)		
— topografie		
— soort gewas, bodemstruktuur en bemesting		
3. Chemische bestrijdingsmiddelen		
C. INDUSTRIEEL AFVALWATER		
1. Organische stoffen (opgelost en gesuspendeerd)		
1.1. makkelijk afbreekbare organische stoffen		
1.2. moeilijk afbreekbare organische stoffen		
2. Inerte zouten bijv. Na^+, K^+, Ca^{++}, Mg^{++}, Cl^-, SO_4^{--}, CO_3^{--} zuur en loog (H^+ en OH^-), die door het bufferend vermogen worden opgevangen		
3. Giftige stoffen		
3.1. matig giftige stoffen, toxisch voor aquatische organismen in concentraties van 10 tot 100 g/m³ bijv. acrylonitril, benzoëzuur, acetaat-esters, looizuur, formaline, enkele alcoholen, chromaat, zwavelkoolstof, pikrinezuur, kobalt, nikkel.		
3.2. echt giftige stoffen toxisch voor aquatische organismen in concentraties van 0,1 tot 10 g/m³ zware metalen: Fe, Zn, Cu, Pb, Cd, Hg organische verbindingen: bijv. aniline, benzaldehyde, benzeen, hydrochinon, nitroverbindingen, fenolen		
3.3. zeer sterk giftige stoffen toxisch voor aquatische organismen in concentraties minder dan 0,1 g/m³ bijv. chemische bestrijdingsmiddelen		
4. Koelwater (warmte)		
5. Radio-actieve stoffen		



Afb. 1 - Percentage van de totale vuilproduktie in overstortwater bij een verdunning van n . dwa (ontleend aan 1).

ad A. De belasting ten gevolge van lozing van gezuiverd afvalwater is gebaseerd op reductie van de BOD en van de gesuspendeerde stoffen van 90 % en op een reductie van fosfor en stikstof van 25 %. Dit rendement is door middel van een actief-slib-proces of door toepassing van laag belaste oxydatiebedden bereikbaar.
Uit onderzoekingen in Europa, Zuid-Afrika en de Verenigde Staten is gebleken, dat de gemiddelde waarden van de vervuiling van afgevoerde neerslag van stedelijke gebieden goed overeenstemmen. Bijzonder moeilijk is de belasting van oppervlaktewater door overstortwater uit gemengde rioolstelsels vast te stellen.
Afb. 1 toont aan, welk percentage van de totale vuilproduktie van bepaalde stoffen rechtstreeks in het oppervlaktewater terechtkomt indien gedurende het overstorten een verdunning van „n" maal de dwa (gemiddelde waarden over 24 resp. 18 uur) optreedt. De grafiek is gebaseerd op metingen verricht in Northampton en houdt rekening met de in tabel II onder 3.1 t/m 3.3 genoemde factoren.

ad. B. De gegeven gemiddelde waarden voor uitspoeling van bemestende stoffen zijn evenals de niet gekwantificeerde gesuspendeerde stoffen sterk afhankelijk van de intensiteit en de duur van de neerslag, de topografie van het gebied, het soort gewas, de bodemstructuur en de aard en de intensiteit van de bemesting.

ad. C. Zoals reeds vermeld, kan de belasting van oppervlaktewater met verontreinigende stoffen van industriële herkomst slechts kwalitatief benaderd worden. Vele van de genoemde stoffen veroorzaken onaangename kleur, smaak of reuk van het water. Hoewel koelwater niet per sé verontreinigd behoeft te zijn, is het in de tabel opgenomen, omdat het in verband met een temperatuursverhoging in sterke mate de kwaliteit van het oppervlaktewater kan beinvloeden.

3. Kwaliteitsverandering tengevolge van de belasting

De twee reeds vermelde mechanismen van concentratieverandering ten gevolge van de belasting met verontreinigde stoffen zijn:

— de verdunning in het ontvangende water;

— de afbraak van de stoffen.

Achtereenvolgend zullen deze twee mechanismen worden besproken.

3.1. *Verdunning van de belasting met als gevolg toename van de concentratie in het oppervlaktewater.*

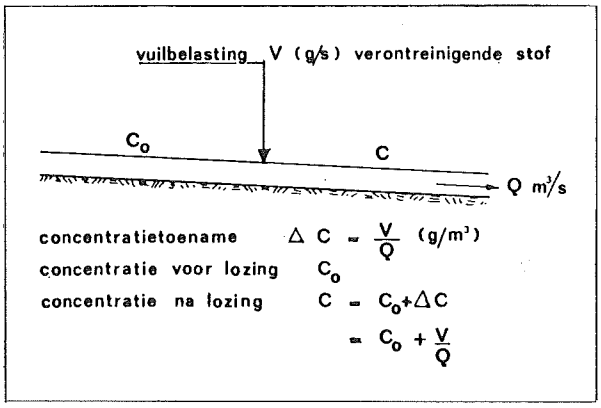
De verdunning van een puntsgewijs geloosde vuilbelasting van een bepaalde verontreinigende stof V (g/s) met het aanwezige debiet Q (m^3/s) van een rivier leidt tot een concentratietoename van deze stof:
$\Delta C = V/Q$ (zie afb. 2). Deze toename van de concentratie wordt gelijk gesteld aan de door de belasting veroorzaakte kwaliteitsvermindering. Is deze stof vóór de lozing al met een concentratie van C_0 aanwezig, dan is de concentratie na de lozing — als volledige menging wordt verondersteld — $C = C_0 + \Delta C = C_0 + V/Q$ (g/m^3).
Met betrekking tot de concentratie C als afhankelijke parameter en het debiet Q als onafhankelijke parameter is dit de vergelijking van een hyperbool.
Voor niet afbreekbare opgeloste stoffen, bijv. inerte zouten, kan C_0 dan als de natuurlijke concentratie worden geïnterpreteerd. Als voorbeeld geeft afb. 3 de hyperbolische samenhang tussen de chlorideconcentratie en de afvoer van de Rijn bij Emmerich/Lobith in het jaar 1955/56. De chlorideafvoer was volgens de in afb. 3 aangegeven formule ($y = 191042/x + 28$) toen nog 191 kg/s (tegenwoordig haast het dubbele) en het natuurlijke chloridegehalte 28 g/m^3.
Een soortgelijk verband tussen de concentratie en de afvoer kan ook voor afbreekbare stoffen worden bepaald. Meestal zal daarbij echter nog een invloed van een derde parameter, die de snelheid van afbraak kan beïnvloeden, moeten worden opgespoord. Dit geldt vooral voor de temperatuur. Als voorbeeld is in afb. 4 het ammoniakgehalte als functie van de afvoer aangegeven, onderverdeeld in te temperatuur range van 0,5 tot 8 °C en van 8 tot 22 °C. In beide gevallen is het natuurlijke ammoniakgehalte zeer laag. Dit is te verwachten omdat NH_4^+ in aëroob milieu niet stabiel is maar tot nitraat wordt geoxydeerd.
Bijzonder duidelijk is de invloed van de temperatuur uit het laatste voorbeeld (afb. 5), namelijk het fenolgehalte van de Oder in 1966 bij Chalupki te constateren. Ten gevolge van temperatuurafhankelijkheid van de afbraakprocessen was de fenolafvoer in de temperatuur range van

0—10 °C	30,1 g fenol/s
10—15 °C	16,2 g fenol/s
15—22 °C	7,7 g fenol/s

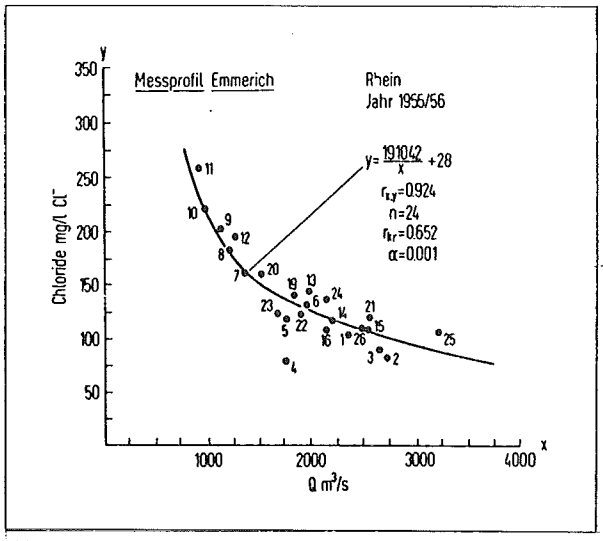
In alle drie gevallen bleek uit de berekening een natuurlijk fenolgehalte van nul, omdat de fenolen in het aquatisch milieu niet stabiel zijn.

De besproken benadering van het effect van een belasting op de kwaliteit (= concentratie) van het oppervlaktewater gaat van een *constante* belasting uit en houdt alleen maar rekening met variaties van het debiet. In werkelijkheid echter is ook de belasting aan grote schommelingen onderhevig.
Als voorbeeld zijn in afb. 6 de maandelijkse gemiddelde waarden van de geloosde BOD_5^{20}-hoeveelheid in tonnen BOD_5/dag van een grote Engelse rioolwaterzuiveringsinrichting over een tijdperk van 16 jaren weergegeven. De arcering geeft de standaardafwijking binnen elke maand aan en geeft een indruk van de te verwachten schommelingen van de vuilbelasting. Bijzonder opvallend is, dat gedurende de zomer gemiddeld meer BOD wordt geloosd dan gedurende de winter.
Het is derhalve duidelijk dat de kwaliteitsverandering van het ontvangende water sterk van de hydrologische omstandigheden afhangt.

Is bijvoorbeeld het ontvangende water een regenwaterrivier met een lage afvoer gedurende de zomer en een hoge afvoer in de wintermaanden (afb. 7), dan veroorzaakt de lozing van de in afb. 6 gekenmerkte vuilhoeveelheden een bijzonder intensieve concentratietoename in de zomermaanden (afb. 8). Het omgekeerde doet zich voor, als de in afb. 6 aangegeven

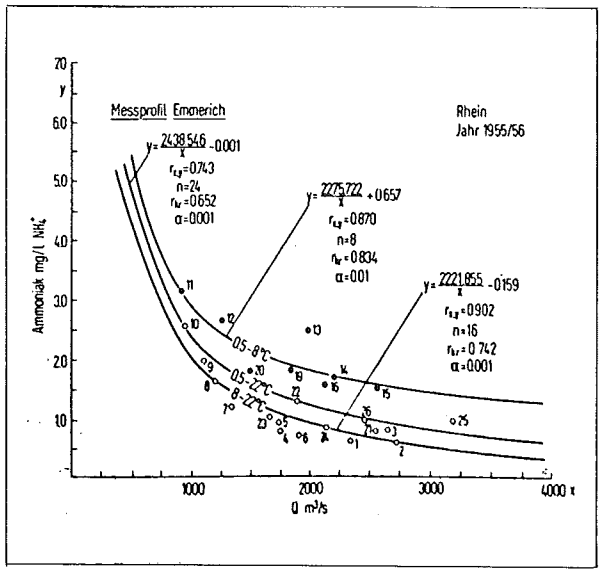


Afb. 2 - Verdunning van de vuilbelasting of toename van de concentratie.



Afb. 3 - Verband tussen het chloridegehalte en het debiet van de Rijn bij Emmerich in 1955/56 (ontleend aan 2).

Afb. 4 - Verband tussen het ammoniakgehalte, het debiet en de watertemperatuur van de Rijn bij Emmerich in 1955/56 (ontleend aan 2).

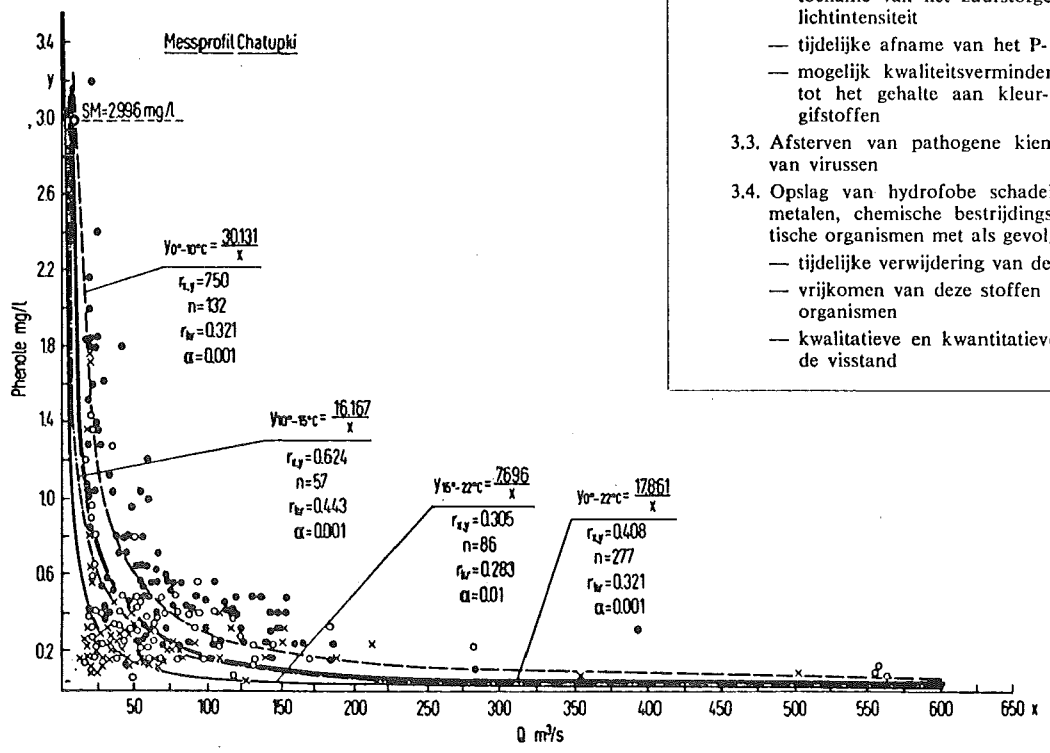


hoeveelheden BOD op een rivier die smeltwater afvoert met hoge zomerafvoer en lage winterafvoer (afb. 9) worden geloosd. Zoals afb. 10 laat zien is de concentratietoename van de BOD in dit geval geringer, ofschoon de rivier die smeltwater afvoert gemiddeld 10 % minder debiet heeft dan de voordien besproken regenwaterrivier.
Uit deze beknopte, theoretische beschouwing blijkt duidelijk, dat niet alleen de vuilbelasting en het debiet de kwaliteitsverandering door verdunning bepalen, maar dat de tijdelijke variaties van beide parameters van grote invloed op de concentratietoename zijn.

3.2. *Kwaliteitsverandering door afbraak*

De belangrijkste verandering van de concentratie van verontreinigende stoffen in oppervlaktewater wordt door afbraakprocessen veroorzaakt. Onder afbraak wordt in dit verband elke verandering van concentraties ten gevolge van fysische, chemische en biologische processen verstaan, dus ook verwijdering van gesuspendeerde stoffen door sedimentatie, afgifte van warmte, opname van zuurstof, processen die gewoonlijk niet onder afbraak worden begrepen, maar meestal met het begrip zelfreiniging worden omschreven.
Alvorens op de kwaliteitsverandering of verbetering door afbraakprocessen in te gaan, moet worden geconstateerd, dat bepaalde stoffen niet worden veranderd; in het anglo-amerikaans taalgebruik worden zij „conservative constituents" genoemd. Voorbeelden hiervan zijn alkali-metalen, anionen chloride, sulfaat en gedeeltelijk ook bicarbonaat. De concentratie- en kwaliteitsverandering wordt volledig door de reeds behandelde verdunning met oppervlaktewater bepaald.
Alle andere stoffen ondergaan een concentratieverandering door verschillende afbraakmechanismen. In tabel III is een poging gedaan deze mechanismen te classificeren. Tevens is aangegeven op welke soort verontreiniging de verschillende mechanismen inwerken en welke belangrijkste gevolgen daaruit voortvloeien.

Afb. 5 - Verband tussen het fenolgehalte, het debiet en de temperatuur van de Oder bij Chalupki in 1966 (ontleend aan 2).

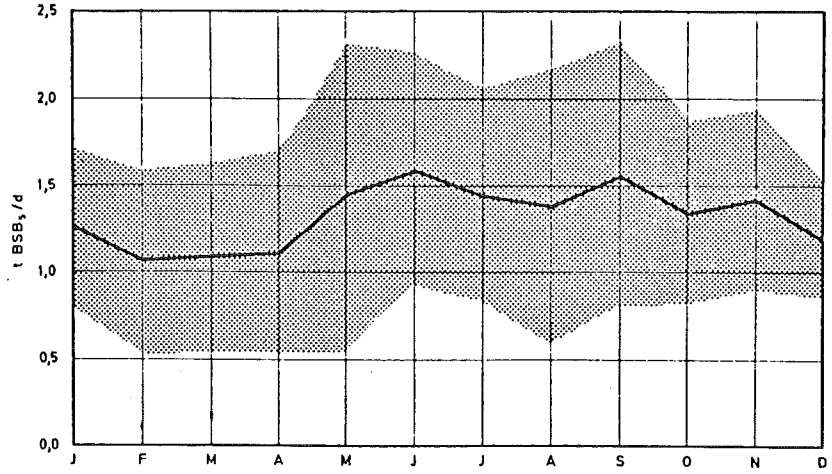


TABEL III - *Mechanisme van afbraak*

1. FYSISCHE PROCESSEN
   - 1.1. Sedimentatie
     van gesuspendeerde stoffen (organisch en anorganisch), afhankelijk van de stroomsnelheid
     opwoelen van bezonken materiaal tijdens toenemende stroomsnelheid
   - 1.2. Gasuitwisseling met de atmosfeer
     vooral:
     - — opname van zurstof (afgifte bij overmaat aan zuurstof t.g.v. algenactiviteit)
     - — afgifte van kooldioxyde
     - — afgifte van vluchtige (reuk en smaak veroorzakende) stoffen
   - 1.3. Afgifte van (koelwater-) warmte aan de atmosfeer verbonden met een daling van de temperatuur tot de (meestal onbekende) evenwichtstemperatuur
   - 1.4. Radio-actieve splijting
     met als gevolg een (geringe) daling van de radioactiviteit

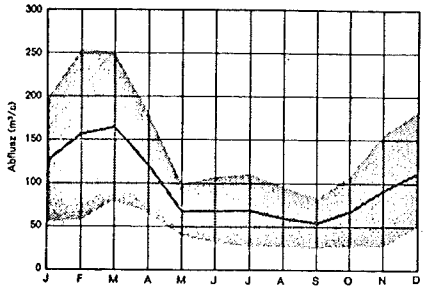
2. FYSISCH-CHEMISCHE PROCESSEN
   coagulatie van colloïdale stoffen met vervolgens sedimentatie

3. CHEMISCH-BIOLOGISCHE PROCESSEN
   - 3.1. Afbraak van organische stoffen door oxydatie en opname door microörganismen met als gevolg
     afname:
     van het gehalte aan organische verontreinigingen, die gemakkelijk afbreekbaar zijn
     van het zuurstofgehalte
     toename:
     van het gehalte aan oxydatieprodukten (CO_2, NO_3-, PO_4---)
     van het gehalte aan biomassa en dientengevolge van stofwisselingsprodukten (eventueel reuk en smaak veroorzakend)
     van het gehalte aan moeilijk afbreekbare organische verontreinigingen
   - 3.2. Opname van bemestende stoffen en CO_2 door algen met als gevolg
     - — toename van het zuurstofgehalte bij voldoende lichtintensiteit
     - — tijdelijke afname van het P- en N-gehalte
     - — mogelijk kwaliteitsvermindering met betrekking tot het gehalte aan kleur-, reuk-, smaak- en gifstoffen
   - 3.3. Afsterven van pathogene kiemen en inaktivering van virussen
   - 3.4. Opslag van hydrofobe schadelijke stoffen (zware metalen, chemische bestrijdingsmiddelen) in aquatische organismen met als gevolg
     - — tijdelijke verwijdering van deze verontreinigingen
     - — vrijkomen van deze stoffen na afsterven van de organismen
     - — kwalitatieve en kwantitatieve achteruitgang van de visstand

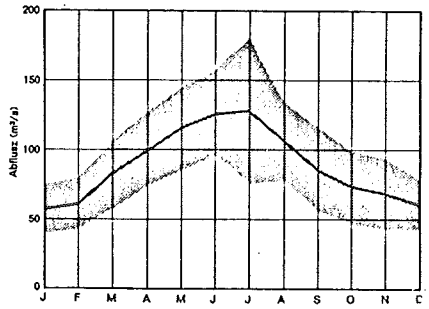


Afb. 6 - Maandelijkse gemiddelde waarden en hun standaardafwijking van BOD_5^{20}-hoeveelheid (ton per dag) geloosd door een grote Engelse rioolwaterzuiveringsinrichting (Maple Logde; ontleend aan 3).

Als deze hoeveelheid BOD_5^{20} wordt geloosd op

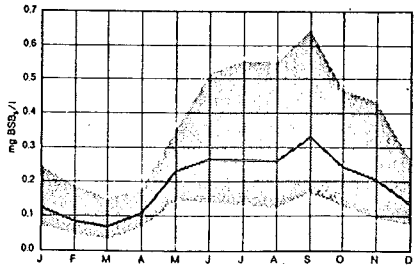


Afb. 7 - Maandelijkse gemiddelde waarden en hun standaardafwijking van het debiet van een regenwaterrivier (Main; ontleend aan 3).

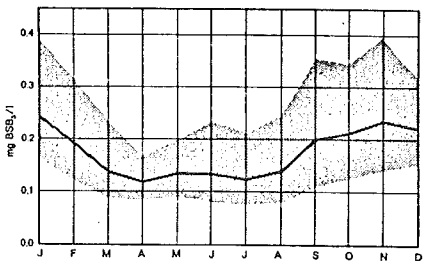


Afb. 9 - Maandelijkse gemiddelde waarden en hun standaardafwijking van het debiet van een smeltwater afvoerende rivier (Isar; ontleend aan 3).

deze rivier ontstaat



Afb. 8 - Maandelijkse gemiddelde waarden en hun standaardafwijking van de concentratietiename $\triangle C$ bij lozing van de BOD_5^{20} volgens afb. 6 op een regenwaterrivier volgens afb. 7 (ontleend aan 3).



Afb. 10 - Maandelijkse waarden en hun standaardafwijking van de concentratietoename $\triangle C$ bij lozing van de BOD_5^{20} volgens afb. 6 op een smeltwater afvoerende rivier volgens afb. 9 (ontleend aan 3).

deze toename van de concentratie

De genoemde afbraakprocessen spelen zich uiteraard niet onafhankelijk van elkaar af: een wederzijdse beïnvloeding vindt immers plaats. Het bekendste voorbeeld is de zuurstofhuishouding van oppervlaktewater, waarop beknopt zal worden ingegaan, vooral omdat de daardoor beschreven wisselwerking tussen afbraak van organisch stof en zuurstofgehalte het meest toegepaste kwaliteitsmodel voor oppervlakte is. Soms heeft men zelfs de indruk, dat door een goede regeling van de zuurstofhuishouding de kwaliteitsproblemen van oppervlaktewateren opgelost zouden zijn.

Het bekende model van Streeter en Phelps gaat uit van een exponentiële afbraak van de organische stof, die door het biochemisch zuurstofverbruik (BOD) wordt gemeten. Dientengevolge verloopt ook de zuurstofonttrekking aan het water exponentieel. De snelheid van reaëratie uit de atmosfeer is evenredig aan het verzadigingsdeficiet. De som van beide invloeden op de verandering van het zuurstofgehalte leidt tot een eenvoudige differentiaalvergelijking, waarvan de oplossing voor een puntlozing in afb. 11 is weergegeven (voor verschillende temperaturen). Het is de bekende zuurstofkromme, die de wisselwerking tussen afbraak van BOD en zuurstofopname uit de atmosfeer samenvat.

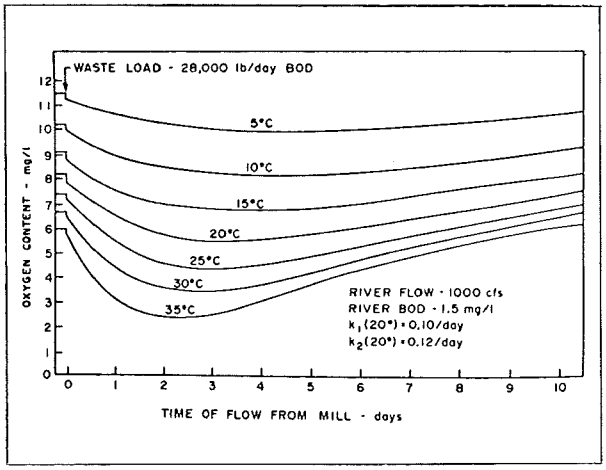
Maar ook andere afbraakprocessen en andere verontreinigingen spelen een rol hierbij. De afbraak wordt versneld bij stijgende temperaturen terwijl de snelheid van reaëratie vermindert. Koelwaterlozingen veroorzaken dan ook een achter-

uitgang van de zuurstofhuishouding. Uit een voorbeeld, gebaseerd op metingen, blijkt de drastische afname van het zuurstofgehalte tengevolge van temperatuursverhoging (afb. 11).
Ook algen, en dus indirect de bemestende stoffen, leveren een zekere bijdragen tot de zuurstofhuishouding omdat zij overdag zuurstof produceren en 't nachts zuurstof onttrekken.
Voorts hebben giftige stoffen een remmende invloed op de afbraaksnelheid en dus ook op de snelheid van zuurstofonttrekking. Anderzijds wordt door toename van geloosde makkelijk afbreekbare organische stoffen de groei van de biomassa bevorderd, als gevolg waarvan de verontreinigingen sneller afgebroken worden.
Tenslotte verminderen hydrofobe stoffen de intensiteit van reaëratie van oppervlaktewater omdat zij zich aan het grensvlak tussen water en lucht concentreren en daardoor de processen van diffusie door, en vernieuwing van het grensvlak belemmeren.
De bespreking van de zuurstofhuishouding en de beïnvloeding ervan door verontreinigingen en afbraakprocessen was bedoeld om aan dit voorbeeld de veelvuldige en gecompliceerde wisselwerkingen bij de kwaliteitsverandering van oppervlaktewater door afbraak aan te tonen.

Conclusie

Vele aspecten van de aangeduide afbraakprocessen (tabel III) leiden tot een kwaliteitsverbetering. Niettemin moet ook op mogelijke kwaliteitsverslechteringen ten gevolge van afbraakprocessen de aandacht worden gevestigd. De voornaamste zijn:

— de toename van moeilijk afbreekbare organische stoffen;
— de biogene vorming van stoffen, die reuk, smaak en kleur aan het water verlenen, soms ook van toxische stoffen;
— de opslag van schadelijke stoffen in aquatische organismen.



Afb. 11 - Zuurstofkromme veroorzaakt door een puntlozing van afvalwater door een papierfabriek bij verschillende temperaturen (ontleend aan 4).

Literatuur

1. Otto, H.: *Die Anforderungen an Regenüberläufe in Kanalisationsnetzen des Mischverfahrens im Verhältnis zu den Anforderungen an die Abwasserreinigung in Kläranlagen.* Dissertatie D 17, Darmstadt 1971.
2. Manczak, H.: *Ueber die Auswertung von Gewässergüteuntersuchungen, Vom Wasser* XXXV (1968).
3. Pöpel, H. J.: *Schwankungen von Kläranlagenabläufen und ihre Folgen für Grenzwerte und Gewässerschutz,* Verlag R. Oldenbourg, München 1971.
4. Parker, F. L., Krenkel, P. A.: *Physical and Engineering Aspects of Thermal Pollution,* Butterworth, London 1970.

2.3.2 Vegetatie in en langs rivieren

In de voorgaande sectie werd, in verband met de waterkwaliteit, het één en ander opgemerkt over de micro-vegetatie. In deze sectie zullen enkele opmerkingen gemaakt worden over de macro-vegetatie, dit in verband met de riviermorfologie, de bezwaren die vegetatie kunnen geven, maar ook het nut dat er van getrokken kan worden.

Onderwater planten zal men bij stromende rivieren weinig aantreffen; drijvende waterplanten, zoals waterhyacinth en watersla (lettuce) komen vooral in tropische rivieren soms overvloedig voor. Onderwater wortelende oeverplanten, zoals biezen, rietsoorten, papyrus, maar ook luchtwortelbomen zoals de mangrove, de Nipa-palm, bamboesoorten enz. kunnen, afhankelijk van klimaat, slib- en zoutgehalte voorkomen, maar meestal alleen daar waar de waterstandsvariaties niet te groot zijn; en vooral daar waar regelmatige getijvariaties zorgen voor afwisselend droogvallen en onder water staan. Grassen kunnen overal groeien waar tijdens de groeiperiode weinig frequente overstroming optreedt; uiteraard mag geen sterk sedimenttransport optreden, terwijl de aanwezigheid van slib sterk bevorderend op de groei werkt. Voor natte heesters en bomen (wilgen) geldt hetzelfde als voor grassen. Tenslotte vraagt het hoge, droge bos om een standplaats die slechts gedurende korte perioden wordt overstroomd.

Bij bovenrivieren met een grote waterstandsvariatie is er meestal een opvallende armoede aan vegetatie beneden de middelbare waterstanden. De oorzaak moet gezocht worden in de eisen die de stofwisseling stelt. Bij de productieve kant van de stofwisseling, de assimilatie, waarbij met behulp van fotosynthese koolzuur en water worden omgezet in organische energie (kool-waterstofverbindingen), wordt dit koolzuur door de groene bladeren opgenomen uit de atmosfeer. Bij de consumptieve kant van de stofwisseling, de dissimilatie, waarbij met behulp van zuurstof weer oxydatie van de koolwaterstoffen plaats vindt, waardoor de benodigde energie voor groei, warmte enz. wordt geleverd, is de levering van deze zuurstof in de meeste gevallen in hoofdzaak via toetreding van de atmosfeer tot de wortels; in mindere mate via de bladeren. Als deze planten dus met de bladeren onder

water staan kunnen zij niet produceren; staan zij met de wortels onder water dan kunnen vele planten alleen goed dissimileren als ze speciale voorzieningen hebben voor luchttoetreding zoals luchtwortels. Nu hebben de meeste planten, ook in de tropen, een jaarlijkse groeiperiode en een rustperiode. Overstroming in de rustperiode is niet zo erg, omdat er dan nauwelijks stofwisseling is. Dit is goed te zien aan grasbegroeiing. Langdurige overstroming in de winter heeft weinig invloed; een korte overstroming in de zomer geeft daarentegen reeds een sterke teruggang. Zo ligt bij de Rijntakken de grens van permanente grasgroei ongeveer bij een waterstand van een meter boven de middelbare zomerstand. Wil men bij rivierprojecten vegetatie doelbewust toepassen, dan dient dus voor de betreffende rivier een vegetatie-onderzoek te worden ingesteld door biologen.

Toepassing van vegetatie bij rivieren en rivierwerken is niet alleen gericht op het natuurschoon; tegenwoordig komt meer en meer naar voren dat hiermee in sommige gevallen bezuinigd kan worden op de kosten van oevervastlegging. Met deze "biologische waterbouwkunde" moet men echter wel bepaalde reserves voor ogen houden. Zoals reeds gezegd zijn planten gebonden aan bepaalde waterstandsvariaties en perioden van inundatie, maar ook perioden van droogvallen. Zolang de stroomsnelheden zo groot zijn dat bodemtransport optreedt, kan optreden van vegetatie niet worden verwacht. Veel nut kan men hebben van vegetatie ter bestrijding van oevererosie, indien de waterstand weinig fluctueert (tijgebied, kanalen); vooral planten met een sterk vertakt wortelgestel zoals riet, kan dan kostenbesparend werken. Aan de andere kant moet men wel oppassen hiermee niet te ver te gaan bij kleine en ondiepe waterlopen, omdat bij uitkraging de afvoercapaciteit kan worden verminderd.
Zie hiervoor Nakel [2.3.2-1] en de daarin gegeven literatuurverwijzing.
Ook bij de natuurlijke riviervorming heeft vegetatie een bepaalde invloed. Indien door de rivier gevormde zandbanken hoog genoeg worden, zullen in de rivier drijvende plantenresten hierop stranden en aanslaan. Is het daaropvolgende hoogwater niet te hoog, zodat weinig zandtransport op de bank optreedt, dan kan een dergelijke plant verder uitstoelen en slibvangen. Op deze wijze kan in enkele jaren een vegetatiebedekking worden gevormd. Ook nieuw gevormd hoogwaterbed bij uitmeanderende rivieren kan op deze wijze worden vastgelegd. Door slib en zandvang vindt geleidelijke stijging van het maaiveld plaats. Nu

kunnen ook struiken en heesters, en tenslotte bomen een vegetatiedek geven. Door een dergelijke vastlegging van eilanden en hoge oevers met klei en vegetatie neemt de beweeglijkheid van het bed af. Volgens waarnemingen neemt het meanderen toe; de rivier krijgt meer de neiging een enkelvoudig bed te vormen.

Vegetatie in rivieren kan ook ernstige bezwaren geven voor de benutting van de rivier. Bossen die zich in het hoogwaterbed hebben gevormd zullen te eniger tijd weer ten offer vallen aan de uitmeanderende rivier; door deze oevererosie (fig. 2.3-2) schoont de rivier het hoogwaterbed op, waarbij het slib en de vegetatie worden afgevoerd.

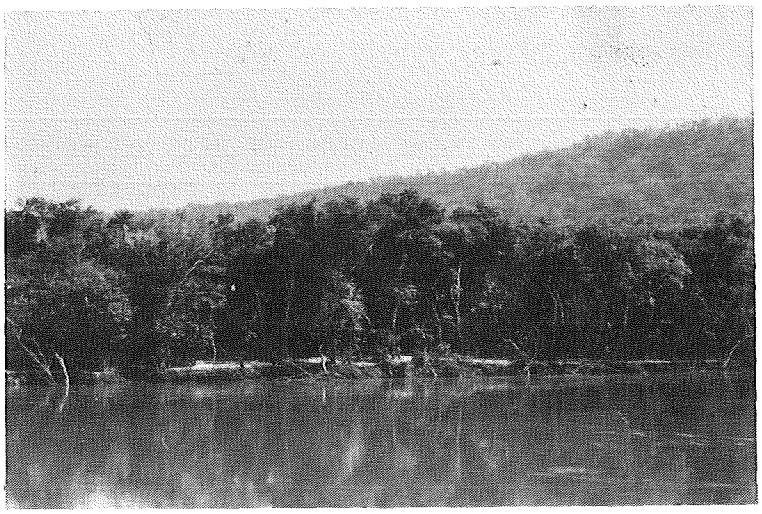


fig. 2.3-2 Oevererosie

De drijvende, zwevende of over de bodem rollende bomen kunnen zelfs blokkering van de rivier geven. Bekend is het voorbeeld van de Red River, een rivier die vroeger naast de Mississippi in zee uitmondde, maar die na een blokkering zijn loop wijzigde en nu in de Mississippi uitmondt. Door herhaalde blokkeringen heeft deze rivier zelfs natuurlijke reservoirdammen gevormd. Een deel van deze reservoirs liep later weer leeg toen het hout vergaan was.

Boomstammen kunnen "snags" vormen waarop schepen kunnen lek stoten. Vandaar dat op verschillende rivieren speciale "snag clearing" diensten werkzaam zijn. Vroeger had men hiervoor speciale zaagschepen; tegenwoordig gebruikt men veelal explosieven; de hierbij optredende drukgolven kunnen echter de visstand veel schade doen.

Ook drijvende waterplanten, zoals waterhyacinth en "waterlettuce" kunnen op tropenrivieren hinder geven. De toetreding van licht kan hierdoor worden verminderd, terwijl zuurstoftekort kan ontstaan door de consumptie van afstervende planten door bacteriën. Dergelijke drijvende waterplanten geven ook hinder bij wateronttrekking aan de rivier. Het regelmatig reinigen van de hierbij toe te passen kroos-hekken wordt dan een noodzaak. Men heeft wel voorgesteld om massaal plantenverdelgende middelen op dergelijke rivieren toe te passen, maar daardoor zou ook de rivier vergiftigd worden.

Ook de scheepvaart kan hinder ondervinden van deze drijvende water-planten, maar veel meer hinder wordt tijdens de benutting van tropen-rivieren ondervonden van oever- en moerasplanten als riet en papyrus. Sommige rivieren hebben in bepaalde trajecten ondiepe verbredingen of stromen door moerassen.

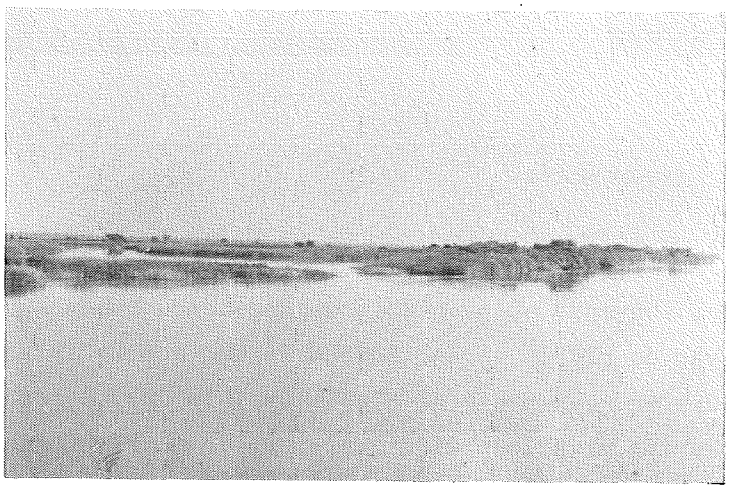


fig. 2.3-3 Rietbegroeiing langs rivieroever

De waterstandsvariaties zijn hier vaak gering, zodat de groei van bovengenoemde planten mogelijk wordt. Hierdoor ontstaat reeds het bezwaar van overmatige verdamping; deze is door de bladtranspiratie groter dan de verdamping van een vrij wateroppervlak. Erger is vaak dat bij hoge standen een deel van de vegetatie losgescheurd wordt en in de vaargeul komt drijven; of zelfs dat aan de wortels grond meekomt waardoor de vegetatie blijft zweven en de rivier blokkeert. Een bekend voorbeeld vormen de Sudds (fig. 2.3-4), uitgestrekte moerassen in de bovenloop van de Nijl. [2.1-5]

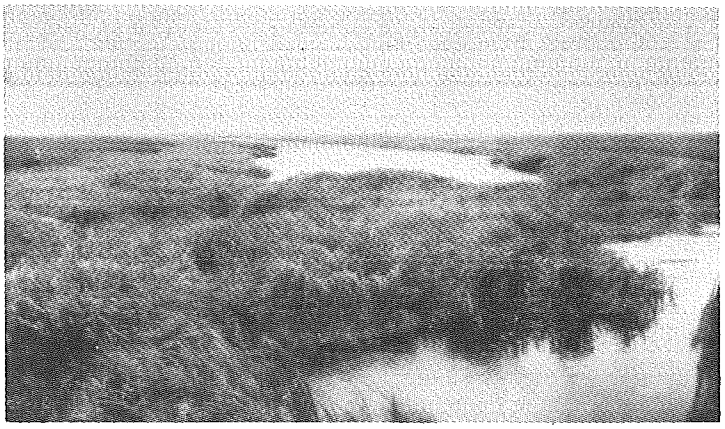


fig. 2.3-4 De Sudds, moerassen in de bovenloop van de Nijl

Met snijboten heeft men wel geprobeerd om een vaargeul voor de scheepvaart open te houden. Ook op de Congo ondervindt men dergelijke hinder. Daar heeft men door het aanbrengen van ducdalven op de rand van de vaargeul de vegetatie een versperring gegeven. De hierbij ontstane vegetatiedammen gaven op deze wijze een permeabele afsluiting, waardoor wel het water maar niet de vegetatie werd doorgelaten. Dergelijke toestanden ontstaan echter alleen op tropenrivieren met hun snelle biologische ontwikkelingen. [2.3.2-2]

2.3.3 IJs in rivieren

Uit een oogpunt van beheersing en benutting van rivieren vormt het optreden van ijs, ijsgang en ijsbezetting een ongunstige factor, die in verschillende gevallen om voorzorgsmaatregelen en soms om bestrijding vraagt. De vorming van ijsdammen kan, vooral na de vorstperiode als de rivierafvoer snel stijgt, leiden tot volledige blokkering van het rivierbed; overstromingen kunnen het gevolg zijn. Zo zijn in het verleden vele overstromingen langs onze Rijntakken het gevolg geweest van ijsbezetting, in mindere mate van extreem hoge rivierafvoer. Dergelijke ijsdammen komen op nog veel grotere schaal voor in de rivieren van Alaska, Noord-Siberië en Canada. IJsgang kan verder schade toebrengen aan bruggen, stuwen, dijken, kaden en oevervoorzieningen. In verschillende gevallen vraagt dit om speciale voorzieningen. IJsbezetting dwingt de scheepvaart om de rivier te verlaten en soms maandenlang een schuilplaats te zoeken in havens en kanalen. Het aftappen van rivierwater ten behoeve van huishoudelijk en industrieel gebruik, en ten behoeve van waterkracht kan sterk gehinderd worden door het optreden van drijfijs, maar vooral van zwevend sponsijs.

Het aantal rivieren in bewoonde streken, dat hinder ondervindt van ijs, is betrekkelijk groot. In fig. 2.3-5 is voor het noordelijk halfrond een kaartje gegeven waarop dit is aangegeven.
Dit kaartje is ontleend aan Williams [2.3.3-1]. Voor een uitvoerige behandeling van ijsproblemen kan worden verwezen naar de ijs-symposia van de I.A.H.R. in 1970 (Reykjavik) en 1974 (Boedapest), en de daarin opgenomen literatuurverwijzing.

In het volgende worden enkele problemen van ijsvorming in rivieren behandeld.

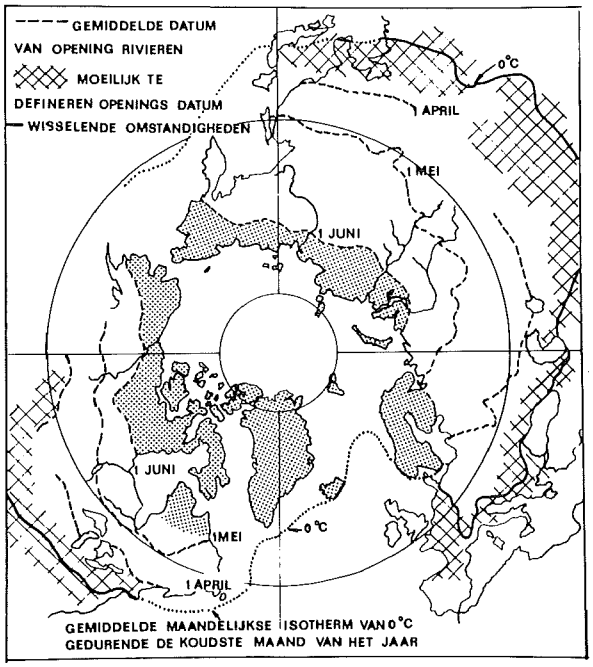


fig. 2.3-5 IJskaartje van rivieren op het noordelijk halfrond

Indien de temperatuur van de lucht zakt onder die van het water zal warmte worden afgestaan. Is er geen of nauwelijks beweging in het water, zoals bij een meer, dan zal in het water temperatuurgelaagdheid (stratificatie) optreden, waarbij het water met de grootste dichtheid in de onderste laag komt. Aangezien de grootste dichtheid bij 4^{o} C. ligt, zal de gelaagdheid stabiel zijn als deze temperatuur aan de bodem optreedt. Instabiele toestanden met omkeringen kunnen optreden als bij temperatuursstijgingen of -dalingen het water nabij de bodem niet 4^{o} bedraagt en lagen daarboven zodanig worden afgekoeld of verwarmd, dat zij een grotere dichtheid krijgen.

In rivieren treden deze verschijnselen niet op; het water is steeds turbulent en temperatuursverschillen in de vertikaal zijn te verwaarlozen. Bij daling van de luchttemperatuur zal ook de watertemperatuur dalen, zij het met een zekere naijling. Men stelt wel dat de daling van de watertemperatuur per dag gelijk is te stellen aan een tiende van het verschil tussen lucht- en watertemperatuur, maar dit hangt ook af van waterdiepte en turbulentie. Een tweede reden dat bij lage temperaturen van de lucht het water warmer blijft, ligt in het feit dat bij vorstperioden de afvoer laag is en warmer grondwater naar de rivier toevloeit. Een derde reden is de omzetting van het energieverlies door bodemwrijving in warmte. Dit is dus evenredig met het verhang i. Bij de Rijn komt nog een vierde reden, namelijk dat het water komt uit relatief warmere breedtegraden.

Bij een watertemperatuur van 0^{o} treedt eerst ijsvorming op aan de oppervlakte; in de luwte van de stroom en langs de randen vormt zich blank- of plaatijs. Dit kan weer afbrokkelen en met de stroom worden meegevoerd maar bij onderkoeling kan nu ook ander ijs worden gevormd. IJskristallen hechten zich aan de bodem en vormen daar grondijs dat bij toenemende groei lichter wordt dan water en als vuile ijsschollen aan de oppervlakte komt. In het water vormt zich nu ook ijs door de vorming van kristallen rond zwevend transport. Deze hechten zich aaneen; het zwevende heus ijs of sponsijs is ontstaan. Dit sponsijs geeft de grote bezwaren bij de roosters van inlaatwerken, en bij aanhechting aan andere constructies. Aangezien sponsijs en grondijs alleen gevormd wordt bij open waterspiegel is het dus bij dergelijke werken van groot belang dat een gesloten ijsdek op het water intact blijft. Ook spatwater kan bij aanraking met koude voorwerpen direct bevriezen, zoals fig. 2.3-6 laat zien.

Drijfijs behoeft nog geen grote bezwaren te geven. Het kan ernstiger worden als het ijs vast raakt, bijvoorbeeld door uitbouw vanuit de oever bij een scherpe bocht (spiraalstroming) of een uitstekende punt, of door stranding op zandbanken. De rivier raakt aan de oppervlakte versperd, en nu is het de vraag of de aandrijvende schollen een verdere uitbouw in bovenstroomse richting zullen geven, of dat zij onder het ijsdek zullen schuiven, daar vastraken en een ijsdam

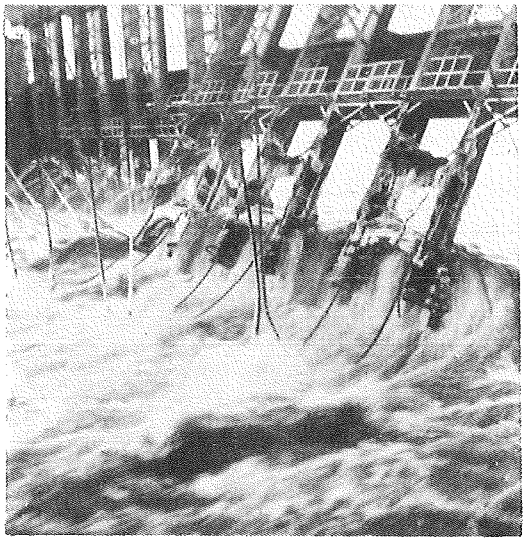


fig. 2.3-6 IJsvorming aan de afsluitorganen van de stuw te Grave (winter 1941-'42)

zullen opbouwen. Door H.R. Kivisild [2.3.3-2] is gesteld dat dit afhankelijk is van het getal van Froude; is dit kleiner dan 0,08 dan vindt uitbouw plaats; is het groter dan duiken de schollen onder het ijsdek.

Bij uitbouw van een vast ijsdek treedt nog een verschijnsel op; de natte omtrek O wordt verdubbeld doordat nu ook wrijving langs het oppervlakteijs plaats vindt. De hydraulische straal wordt gehalveerd. Onzeker is welke de ruwheidsfactor C van een dergelijk ijsdek zal zijn. We kunnen wel zeggen dat bij een rustige aangroei van het ijsdek, dus bij een Froude-getal dat een eindweegs onder 0,08 ligt, het ijsdek vrij glad zal zijn, en de totale C-waarde van bodem en ijsoppervlak wellicht iets groter zal worden dan bij vrije waterspiegel. Is het Froude-getal belangrijk hoger dan 0,08 dan zullen ijsschotsen onderduiken en kantelen en daardoor een zeer ruw oppervlak geven. Bovendien treden plaatselijke verdikkingen op, met plaatselijke uitschuringen en aanzandingen van de bodem. De totale C-waarde zal hierdoor zeker wat kleiner worden dan van de rivierbodem. In het volgende voorbeeld is nagegaan wat de gevoeligheid

in de aanname is als we de C-waarde 10% of 20% verlagen (k-waarde resp. 75% en 150% verhogen).
In fig. 2.3-7 is aangenomen dat het ijs vastraakt tussen de doorsneden 1 en 2. Bovenstrooms treedt een negatieve stuwkromme op. In doorsnede 3 is de nieuwe evenwichtsdiepte aanwezig bij gesloten ijsdek. In 4 is dan een positieve stuwkromme.

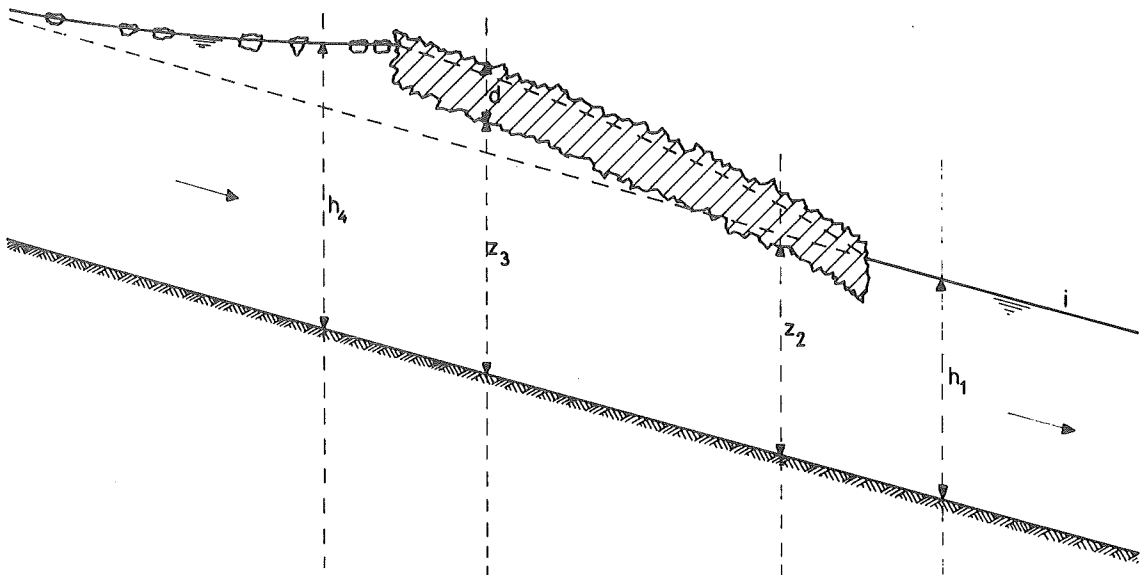


fig. 2.3-7 Stuwkrommen bij vast ijsdek

Aangezien Q_1 gelijk is aan Q, geldt volgens Chézy:

$$CBh_1\sqrt{h_1 i} = (0{,}9 \text{ à } 0{,}8)\ CBz_3\sqrt{\frac{z_3}{2}\, i}$$

Hieruit volgt:

$$z_3 = (1{,}35 \text{ à } 1{,}45)\ h_1$$

Dus is de waterdiepte in 4, rekening houdend met een 90% onderdompeling van het ijsdek:

$$h_4 = (1{,}35 \text{ à } 1{,}45)\ h_1 + 0{,}9\ d$$

De vraag is nu hoe groot het Froude-getal in 4 is.
Nemen we als voorbeeld de ijsbezetting van de Waal in januari 1942.
Hierbij is te stellen:

$h_1 = 4{,}50$ m
$C = 45\ m^{\frac{1}{2}}/s$
$i = 10^{-4}$
dus $\bar{u}_1 = C\sqrt{hi} = 0{,}95$ m/s

Indien Froude lager is dan 0,08 is d globaal te stellen op 0,30 m (geen onderduiken van schotsen).
Dan is dus:

$$h_4 = (1{,}35 \text{ à } 1{,}45)\ 4{,}50 + 0{,}27 \text{ m}$$
$$= 6{,}30 \text{ à } 6{,}80 \text{ m}$$

Verder is:

$$\bar{u}_4 = \frac{h_1}{h_4}\,\bar{u}_1 = \frac{4{,}50}{6{,}30 \text{ à } 6{,}80}\ 45\sqrt{4{,}5.10^{-4}}$$

$$\bar{u}_4 = (0{,}72 \text{ à } 0{,}66).0{,}95 = 0{,}68 \text{ à } 0{,}63 \text{ m/s}$$

Het Froude-getal wordt dus:

$$\frac{\bar{u}_4}{\sqrt{gh_4}} = \frac{0{,}68 \text{ à } 0{,}63}{\sqrt{10.(6{,}30 \text{ à } 6{,}80)}} = 0{,}09 \text{ à } 0{,}08$$

Er zal dus een zekere mate van onderschuiving optreden totdat h_4 zo groot is geworden dat Froude ruim onder 0,08 zit.
Dit klopt met de metingen. Op de Waal varieerde de totale ijsdikte tussen 0,50 en 1 m, met lokale verdikkingen tot een aantal meters.
In fig. 2.3-8 is een grafische voorstelling gegeven van de vorming van het ijs op de Waal en de Rijn, en het waterstandsverloop aan enkele peilschalen voor de winter 1941-'42. Zie hiervoor de ijsverslagen van de Rijkswaterstaat [2.3.3-3].
De eerste ijsbezetting geschiedde op 17 januari 1942 beneden Werkendam nabij het ogenblik van getijhoogwater, als de stroomsnelheden en het Froudegetal zeer klein zijn. De bezetting plantte zich daarna snel stroomop voort tot ver in Duitsland. Onregelmatigheden in de verhanglijn duiden op locale ijsdammen. Open vlakken wijzen op lozing van warm afvalwater. Het onregelmatig verloop van sommige peilschalen

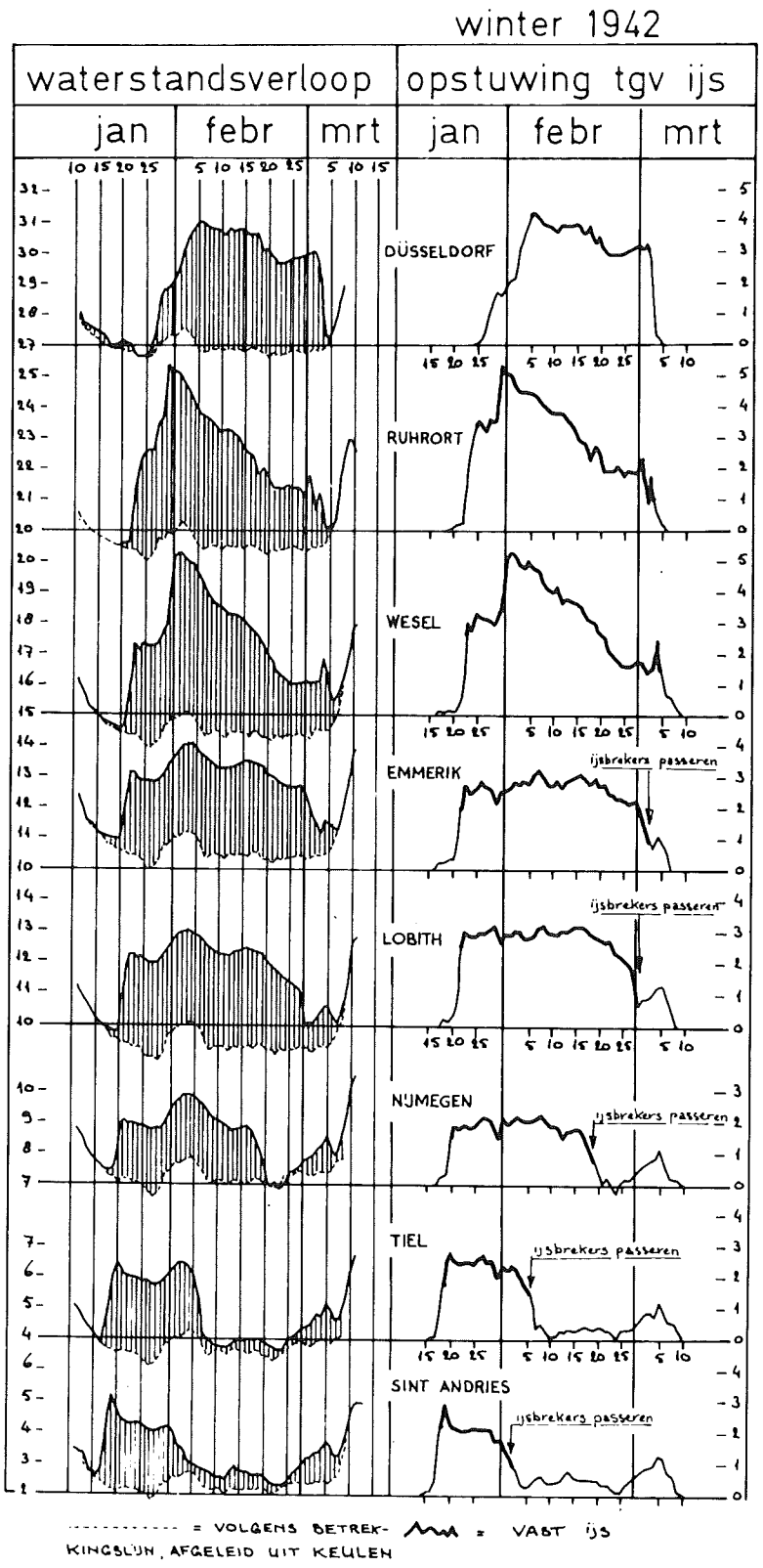


fig. 2.3-8 Verhanglijnen en ijsbezetting op Bovenrijn en Waal en waterstandsverlooplijnen van enkele peilschalen





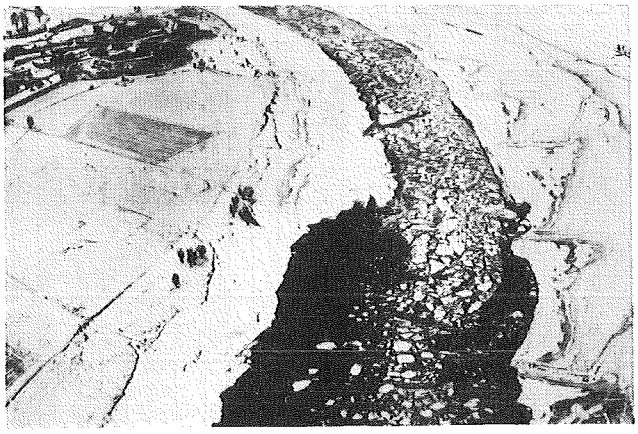


fig. 2.3-9 Loskomen van het ijs nabij de Lorelei en op de Rijntakken



fig. 2.3-10 IJsbreken op de Merwede

(Ruhrort), Wesel) duidt op het ineen schuiven van ijs het het tijdelijk optreden van verstoppingen.
Begin maart kwam een einde aan de ijsbezetting; benedenstrooms van Emmerik werd het ijs kunstmatig weggebroken, bovenstrooms raakte het los door dooi en een afvoergolf die het ijs brak (fig. 2.3-9).

IJsbezetting levert vooral gevaar op aan het begin van de dooi, als het ijs massaal loskomt en bij vorming van een ijsdam volledige blokkering kan optreden. Het streven is er in ons land dan ook op gericht om de hoofdafvoerweg, de Waal, tegen de dooi ijsvrij te maken door breken. Dit is effectiever dan het gebruik van explosieven. Een ander streven is om de oevers glad te houden, en om de rivier te reguleren opdat geen zandbanken aanwezig zijn. Dit was dan ook de hoofdreden van de eerste regulering van de Rijntakken. Tenslotte is ook nog de Nieuwe Merwede mede ten behoeve van de ijsafvoer tot stand gebracht; dit is een relatief ondiepe afvoergeul met een breed wateroppervlak ten behoeve van het drijfijs. Op dit ogenblik zijn dergelijke maatregelen niet direct nodig; de riviervervuiling en verwarming en wellicht ook een klimaatschommeling zijn er de oorzaak van dat reeds vele jaren geen ijsbezetting op de Rijn heeft plaats gevonden.
In Canada is nog een andere methode van ijsbestrijding toegepast, namelijk het met behulp van drijframen afleiden van een deel van het drijfijs naar accumulerende wateroppervlakten.

Tenslotte is nog wel eens gesuggereerd om zoveel mogelijk electrische centrales langs de rivier te plaatsen; immers meer dan 60% van de energie wordt door het koelwater afgevoerd. Afgezien van het feit dat deze warmtebron nog onvoldoende zou zijn, zou een dergelijke warmtetoevoer in de zomer geheel ontoelaatbaar zijn.

Hoofdstuk 3.

DE VASTE STOF

3.1 Geologische aspecten

In deze paragraaf zullen enkele geologische aspecten van de water- en sedimentafvoer, die van belang zijn voor de rivieringenieur, worden belicht. Het sluit aan op het college "Inleiding in de Geologie voor studenten in de Civiele Techniek". Enige relevante vakliteratuur wordt opgegeven aan het slot van dit hoofdstuk.

Rivieren vormen niet alleen de afvoerwegen voor het water van de neerslag, maar ook voor de afbraakproducten van het vaste land. Ze zijn de belangrijkste schakel tussen de vorming van verweringsproducten in hogere gebieden op het land en de vorming van sedimentgesteenten in lagere gebieden, langs de rivier zelf, in meren en in de zee. De rivieren streven hierbij naar egalisering van het reliëf, en trachten een evenwichtstoestand te bereiken, waarbij wel water, maar geen materiaaltransport meer plaats heeft. Dit is een proces van duizenden tot wellicht miljoenen jaren.

Het is in deze tijddimensies, waarin de geoloog tracht te denken; hij ziet een rivier dus, ook in lengteprofiel als veranderlijk. Dit in tegenstelling tot de rivieringenieur, die bij uitvoering van werken misschien wel met enige sedimentatie en erosie in een beperkt aantal jaren rekening moet houden, waarbij kleine veranderingen in het rivierbed kunnen optreden, maar waarbij het lengteprofiel praktisch niet verandert. Voor de uitvoering van werken is dit geoorloofd; voor de rivieringenieur is de rivier bij benadering een statisch verschijnsel.

Bij de bestudering van rivierlopen zoekt de geoloog in de eerste plaats naar een nadere verklaring van het reliëf. Hij vindt dan, dat dit is ontstaan tengevolge van beweging van de aardkorst, waarvan de oorzaak

van velerlei aard kan zijn, bijvoorbeeld:

- vervorming van de aardkorst door plooiing tengevolge van krachten, die hun oorsprong vinden in het inwendige van de aarde. Gebergten werden gevormd (bijv. Alpen, Himalaya). De gemiddeld 30 km dikke aardkorst kan daarbij verdikt worden tot ongeveer 60 km. Dit proces speelt zich in de aardmantel af. De soortelijk lichtere aardkorst zakt in het zwaardere substratum van de aardmantel, komt daarna in drijvend evenwicht (isostasie), zoals een ijsberg in het water. Het aardoppervlak wordt opgeheven en onmiddelijk door erosie aangetast. Sediment wordt afgevoerd, en dichtbij het gebergte (Alpen-Povlakte, Himalaya-Gangesvlakte) of verderaf (bijv. Andes-Amazonedelta) afgezet.
- opheffing van gedeelten van de aardkorst tengevolge van isostatische bewegingen, veroorzaakt door het afsmelten van 2.500-3.000 m dikke ijskappen na de laatste ijstijd (Fennoscandinavië, N.E. Canada). Dit proces is nog steeds aan de gang.
- daling van gedeelten van de aardkorst tengevolge van een belasting met accumulaties van dikke pakketten sediment (bijv. Nigerdelta, Mississippidelta, waar de totale sedimentdikte veel groter dan de diepte van de oceaanbodem ter plaatse is).
- opheffing of daling van gebieden door nog onbekende oorzaken welke echter in het substratum gezocht dienen te worden. Een voorbeeld is de opheffing van enkele honderden meters van de Ardennen en het Leisteengebergte in het kwartair. Ook het diep ingesneden Colorado Plateau.

Deze bewegingen zijn onderdeel van processen, die een orde van grootte van miljoenen jaren hebben, en welke gezamenlijk een geologische cyclus vormen. In deze cyclus spelen een rol gebergtevorming door plooiing-erosie van het geplooide gesteente, afvoer van het losse gesteentemateriaal naar zee, afzetting in zee, en verharding van het aldus ontstane sediment en het optreden van een nieuwe plooiingsfase, waarbij het sediment, naast de overige gesteenten van de continentale en oceanische korst gemetamorfoseerd, of zelfs opgesmolten kan worden. Ook speelt in de cyclus een rol het magma, dat uit de diepten de aardkorst in- en doordringt.

Er is berekend, dat zonder de genoemde bewegingen het bestaande reliëf van de continenten in 20 miljoen jaar verdwenen zou zijn.

Alle stollingsgesteenten, metamorfe gesteenten en verharde sedimentgesteenten zijn aan het aardoppervlak onstabiel en worden na kortere of langere tijd aangetast en ontleed door de inwerking van de atmosfeer, het regenwater en de organismen. Deze inwerking is de verwering.

Men onderscheidt mechanische en chemische verwering (zie ook het dictaat "Inleiding in de geologie"). Bij mechanische verwering, vooral actief in koudere gebieden, in aride gebieden en in gebergten boven de boomgrens, wordt veel gruisgesteente (keien, zand, silt) geproduceerd. De chemische verwering, vooral werkzaam in warme vochtige gebieden levert veel oplosbare verbindingen en kleien, en minder gruis. Uiteraard speelt de aard van het verweerde gesteente ook een rol, kalksteen bijvoorbeeld zal ook in een koud klimaat oplossen, dus chemisch aangetast worden; een gesteente, waarvan een kitmiddel gemakkelijk door water (des te gemakkelijker naarmate het water een lagere P_h, dus zuurder is) chemisch wordt aangetast, zal uit elkaar vallen, en dan toch veel gruis leveren.

De verwering is om verschillende redenen een belangrijk proces:
- door de verbrokkeling kan het verweerde gesteente gemakkelijk worden afgevoerd, bijvoorbeeld door stromend water; de verwering is daardoor een voorwaarde voor de geleidelijke afbraak van het reliëf op aarde.
- zowel de verbrokkelde resten van het oorspronkelijke gesteente als ook bij de chemische verwering nieuw ontstane mineralen, zoals kleimineralen en ijzeroxyden en -hydroxyden en de in oplossing vervoerde ionen, leveren het materiaal waar de sedimentgesteenten uit zijn opgebouwd.

Het verweerde materiaal wordt door de zwaartekracht - vaak met behulp van water - door middel van allerlei hellingprocessen meestal langzaam, soms sneller, of zelfs catastrofaal, bijvoorbeeld bij doorweking, na langdurige regen of aardbeving afgevoerd. De hoeveelheid materiaal,

die door de rivier in de vorm van sediment moet worden afgevoerd, kan dus sterk wisselen.

In het algemeen heeft een beschermend plantendek een matigende invloed op de erosie, en daarmee op de toevoer van materiaal. De functie van de begroeiing is:

1, het breken van de kracht van de regendruppels;
2, het accumuleren van water in het plantendek;
3, het vochtig en doorlatend houden van de bodem;
4, het geven van samenhang aan de bodem;
5, het tegengaan van oppervlakte-afvoer.

Valt de begroeiing weg door uitgebreide ontbossing, of door te intensieve veeteelt of landbouw in steppengebieden, dan droogt de humus uit, de wortels sterven af, de grond wordt onsamenhangend, maar slecht doorlatend; er treedt oppervlakte-afvoer op, die grond gaat meenemen. Vlakte-erosie (sheet erosion) neemt een aanvang. Er ontstaan ook geultjes (rill erosion), welke zich tot diep ingesneden geulen kunnen ontwikkelen (gully erosion), en zich stroomopwaarts, terugschrijdend, invreten. "Badlands" ontstaan en de rivieren kunnen met materiaal overbelast raken.

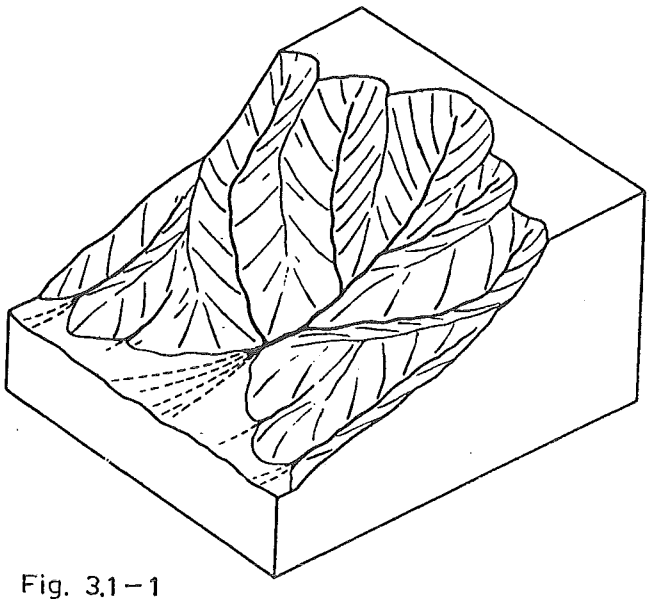


Fig. 3.1 – 1

Badlands met stelsel van sterk vertakte diep ingesneden dalen en geulen.

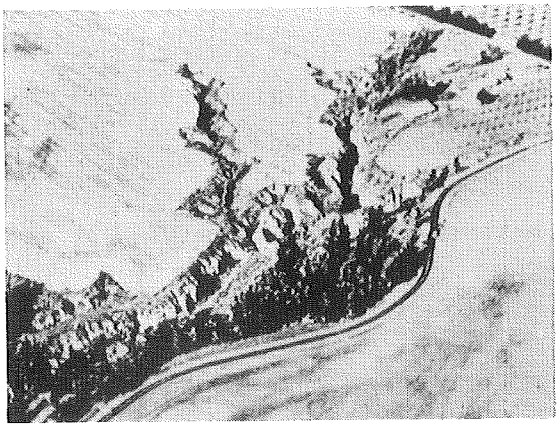


fig. 3.1-2 Achterwaartse erosie

In semi-aride gebieden, waar de begroeiing gering is, maar waar de heftige regenbuien wel sporadisch voorkomen, ontstaan deze badlands op natuurlijke wijze.
Badlands ontstaan des te vlugger, indien erosie plaats vindt in gesteentepakketten van weinig of niet samenhangend materiaal, zoals in weinig verkitte zandsteen, zachte schalies (dun gelaagde zachte kleisteen) en zachte mergels.
In deze badlands is dus de terugschrijdende erosie, die in elk geaccidenteerd terrein voorkomt, veel sterker.
Het bezwaar van dergelijke "badland" vorming, waarbij veel vruchtbare bodem verloren gaat, ligt niet alleen op het gebied van landbouw en veeteelt. Voor de rivieringenieur zal minstens zo zwaar wegen, dat de rivier overbelast en uit zijn evenwicht raakt. Het gevolg kan zijn blokkering van het laag- of hoogwaterbed, verhangversterking, opvullen van natuurlijke en kunstmatige accumulaties (H.W. bed, meren, reservoirs).
In hoofdstuk 7 wordt het één en ander vermeld over de bestrijding van de versnelde erosie. Voorkomen is echter beter dan genezen, zeker in dit geval, omdat erosie eenmaal ontstaan vrijwel niet te stuiten is. Dit is te zien aan de gevolgen van erosie o.a. in de Apennijnen. Het effect van deze erosie komt duidelijk tot uiting in de in hoofdstuk 2.1, fig. 18 gegeven staat van grote rivieren, waarin de hoeveelheid geleverde vaste stoffen is opgenomen.
De fluviatiele erosie, waarbij de rivier streeft naar een evenwichtsverhang, bepaalt slechts de diepte van het dal. Het dwarsprofiel wordt

bepaald door de vorm van de dalhellingen aan weerskanten, dus door de daarop werkende verwering en hellingsprocessen. Wanneer nu de diepte-erosie van de rivier langzamerhand nalaat, dan verbreedt het dal zich, waarbij de rivier zorgt voor een geregelde afvoer van het daarbij ontstane losse materiaal. Tenslotte ontwikkelt zich een dal, waarin de rivier meandert.

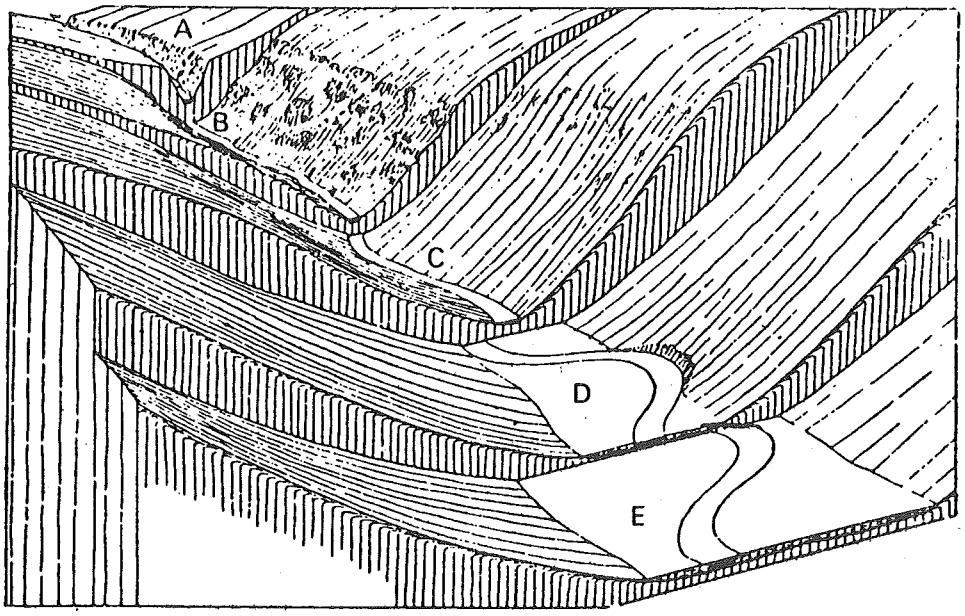


Fig. 3.1 – 3 Ontwikkeling van een dal van jong tot rijp stadium, naar een tekening van Davis. Het terrein is in repen verdeeld die elk een stadium weergeven.

De aard van het door de rivier meegevoerde sediment, en de wijze van transport (bodemtransport, spoeltransport, opgelost) is naast vele andere factoren, zoals klimaat, snelheid van erosie, reliëf, ook afhankelijk van het soort van gesteente, dat gedenudeerd wordt.
Leopold et. al. geeft de volgende samenstelling van het aardoppervlak boven zeeniveau, dus het oppervlak, dat aan verwering blootstaat.

stollingsgesteente	graniet	15%)	18%
	basalt	3%)	
sedimentgesteente	schalie	52%)	74%
	zandsteen	15%)	
	carbonaten	7%)	
ander gesteente			8%

Indien de mineralogische samenstelling met het relatieve voorkomen van bovengenoemde gesteenten gecombineerd wordt, geeft dit de volgende relatieve getallen.

veldspaten	30%
kwarts	28%
kleimineralen en micas	18%
calciet en dolomiet	9%
ijzeroxyde mineralen	4%
andere mineralen	11%

Van deze mineralen zijn het meest bestendig kwarts, kleimineralen en ijzeroxyden. Veldspaten verweren gemakkelijk tot klei, en calciet en dolomiet lossen gemakkelijk op. In normaal stromende rivieren zal daarom het grootste deel van het materiaal, afkomstig van "naakt" gesteente door middel van spoeltransport afgevoerd worden. Omdat veel materiaal dat door de rivier wordt vervoerd, afkomstig is van betrekkelijk flauwe hellingen, dus uit reeds verweerd, zeer fijnkorrelig materiaal bestaat, zal tijdens het transport de verhouding slib tot zand groter worden. In "badlands" gebieden met versnelde erosie, is dit juist het geval, omdat de geërodeerde formaties daar meestal zacht en fijnkorrelig zijn. De verhouding slib-zand kan dan wel tussen de 10 en 100 liggen.
Bij toename van het debiet wordt in alle rivieren de verhouding suspensielast-bodemlast groter. De korrelgrootte verdeling van het vervoerde sediment is mede afhankelijk van het oorspronkelijke gesteente, een grofkorrelige graniet zal grover materiaal leveren als een fijnkorrelige, een slecht geconsolideerde siltsteen fijner materiaal dan een zandsteen.

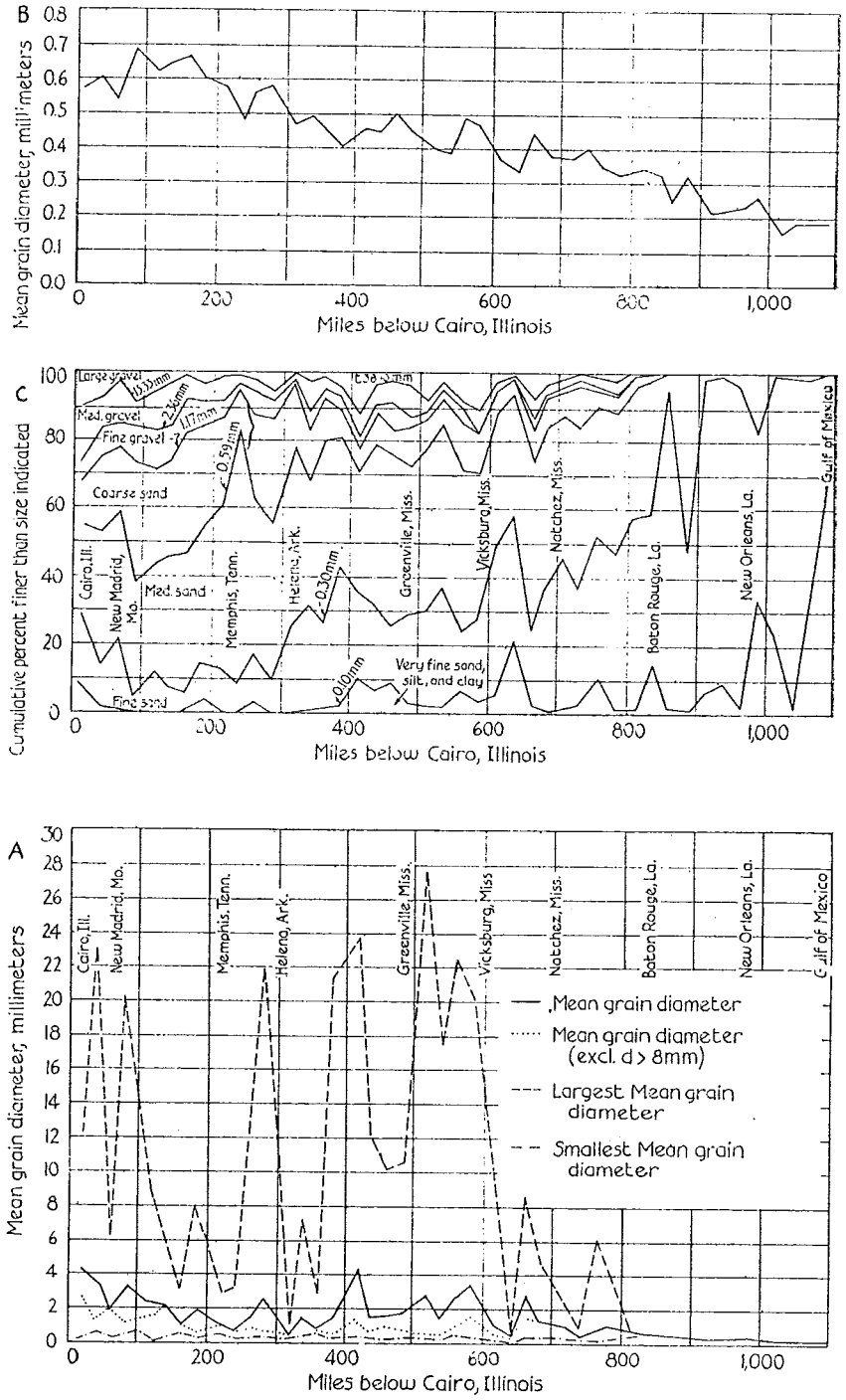


Fig. 3.1-4 *Changes in bed-material size along the main stem of the Mississippi River from Cairo, Illinois to the mouth, based on 615 bed samples. [After Mississippi River Commission, 1935.]* **A.** *Downstream change in size of certain classes of grains. The variation in size of maximum grain is large; there is no significant downstream decrease in maximum size through 800 miles, in part presumably owing to tributary entrance.* **B.** *Downstream change in mean particle size. The trend toward finer size is distinct but the quantitative change in size is small.* **C.** *Downstream changes in size distribution showing increase in percentage of sand.*

Het meegevoerde sediment wordt stroomafwaarts door chemische aantasting en door abrasie (afslijping) fijner. (fig. 3.1-6)

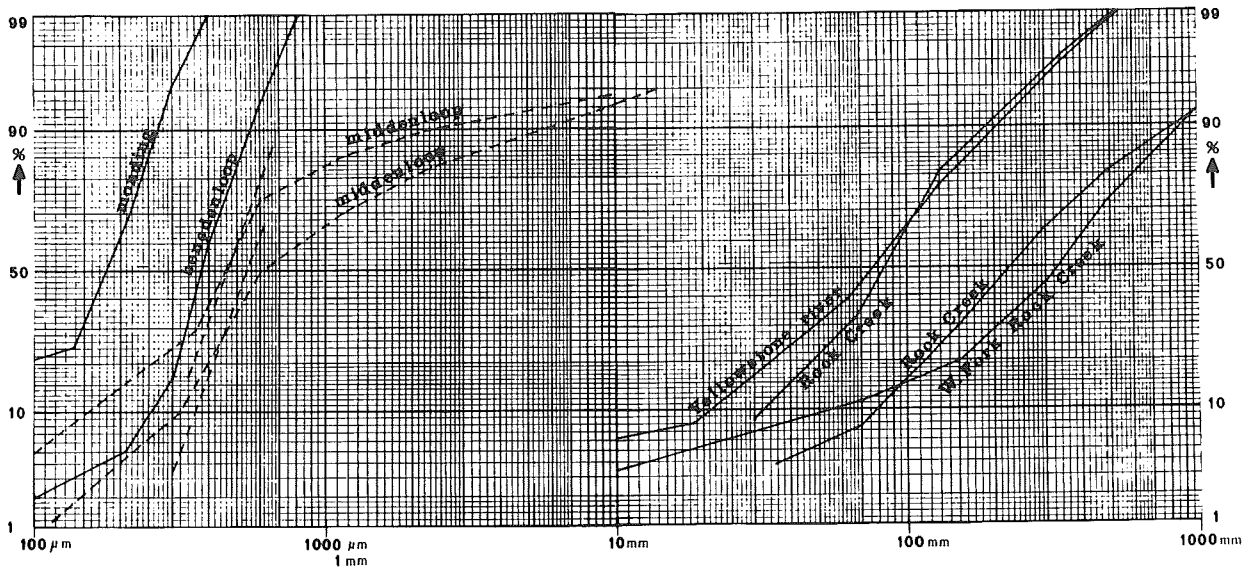


fig. 3.1-5 Korrelverdelingen uit het rivierbed van de Mississippi en Missouri

In fig. 3.1-5 zijn de korrelverdelingen van een aantal bodemmonsters van het Mississippi-Missouri systeem gegeven. Bij de bronrivieren in de Rocky Mountains komen mediane diameters voor van een aantal decimeters; in het benedendeel van tienden van millimeters. Zoals zo vaak bij riviersedimenten het geval is, blijkt hier ook de zeefkromme, uitgezet op log-normaal papier, vrijwel een rechte lijn te worden. Hierbij is de verhouding D_{90} gedeeld door D_{50} voor fijne zanden 1,5 à 2, voor grovere zanden 3 à 4.
Afwijkingen van een dergelijke rechte lijn kunnen soms verklaard worden door een influx van sediment uit een zijrivier, of door medevoeren van eerder afgezet materiaal uit de oevers.
De in de grafiek gegeven verdelingen voor de midden-Mississippi zouden kunnen wijzen op toegevoegd grof en fijn materiaal.

De zandmonsters van fig. 3.1-6 zijn genomen nabij de verhangknik, waar de boven-Donau (verhang $4,3.10^{-4}$) overgaat in de midden-Donau (verhang $0,6.10^{-4}$) in de buurt van Bratislava. (fig. 3.1-7)

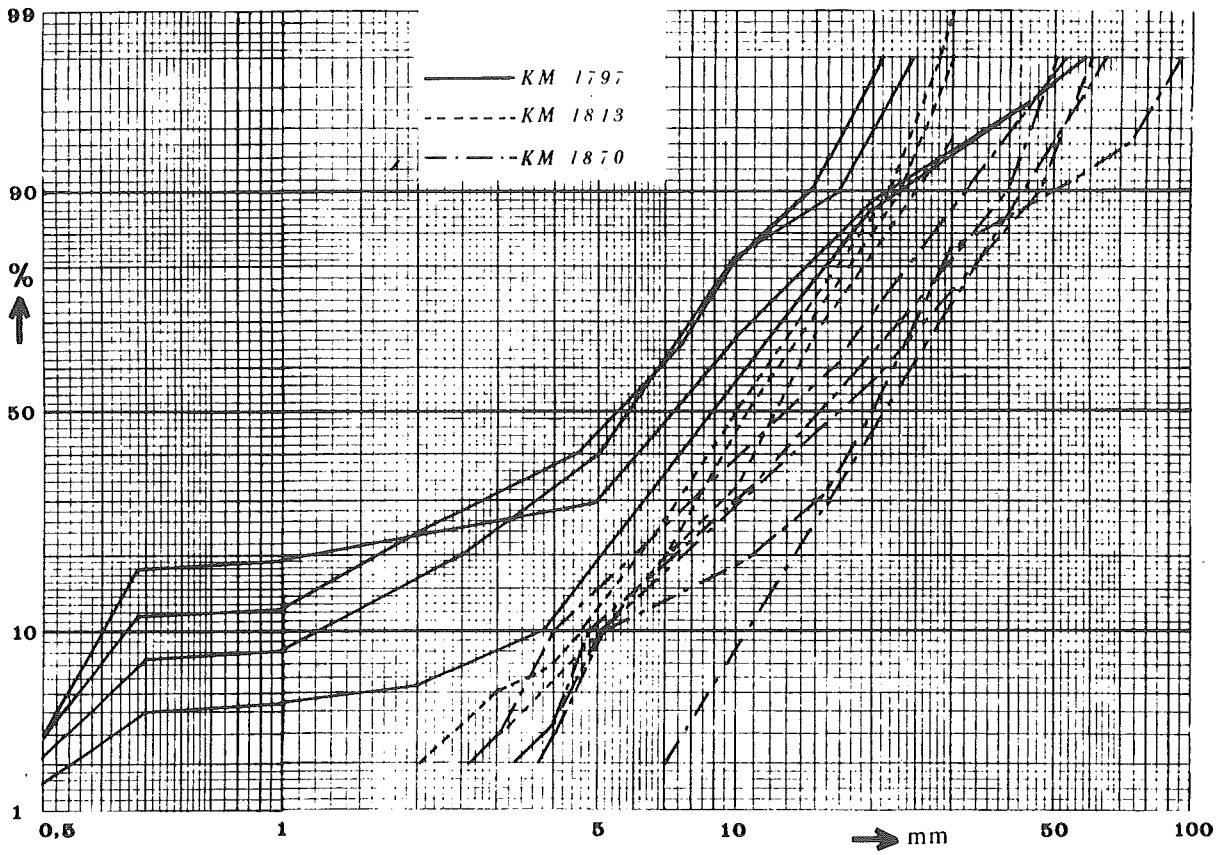


fig. 3.1-6 Zeefkrommen boven- en benedenstrooms van de knik in het verhang van de Donau bij Bratislava

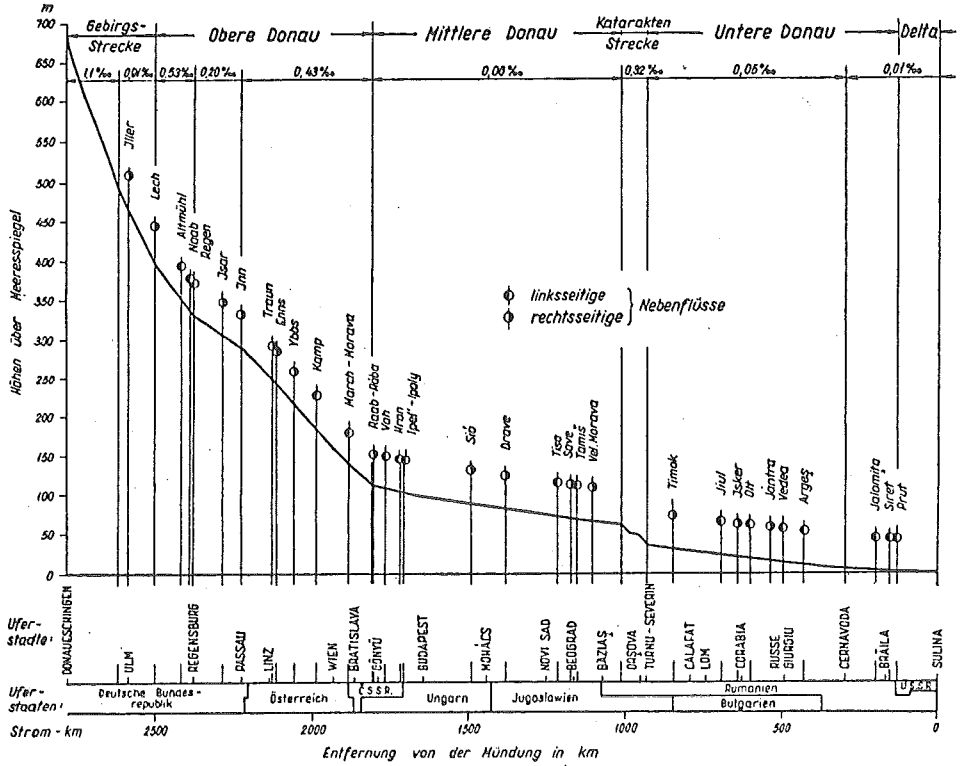


fig. 3.1-7 Lengteprofiel van de Donau

Boven de knik (km's 1870 en 1830) is de verdeling een rechte lijn; beneden de knik is een fijnere fractie toegevoegd van 300-500 µm. Kennelijk vindt er door afname in stroomsnelheid neerslag van zwevend sediment plaats.
Meer inzicht in dit soort problemen kan de geoloog verkrijgen door het onderzoek van zware mineralen x). Met dit onderzoek kan een indruk worden verkregen betreffende de herkomst van sedimenten. Vele rivieren hebben een karakteristieke mineraal associatie.

Vele zijrivieren van grote rivieren (wij kunnen denken aan de Moezel en Rijn, aan de Saône en de Rhône) komen uit middengebergten, die goed begroeid zijn, en waar minder snelle erosie plaatsvindt dan in de sterk geaccidenteerde oorspronggebieden van de hoofdrivieren. Zij hebben dan ook een geringere sedimentlast en vaak een fijnere korrel. Stroomafwaarts gaande resulteert dit tevens in een lagere verhouding zand-water S/Q. Bij een rivier in evenwicht betekent dit, dat het transportvermogen moet afnemen; het verhang wordt steeds kleiner (zie in 2.1 het verhang van de Benue).

Een rivierloop kan verdeeld worden in een bovenloop, middenloop en benedenloop.
De bovenloop is het deel van het stroomgebied, waar de bronrivieren het water en het grootste gedeelte van het sediment verzamelen, de middenloop is idealiter de transportweg van het water en sediment, en de benedenloop het gebied, waar het sediment tot afzetting komt, vaak de delta.
In de bovenloop is de invloed van de rivier gering t.o.v. de invloed van de opheffing, die de aardkorst tengevolge van voornamelijk tektonische processen ondergaat of heeft ondergaan.
In de middenloop stroomt de rivier in zijn eigen sediment. Het is hier een alluviale rivier met karakteristieke, morfologische eigenschappen.

x) Zware mineralen worden genoemd die mineralen, die door middel van een zware vloeistof bijv. bromoform, s.g. 2,88, uit een zand gescheiden kunnen worden van z.g. lichtere mineralen (bijv. kwarts, veldspaat). Tot zware mineralen behoren opake mineralen (meestal ertskorrels), amphibool, epidoot, topaas, etc.

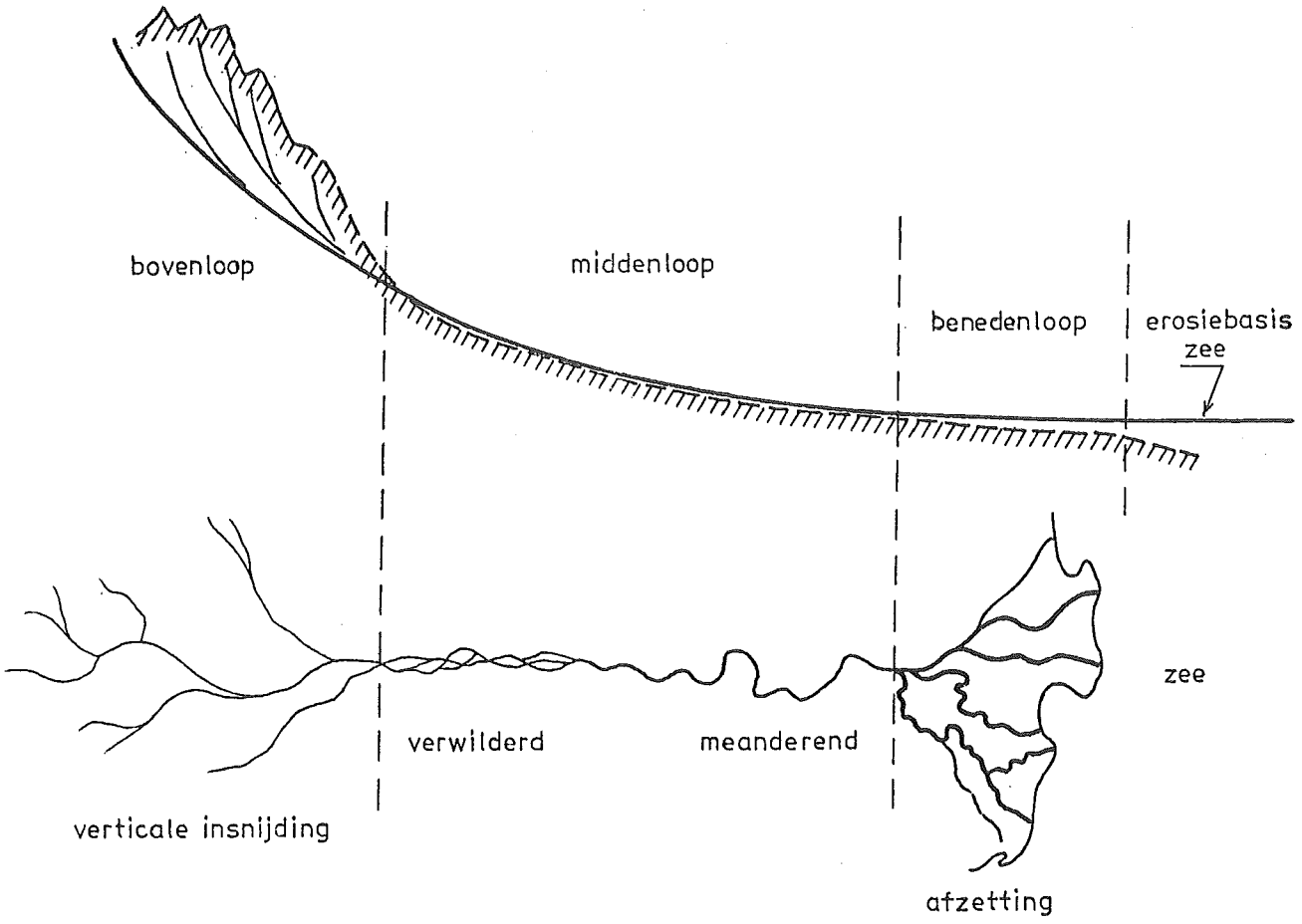


Fig. 3.1-8 Geïdealiseerde indeling van een rivierloop

De processen, die hier spelen, behoren reeds tot het terrein van de waterbouwkundige en zullen in hoofdstuk 4 behandeld worden.
Hetzelfde geldt voor de benedenloop. Hier worden de processen mede, en in hoge mate, beheerst door de rivierbasis, de zee. De behandeling van deze processen behoort thuis in de kustwaterbouwkunde.
Een geologisch aspect hier is de verandering van de stand van de zee. Uit de historische geologie is bekend, dat grote gebieden, nu tot de continenten behorend, eens of herhaalde malen het domein van mariene sedimentatie geweest zijn. Een geologisch recent voorbeeld is de zeespiegelrijzing van $\pm$ 100 m sedert de laatste ijstijd ($\pm$ 10.000 jaar geleden). Hoewel het zeeniveau nu, wereldwijd gezien, waarschijnlijk

stabiel is ten opzichte van het land, is dit voor Nederland, tengevolge van verschillende factoren, geenszins het geval. Bij ons scheppen geologische, langzaam werkende processen zoals klink, isostatische bewegingen etc. directe problemen voor de waterbouwkundige.

De bovenloop

Het afwateringspatroon van de bronrivieren wordt beïnvloed door het reliëf en vooral door de geologische structuur van de ondergrond. Het hangt af van het gesteente (impermeabele granieten, sterk doorlatende zandstenen, oplosbare kalksteen met ondergrondse afwatering, afwisseling van zachte en harde laag pakketten), en ook van de structuur, waarbij o.m. te denken valt aan meer of minder sterk geplooide gebieden of aan de aanwezigheid van een geprononceerde klieving van het gesteente.
De gevormde dalen zullen diep ingesneden zijn. In de tegenwoordige hooggebergten lopen de rivieren vaak in dalen, die gedurende de ijstijd door gletsjers zijn uitgeslepen, en daardoor voor de huidige rivieren veel te groot zijn. In vele van deze dalen is daarom alluvium afgezet. Dat de geschiedenis van een rivier gecompliceerd kan zijn, blijkt bijvoorbeeld in het geval van de boven-Rijn. Vijftien miljoen jaar geleden maakte deze rivier met zijn huidige zijrivieren deel uit van de oer-Donau, twee miljoen jaar geleden vond de afwatering plaats via de oer-Doubs en oer-Saône naar de oer-Rhône, en pas later koos de Rijn zijn huidige loop.

De middenloop

In de alluviale middenloop met het kenmerkende hoogwaterbed komt het rivierkarakter het sterkst naar voren (hoofdstuk 4). Bij vele rivieren blijkt, dat in werkelijkheid de toestand gecompliceerder is, en het verhang onregelmatig. Zijrivieren geven discontinuïteiten; de water- en sedimentafvoer veranderen, en daarmee de zeefkromme van het sediment. Ook kunnen in de middenloop plaatselijk niet-alluviale beddingen voorkomen. Een voorbeeld geeft de Rijn (fig. 3.1-9).
Men zou kunnen stellen, dat de middenloop begint 13 km benedenstrooms van Bazel, alwaar de laatste rotspunten en stroomversnellingen aanwezig zijn. Dit is niet geheel juist. Ook bovenstrooms van Bazel heeft de Rijn een benedenloop bij de uitstroming in het Bodenmeer,

waar een delta zich vormt. Het meer zelf is een met water gevulde, door gletchererosie ontstane depressie.

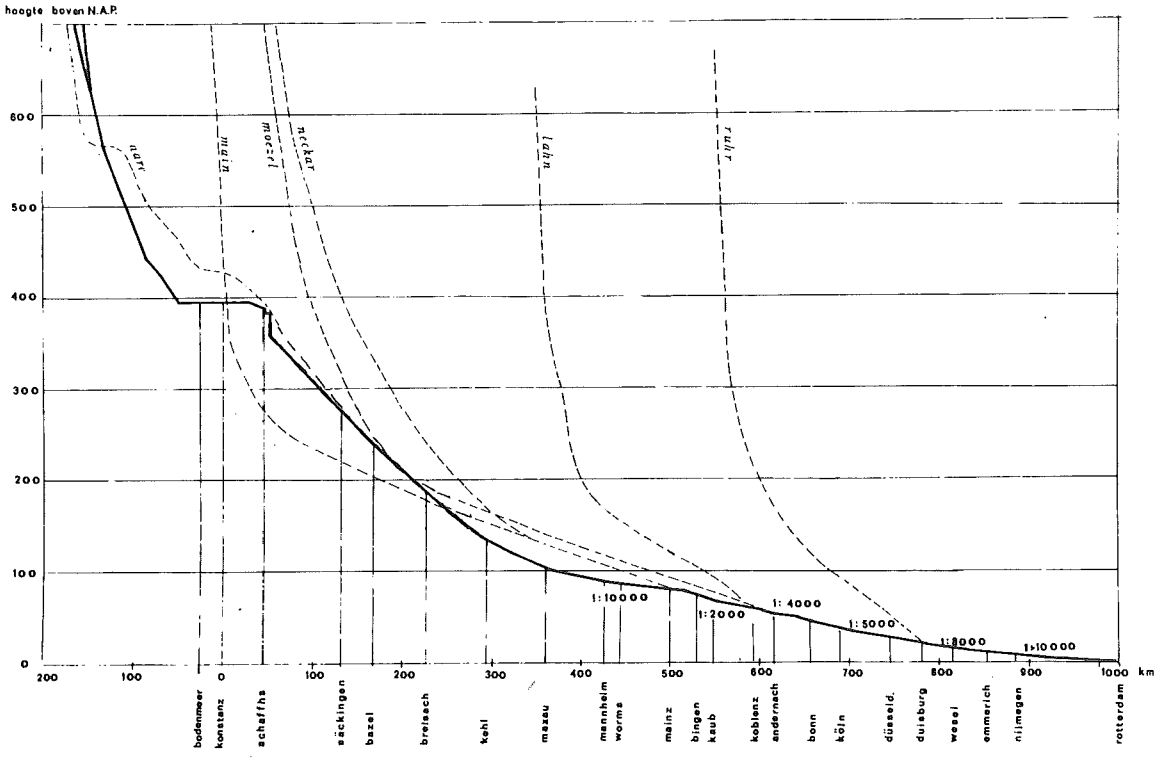


fig. 3.1-9 Lengteprofiel van de Rijn

Beneden Bazel stroomt de Rijn noordwaarts in de Boven-Rijnsche Laagvlakte, welke geologisch gezien een slenk is tussen de horsten van de Vogezen en Zwarte Woud. Deze slenk was lange tijd, gedurende het Tertiair, een inbochting van een meer noordwaarts gelegen zee. Een dik pakket, vooral mariene sedimenten, is toen afgezet. Deze sedimentatie werd door de Rijn voortgezet. Voordat de Rijn hier kunstmatig gereguleerd werd, waren verschillende riviervormen aanwezig; de vlechtende rivier direct beneden de bovenloop, de meanderende rivier meer naar beneden, en op enkele plaatsen een stroom met verschuivende zandbanken.
De middenloop wordt stroomafwaarts niet gevolgd door een benedenloop, maar door een insnijding van de rivier in het Rijnsche Leisteengebergte,

de "Gebirgstrecke", dat eind Tertiair enige honderden meters werd opgeheven. Omdat deze opheffing niet geleidelijk ging, wisselden perioden van verticale en horizontale erosie elkaar af, zodat een aantal rivierterrassen, alle bedekt met een dunne laag riviersediment, konden ontstaan.

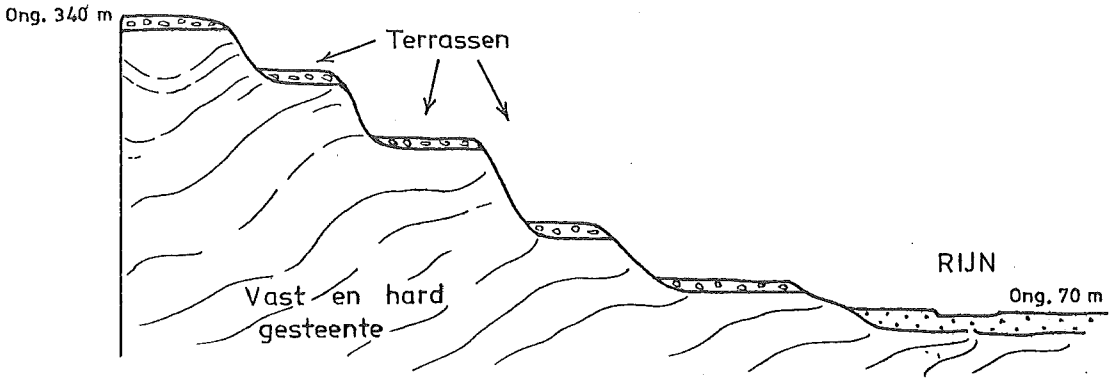


Fig. 3.1 – 10 Schematisch profiel door de linker oever van de Rijn in de "Gebirgstrecke" (Hunsrück - Taunus)

Benedenstrooms van de "Gebirgstrecke" vormt de Rijn dan weer een middenloop, die tenslotte overgaat in de benedenloop van ons land.

De benedenloop

Eén en ander over dit traject zal vermeld worden in hoofdstuk 4.

3.2 Sedimentmechanica

De sedimentmechanica houdt zich bezig met de stabiliteit en de beweging van sedimenten in waterlopen. De krachten en invloeden die hierbij de hoofdrol spelen worden veroorzaakt door het stromende en eventueel golvende oppervlaktewater, het grondwater en de zwaartekracht.

Bij het bestuderen van rivierproblemen speelt de sedimentmechanica vaak een even grote rol als de vloeistofmechanica. Weliswaar is het primair de taak van de vloeistofmechanica om de stromingstoestand in een rivierstelsel zo goed mogelijk te beschrijven, en om te berekenen welke wijzigingen zullen optreden als gevolg van de uitvoering van werken. Maar hiermee kan nog geen verklaring worden gegeven betreffende de vorm van het rivierbed, en de wijzigingen die hierin zullen optreden als gevolg van de uitvoering van rivierwerken. Dergelijke vraagstukken kunnen alleen worden opgelost in samenwerking met de sedimentmechanica. Dit is dan ook het doel van de sedimentmechanica, namelijk het in samenwerking met de vloeistofmechanica geven van de verklaring van de morfologische verschijningsvormen van rivieren, en het berekenen van te verwachten veranderingen in het rivierbed, van aanzandingen en uitschuringen als gevolg van de uitvoering van rivierwerken. Hiermee is dan tevens het belang van dit vakgebied voor de ingenieur, belast met rivieronderzoek en rivierprojecten, naar voren gebracht.

De belangrijkste problemen uit de sedimentmechanica zijn de stabiliteit van de bodem en het transport van sediment. Voor de behandeling ervan kan worden verwezen naar de desbetreffende handleiding, waarin ook een uitvoerige literatuurverwijzing is opgenomen. In het volgende zullen enkele onderdelen ervan worden opgehaald, waarna nader wordt ingegaan op het transport bij meer-dimensionale waterbeweging.

Stabiliteit en transport van sediment bij één-dimensionale waterbeweging

Over het algemeen zal een bodem, bestaande uit losse - dus niet cohesieve - korrels in evenwicht verkeren als het quotiënt van de op de korrel uitgeoefende resulterende horizontale (F) en verticale (G) krachten kleiner is dan de tangens van de hoek van natuurlijk talud van de korrels. Dus voor stabiliteit geldt:

$$\frac{F}{G} \leq \operatorname{tg} \phi$$

In de handleiding wordt dit nader uitgewerkt voor één korrel. We kunnen ook een laag korrels nemen met dikte D = korreldiameter.
De horizontale kracht F wordt gevormd door de sleepkracht van het water, dus door $\tau = \rho_w \cdot g \cdot h \cdot i$ N/m^2 bodemopp. nu treden in de stroomsnelheid fluctuaties op, en aangezien $u^2 :: \tau$ dus ook in de schuifspanning. Bij een gemiddelde waarde $\overline{u}$ en $\overline{\tau}$ kan regelmatig een waarde $u' = 2\,\overline{u}$ en dus $\tau' = 4\,\overline{\tau}$ optreden, zelden een waarde $u' = 3\,\overline{u}$ en dus $\tau' = 9\,\overline{\tau}$.
Alles hangt nu af van de vraag wat men onder evenwicht verstaat, en welke waarde de factor n moet hebben waarmee de gemiddelde sleepkracht $\overline{\tau}$ moet worden vergroot. Eist men een vrijwel steeds aanwezige stabiliteit van alle korrels dan moet $n \sim 10$ worden genomen. Mag een deel van de korrels reeds in beweging zijn, dan is $n \sim 5$.
De verticale kracht G is samengesteld uit het gewicht van de laag, de opwaartse druk van het water, en de liftkracht veroorzaakt door het stromende water. Deze laatste is weer een functie van de stroomsnelheid. Hierover is weinig bekend; bij de beschouwing van een zandlaag kan deze worden verwaarloosd. Nemen we in de zandbodem een vrij losse pakking, dan is de porositeit ongeveer 50% en wordt het gewicht onder water:

$$G = 0{,}5\ D\ (\rho_s - \rho_w)g \text{ N/m}^2 \text{ bodemopp.}$$

Nu is dus: $$\frac{F}{G} = \frac{n\rho_w ghi}{0{,}5\ D\ (\rho_s - \rho_w)g} \leq \operatorname{tg} \phi$$

of $$\frac{hi}{\Delta D} \leq \frac{0{,}5}{n} \operatorname{tg} \phi = \psi \qquad (3.2\text{-}1)$$

Afhankelijk van korreldiameter, hoekigheid, korrelverdeling en pakking zal ϕ verschillende waarden hebben. De gemiddelde waarde zal rond de 30° schommelen, dus $\operatorname{tg} \phi = 0{,}5$. De waarde van ψ zou dus, afhankelijk van bovengenoemde criteria schommelen tussen 0,025 en 0,05.
Metingen van Shields en anderen bevestigen dit; we houden aan voor ψ: 0,02 (zelden bewegen) - 0,05 (veelvuldig bewegen).
Dit geldt echter alleen als de fluctuaties tot de korrel kunnen doordringen. Is de korreldiameter kleiner dan de dikte van de visceuze grenslaag dan kunnen de fluctuaties slechts gedempt doordringen. De factor n wordt dus kleiner, ψ dus groter.

Bij invoering van de formule van Chézy:

$$\overline{u} = C\sqrt{hi}$$

kan het begin van beweging ook als volgt worden geschreven:

$$\frac{\overline{u}^2}{C^2 \Delta D} \leq \psi$$

Deze formule zal later in hoofdstuk 6 nog gebruikt worden voor de bepaling van de afmeting van bestortingsmateriaal.

In het voorgaande is de bodem horizontaal aangenomen; de zwaartekracht werkt loodrecht op het oppervlak. Is de bodem niet horizontaal dan werkt langs de bodem, behalve de sleepkracht van het water, ook de ontbondene van de zwaartekracht langs dit vlak. Deze is dus G sin α, indien de bodem een hoek α met het horizontale vlak maakt. De kracht loodrecht op de bodem wordt dan G cos α. Met deze helling moeten we bijvoorbeeld rekening houden bij aanwezigheid van en verhang in het dwarsprofiel (talud), of een verhang in het langsprofiel (hellende buisleiding of bodemhelling direct bovenstrooms van een vaste stuw).

Het eerste vraagstuk is reeds behandeld bij de sedimentmechanica. De formule voor stabiliteit wordt in dat geval:

$$\frac{hi}{\Delta D} \leq \psi \left(1 - \frac{\sin^2\alpha}{\sin^2\phi}\right)^{\frac{1}{2}} \quad \ldots\ldots \quad (3.2\text{-}2)$$

In het geval van een langsverhang van de bodem (fig. 3.2-1) wordt de vergelijking voor evenwicht:

$$\frac{F - G \sin\alpha}{G \cos\alpha} \leq \operatorname{tg} \phi \qquad \text{of:}$$

$$\frac{n \cdot \rho_w g hi - 0{,}5D (\rho_s - \rho_w) g \sin\alpha}{0{,}5D (\rho_s - \rho_w) g \cos\alpha} \leq \operatorname{tg} \phi$$

$$\frac{n}{0{,}5} \frac{hi}{\Delta D \cos\alpha} \leq \operatorname{tg} \phi + \operatorname{tg} \alpha$$

$$\frac{hi}{\Delta D} \leq \psi \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \phi}\right) \cos \phi \ldots \quad (3.2\text{-}3)$$

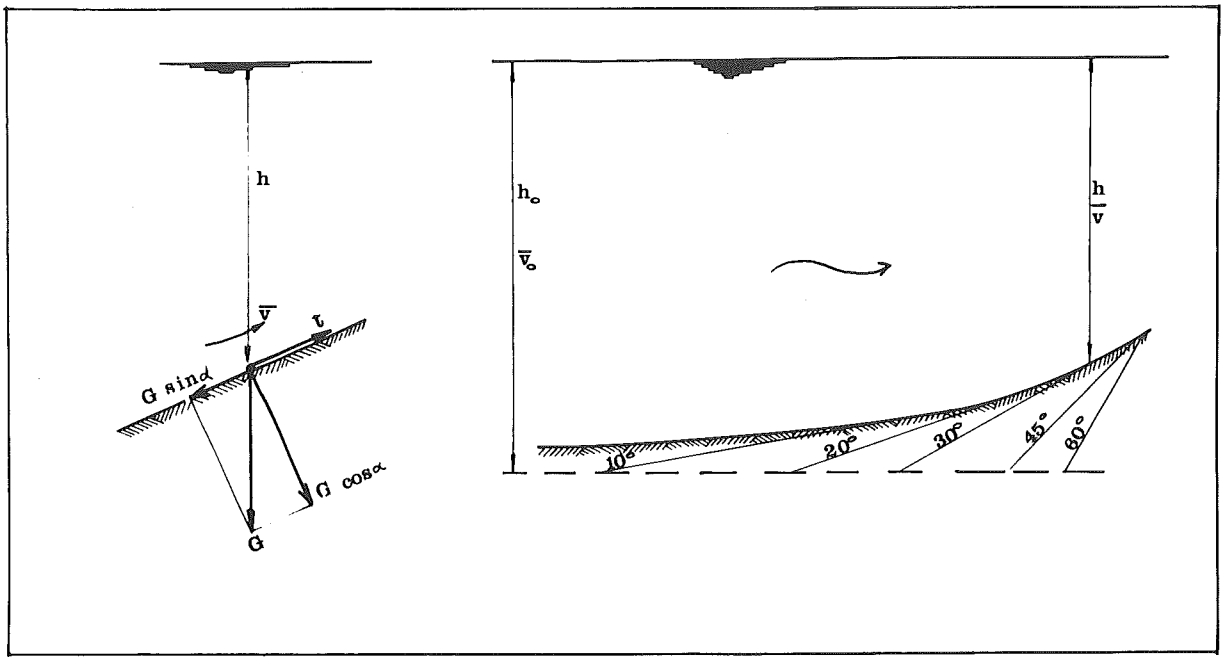


fig. 3.2-1 Stabiliteit bij een langsverhang van de bodem

Met bovenstaande beschouwingen over stabiliteit kunnen verschillende vraagstukken worden opgelost. Andere vraagstukken kunnen alleen worden aangepakt indien het transport van sedimenten in beschouwing wordt genomen.

De beweging van sedimenten met de vraagstukken van aanzanding, uitschuring en bodemevenwicht worden, evenals de beweging van water met de daarbij behorende vraagstukken van niet-permanent karakter, bepaald door bewegings- en continuïteitsvergelijkingen. In tegenstelling tot de waterbeweging is de sedimentbeweging niet in een goed mathematisch fysisch model onder te brengen. De verschijnselen zijn hiervoor te gecompliceerd; van veel onderdelen is nog te weinig bekend. Genoemd kan worden de bedvorm met bijbehorende ruwheid als functie van water- en zandbeweging; de relatie tussen bodem- en zwevend transport; de ribbelfactor die aangeeft welk deel van de verbruikte energie ten goede komt aan het sedimenttransport.

Ten aanzien van de bodemruwheid en stromingsweerstand werd in paragraaf 2.2 bij de behandeling van de formule van Chézy reeds een uiteenzetting gegeven over de begrippen korrelruwheid (C') en bedruwheid (C''). Over de korrelruwheid weten we door onderzoekingen o.a. van Nikuradse zoveel dat we voor een hydraulisch ruwe bodem mogen stellen $C' = 18 \log 12 \frac{h}{K}$, waarin k voorgesteld wordt door de korreldiameter D_{90}. Over de bedruwheid weten we veel minder. Deze wordt gevormd door een vergaarbak van energieverliezen in vertragingsgebieden; door zandribbels en andere oneffenheden van de bodem, maar ook door vertragingen in bochten, overgangen, plaatselijke rivierverwijdingen, enz. Splitsen we het energieverlies, dus het verhang in twee delen, namelijk:

$$i = i' + i''$$

dan vinden we met Chézy $\overline{u} = C\sqrt{hi}$:

$$\frac{1}{C^2} = \frac{1}{(C')^2} + \frac{1}{(C'')^2}$$

Sommige onderzoekers gebruiken liever de Darcy-Weisbach term f voor de ruwheid waarin:

$$f = \frac{8g}{C^2}$$

Dan is dus: $f = f' + f''$

In het college f10-stabiliteit en transport van sedimenten- zijn de resultaten gegeven van een aantal empirische onderzoekingen betreffende de grootte van C'' resp. f''. In dit stadium van onderzoek moet echter aangeraden worden de C resp. f-waarde zo mogelijk door meting te bepalen. Een moeilijkheid treedt op indien bij het ontwerpen van een project de parameters die de ruwheid bepalen, in grootte veranderen. Meestal neemt men dan maar aan dat de door meting gevonden C-waarde niet zal veranderen. In een dergelijk geval kan het beter zijn om gebruik te maken van de eerder genoemde empirische onderzoekingen. Uiteraard moet dan wel eerst onderzocht worden of bij de bestaande toestand de door meting gevonden C-waarde klopt met de empirische onderzoekingen.

Aangezien i' en niet i een maat is voor de korrelwrijving, en dus voor het transport van sediment, dienen we de eerstgenoemde ook als parameter

voor het zandtransport te kiezen. Nu is:

$$i' = \frac{i'}{i}\, i = \frac{C^2}{(C')^2}\, i = \mu i$$

Deze "ribbelfactor" wordt gevonden door meting van C en berekening van C' met behulp van $C' = 18 \log 12 \frac{h}{D_{90}}$.

Bij zandtransportmetingen vond men dat deze reductie van i niet zo sterk was; een waarde $\mu = \left(\frac{C}{C'}\right)^{3/2}$ gaf betere uitkomsten.

Zoals eerder opgemerkt is het nog niet mogelijk om met behulp van de wetten van de mechanica het zandtransport vast te leggen.

Door deze onmogelijkheid om een goed mathematisch-fysisch model op te zetten is men gedwongen geweest de weg van de empirie op te gaan. Door vele onderzoekers zijn - meestal in laboratoriumgoten - metingen verricht en empirische wetten opgesteld. In de handleiding sedimentmechanica worden in het bijzonder twee formules gegeven; één voor grof sediment (in hoofdzaak bodemtransport), namelijk de formule van Meyer-Peter en Müller; en één voor fijn sediment (meer zwevend transport), de formule van Engelund en Hansen. Een universele formule is nog niet gevonden; elke formule is alleen geldig voor de korrelgrootten en de stroomsnelheden toegepast bij het onderzoek. Ten aanzien van de beide bovengenoemde formules kan hieromtrent worden opgemerkt dat de mate van suspensie afhangt van twee elkaar tegenwerkende factoren; enerzijds de opwervelende bodemsnelheid, weergegeven door u_*; anderzijds de valsnelheid W. Als $u_*/W < 1$ blijkt er nog weinig zwevend transport te zijn; als dit quotiënt > 3 is er veel zwevend transport.

Voor grof sediment geldt ongeveer $W = \sqrt{g \cdot \Delta \cdot D}$, dus

$$\frac{u_*}{W} = \frac{\sqrt{ghi}}{\sqrt{g\Delta D}} = \left(\frac{hi}{\Delta D}\right)^{\frac{1}{2}}$$

Dus bij $\frac{hi}{\Delta D} < 1$ is er in hoofdzaak bodemtransport.

De 4 parameters h, i, Δ en D bepalen het zandtransport; andere parameters zoals $\bar{u}$, C en μ zijn hiervan impliciet afhankelijk en mogen eigenlijk niet in zandtransportformules voorkomen. Het opnemen ervan

in de formules wijst dus op een gebrek aan kennis ten aanzien van de afhankelijkheid.
Bij verschillende transportformules is $s = f\left(\frac{hi}{\Delta D}\right)$; sommigen menen dat men beter kan stellen $s = f\left(\frac{hi}{\Delta D}, \frac{h}{D}\right)$.

We mogen niet verwachten dat zandtransportformules eenzelfde nauwkeurigheid bezitten als watertransportformules; we zullen bij berekeningen een grotere marge moeten aanhouden. Ook de zandtransportformules zijn opgesteld voor eenparige waterbeweging; het is de vraag of zij ook geldig zijn bij niet-eenparige waterbeweging (stuwkrommen enz.). Zij zijn zeker niet volledig geldig bij niet-permanente waterbeweging; bij elke waterbeweging hoort namelijk een bepaalde zandribbel, maar de instelling ervan ijlt na bij de optredende veranderingen in de waterbeweging. Hiermee wordt echter meestal geen rekening gehouden.

Eenparige waterbeweging betekent tevens eenparige sedimentbeweging; aangezien h en i in opeenvolgende doorsneden dezelfde waarde hebben, zal bij gelijkblijvende sedimentsamenstelling in opeenvolgende doorsneden ook S dezelfde waarde behouden. Aangezien dus $\partial S/\partial x = 0$, zal volgens de continuïteitsvergelijking

$$\frac{\partial S}{\partial x} + b\,\frac{\partial z}{\partial t} = 0$$

dus ook $\partial z/\partial t = 0$, dus z = constant. De bodem verkeert in evenwicht.

Over de continuïteitsvergelijking van het sediment dient echter nog wel iets gezegd te worden. Bij berekeningen nemen we steeds als axioma aan dat het in een bepaald vak optredende zandtransport gelijk is aan de zandtransportcapaciteit van het water. Wordt minder zand naar dit vak aangevoerd dan zal het water de zandtransportcapaciteit verzadigen door opname van bodemmateriaal, dus door uitschuring. In het omgekeerde geval treedt aanzanding op. We gaan hierbij dus uit van een alluviale rivier met een bodemsamenstelling die dezelfde is als de samenstelling van het aangevoerde sediment. Bij een niet-alluviale bodem gaat deze continuïteitsvergelijking niet op. Bevindt zich in een riviergedeelte een rotsbodem, een bodembestorting, of een betonplaat, dan kan wel aanzanding maar geen uitschuring optreden. Bij een tekort aan sedimentaanvoer vindt geen opname plaats; we zien het sediment als

geïsoleerde ribbels of zandbanen over een ten dele ontblote bodem bewegen.

Bij alluviale rivieren nemen we echter in het algemeen aan dat in de continuïteitsvergelijking het transport S overeenstemt met de transportcapaciteit en zich onmiddelijk aanpast bij veranderende stroomeigenschappen. (Bij veel zwevend transport is dit niet altijd juist en kan een zekere aanpassingslengte aanwezig zijn.)

Bovenstaande hoeft nog niet in te houden dat geen evenwichtssituatie $\left(\frac{\partial S}{\partial x} = \frac{\partial z}{\partial t} = 0\right)$ zou kunnen bestaan bij niet-éénparige beweging. Indien $\frac{\partial B}{\partial x} \neq 0$ kan een situatie aanwezig zijn waarbij ook $\frac{\partial h}{\partial x}$ en $\frac{\partial i}{\partial x} \neq 0$, maar

$$\frac{\partial S}{\partial x} = \frac{\partial z}{\partial t} = 0$$

Men spreekt hierbij wel van een dubbele stuwkromme omdat waterspiegel zowel als bodemligging beschreven worden door een kromme.

Zoals in de hoofdstukken 6 en 7 blijkt, kunnen in verband met deze sedimentbeweging een drietal vragen naar voren komen:
1, waar treden bij een gegeven niet-eenparige waterbeweging aanzandingen en uitschuringen op, en hoe sterk zijn deze. Dit vraagstuk is meestal eenvoudig; eerst wordt de waterbeweging berekend. Hiermee wordt in de verschillende vakbegrenzingen S berekend; met de continuïteitsvergelijking voor het sediment wordt tenslotte aanzanding en uitschuring bepaald, bijvoorbeeld per tijdseenheid.
2, hoe wordt de uiteindelijke evenwichtsligging van de bodem. Men kan ook stellen: welke eenparige waterbeweging stelt zich uiteindelijk in bij de gegeven randvoorwaarden. Deze randvoorwaarden kunnen betrekking hebben op de waterafvoer Q, de sedimentafvoer S, de geulbreedte b, en op een gegeven vast punt, zoals de basiswaterstand, de hoogte van een drempel enz. Met de formules voor eenparige waterbeweging, en zandbeweging is dit op te lossen. De twee onbekenden in deze twee formules zijn dan vaak de diepte h en het verhang i.
3, hoe is het tijdsafhankelijk gedrag van de bodem tussen 1 en 2. Dit is vaak van groter belang dan vraag 2, omdat de processen zeer langzaam kunnen verlopen en het dan van weinig belang is hoe de

uiteindelijke toestand zal worden. Het verloop van de veranderingen kan berekend worden (ook bij variërende rivierafvoer). De methode genoemd onder 1 wordt dan een aantal malen gedaan; bij elke tijdstap worden aanzandingen en uitschuringen van de vorige stap verdisconteerd. Het te gebruiken rekenschema moet wel stabiel zijn; hiertoe wordt de continuïteitsvergelijking voor het sediment in een wat aangepaste vorm gebruikt en de grootte van de tijdstappen beperkt. Men heeft wel getracht de berekening te vereenvoudigen door aanname van een "bedvormende afvoer", dat is een afvoer die eenzelfde effect op de bodem heeft als de gezamenlijke afvoeren van een afvoerduurlijn. Hiervoor gebruikte men wel de "bankfull" afvoer of de afvoer bij de mediane zandafvoer. Beter is al om de duurlijn grof te schematiseren in enkele trappen, en deze te gebruiken. Met de huidige rekenmachines is dit niet meer nodig. Het aantal herhalingen van de berekening speelt dan geen grote rol meer. In de handleiding sedimentmechanica wordt verder nog een grove benadering gegeven voor eenvoudige gevallen, waarbij afgeschat wordt hoe snel het proces verloopt.
Bij bovengenoemde berekeningen wordt gewerkt met een horizontale bodem in de stroomrichting. Ook hier kan men globaal bezien wat de invloed is van een hellende bodem. Kijken we bijvoorbeeld naar de formule van M.P. en M. voor grof sediment dan wordt het transport bepaald door de term

$$\frac{\mu hi}{\Delta D} - 0{,}047$$

Hierin stelt dus 0,047 een waarde van ψ voor waarbij al enig transport optreedt. Bij een stijgende bodem is deze term groter door de bodemhelling (positief in x-richting). Een gelijk transport zal optreden bij horizontale en hellende bodem als:

$$\frac{\mu hi}{\Delta D} - 0{,}047 = \frac{\mu h_1 i_1}{\Delta D} - 0{,}047 \left(\cos \alpha + \frac{\sin \alpha}{\operatorname{tg} \phi}\right)$$

Hieruit valt dan weer te berekenen hoe de diepte - of de hydraulische straal - moet afnemen bij verschillende α om hetzelfde zandtransport te krijgen. We vinden eenzelfde resultaat als in fig. 3.2-1.

In werkelijkheid gaat dit niet meer op bij steile helling; de toename in $\bar{u}$ wordt zodanig dat zwevend transport optreedt. Ook kan neervorming optreden zoals in hoofdstuk 6 bij vaste stuwen wordt aangetoond.

Sedimenttransport bij meer-dimensionale waterbeweging

Bij berekeningen in de sedimentmechanica wordt meestal gewerkt met één-dimensionale stroming, met gemiddelde bodemligging, aanzanding en uitschuring in het dwarsprofiel. In vele gevallen kan men hiermee volstaan. Een enkele keer worden wandinvloeden in de beschouwing betrokken. Er zijn echter gevallen waarbij de meer-dimensionale stroming in beschouwing moet worden genomen. Dit is in het bijzonder nodig indien we verschillende morfologische verschijningsvormen willen begrijpen, of indien we meer nauwkeurig gegevens willen hebben over diepte van uitschuringen en aanzandingen.
In hoofdstuk 2.2 is een uiteenzetting gegeven van de waterbeweging die optreedt bij gebogen stroombuizen. We zagen dat door de invloed van de ongelijke snelheidsverdeling in een verticaal spiraalstroming optreedt, welke ten gevolge heeft dat de resulterende bodemschuifspanning niet evenwijdig loopt aan de richting van de middelbare snelheid in de verticaal.
Behalve de tangentiële schuifspanning τ_s treedt dan ook een radiale schuifspanning τ_r op.
De hoek ϑ die de resulterende schuifspanning daardoor maakt met die van de middelbare stroomsnelheid wordt bepaald door:

$$\operatorname{tg} \vartheta = \frac{\tau_r}{\tau_s}$$

In hoofdstuk 2.2 werd aangegeven dat de radiale schuifspanning bij een κ-waarde van 0,4 en bij uiteenlopende waarden van C vrij nauwkeurig een waarde heeft van:

$$\tau_r = 10 \cdot \rho_w \cdot g \cdot h \cdot i_s \cdot \frac{h}{r} \quad \text{per eenheid van oppervlak.}$$

Aangezien de tangentiële schuifspanning een waarde heeft van:

$$\tau_s = \rho_w \cdot g \cdot h \cdot i_s$$

wordt:

$$\operatorname{tg} \vartheta = 10 \frac{h}{r} \quad \ldots\ldots \quad (3.2\text{-}4)$$

Dit is dus ook de richting van het bodemtransport.
In fig. 3.2-2 (linker helft) is voor een lange bocht met vastgelegde oever en een horizontale bodem aangegeven hoe de middelbare stroombanen en de bodemzandbanen lopen.

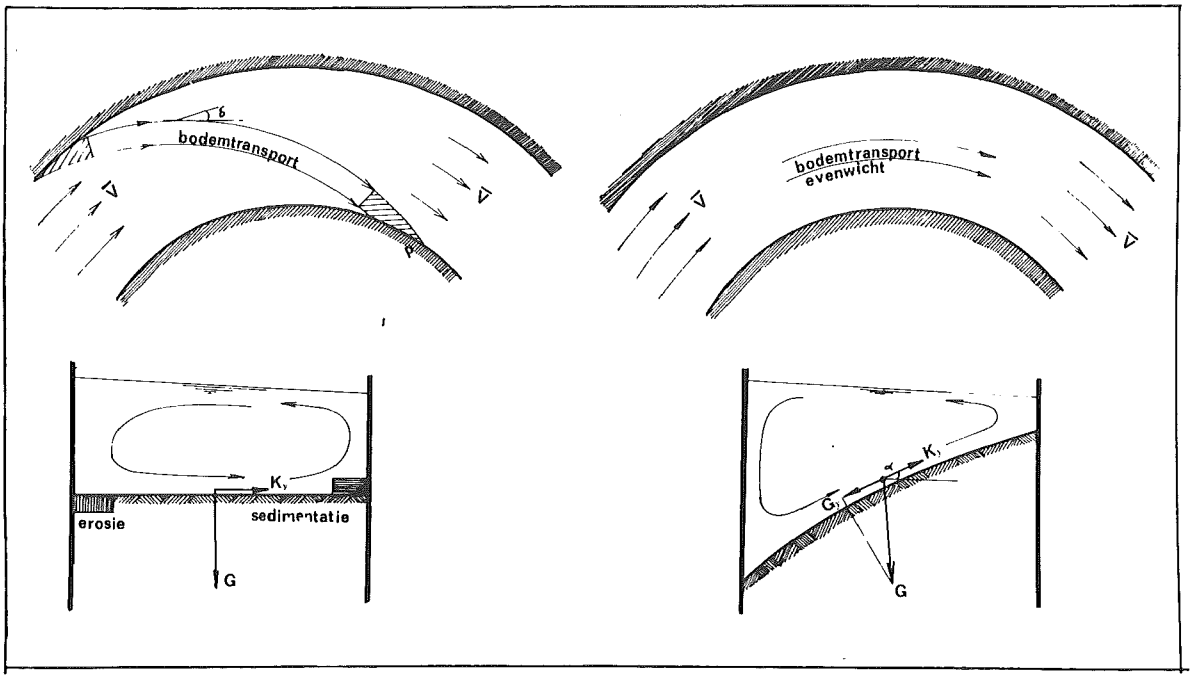


fig. 3.2-2 Water- en zandbeweging in een lange bocht met horizontale bodem resp. onder evenwichtshelling

Het is duidelijk dat er geen bodemevenwicht kan zijn. Aan de vaste linkeroever bij het begin van de bodemzandbaan is geen aanvoer van zand, doch wel zandtransportcapaciteit van het water. Er treedt dus zandopname uit de bodem en dus uitschuring op. Aan het eind van de zandbaan is geen zandafvoer, er treedt aanzanding op. Deze beide veroorzaken dus een kanteling van de bodem in het dwarsprofiel. Door de ontstane dwarshelling gaat de ontbondene van de zwaartekracht langs de bodem een rol spelen; de radiale schuifspanning wordt tegengewerkt, de hoek ϑ wordt kleiner. Evenwicht wordt bereikt als de hoek ϑ nul is geworden; dan is in alle opeenvolgende dwarsprofielen de toestand gelijk geworden; zandaanvoer en zandafvoer zijn in evenwicht met de zandtransportcapaciteit (fig. 3.2-2, rechter helft).

Reeds door Lely werd een empirisch verband gelegd voor de relatie bodemdwarsverhang en gemiddelde straal van de bocht. Hij vond voor de Rijntakken: $\sin \alpha = \frac{a}{r_g}$ waarin a varieerde tussen 17 en 25. [3.2-1]

We kunnen dit thans door een fysisch-mathematische benadering beter begrijpen. [3.2-2]
Indien we weer werken met een laagdikte D en de eenheid van oppervlak dan moet de gemiddelde schuifkracht evenwicht maken met de ontbondene van het gewicht van een laag met dikte D.
Dus:

$$10 \cdot \rho_w \cdot g \cdot h \cdot i_s \cdot \frac{h}{r} = 0{,}5\ (\rho_s - \rho_w)\ gD \sin \alpha$$

of:

$$\sin \alpha = 20\ \frac{hi}{\Delta D} \cdot \frac{h}{r} \quad \ldots\ldots\ (3.2\text{-}5)$$

Indien we de waarden van de parameters aan de buitenbocht aanduiden met h_0 , i_0 en r_0 waarbij

$$i = i_0\ \frac{r_0}{r}$$

en we stellen dat sin $\alpha \sim$ tg α = dh/dr, vinden we bij integratie:

$$\frac{1}{h} - \frac{1}{h_0} = \left(\frac{1}{r} - \frac{1}{r_0}\right)\ 20\ \frac{i_0 r_0}{\Delta D} \quad \ldots\ldots\ (3.2\text{-}6)$$

Ten aanzien van de factor 20 wordt opgemerkt dat deze slechts globaal is bepaald en onder andere afhankelijk is van hoekigheid en pakking van het sediment. Bovendien zal ribbelvorming optreden met spiraalneren achter de ribbels waarbij zand naar binnen wordt gevoerd. Ook zal een ribbelfactor aanwezig zijn. Steeds zal men dus de factor nader moeten bepalen aan de hand van dwarsprofiel opmetingen.

Bovenstaande formule, gecombineerd met de waterafvoerformule (bijv. Chézy) en de zandtransportformule (bijvoorbeeld M.P. en M.) maakt het vraagstuk oplosbaar. In fig. 3.2-3 is een bocht gegeven met vastgelegde buitenbocht. Meestal gaat het hier om de bepaling van de diepte in de buitenbocht h_0. Verder is dan onbekend i_0. Gegeven zijn Q, S, D en r_0 terwijl C en μ uit opmetingen gevonden worden. Met de hand is deze berekening uit te voeren door interpolatie van een aantal waarden van h_0 en i_0. Met de rekenmachine gaat het sneller door invoering van de vormformule 3.2-6, de watertransportformule en de zandtransportformule.

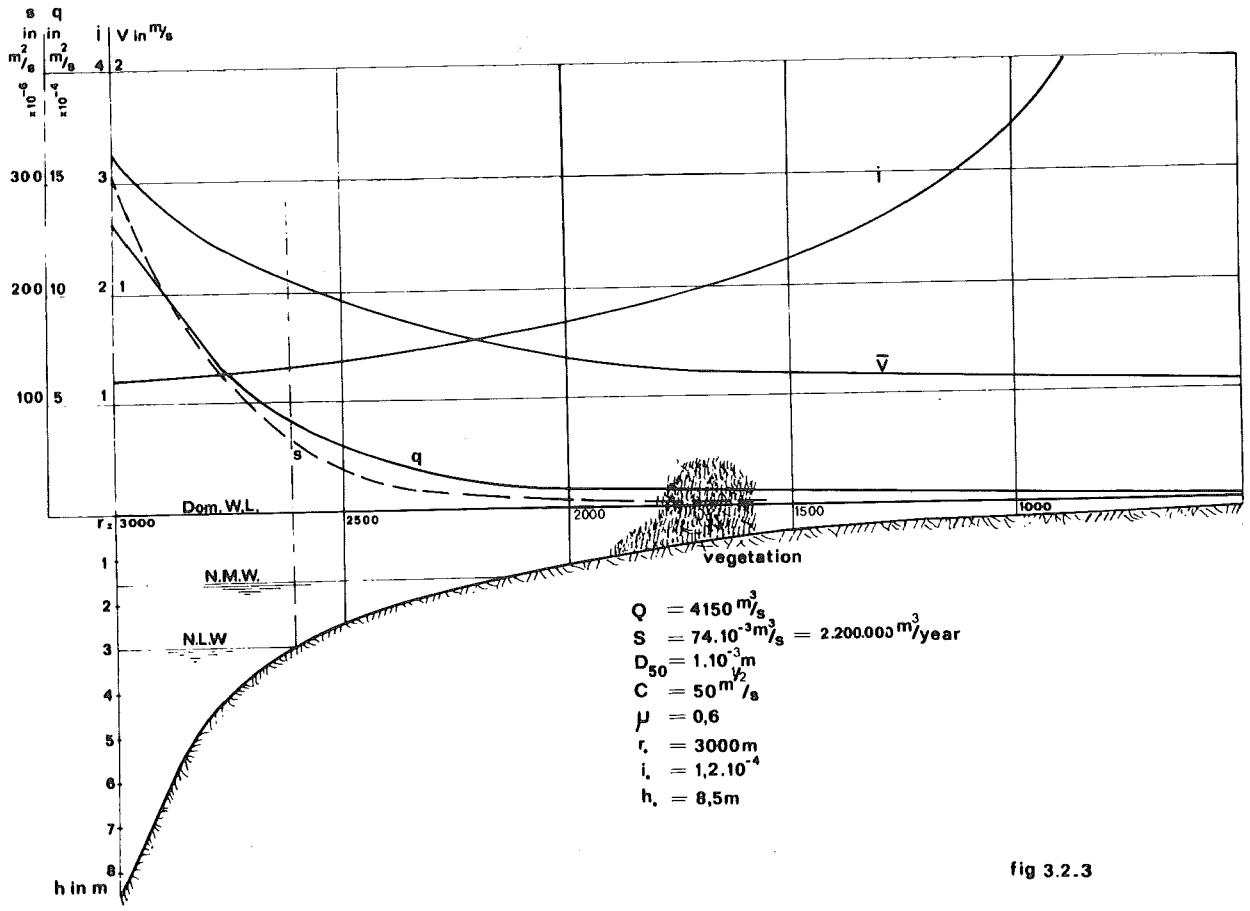


fig 3.2.3

fig. 3.2-3 Bochtberekening

Uit de formule 3.2-5 blijkt dat de dwarshelling evenredig is met h^2. Dit schijnt in tegenspraak met de bevindingen van Apmann |3.2-3| die met behulp van de waterbeweging, opgesteld door Rozowskii en Yen, vond dat deze dwarshelling zou zijn $\sin \alpha = n \frac{h}{r}$. Voor de Buffalo Creek vond hij een aantal bochten gemiddeld n = 2,5. Hij kwam tot deze formule door de aanname dat de stroomsnelheid in het dwarsprofiel constant was, dus hi = constant. Uit fig. 3.2-3 blijkt dat deze aanname fout is. Bij de Waalbocht zouden we in dat geval (u = constant) vinden: n = 7.

Bovenstaande berekeningen hebben uiteraard een zeer globaal karakter en dienen meer om een inzicht te krijgen in het verschijnsel. Bovendien

treden enkele complicaties op, namelijk:
a, de wandinvloed in de buitenbocht;
b, de fluctuerende waterstand;
c, ontmenging van het korrelpakket;
d, erosie van een niet-vastgelegde buitenbocht.

ad a.
Door de wandwrijving is de snelheid nabij de oever kleiner, dus ook het dwarsverhang en de spiraalstroming. De diepte zal dus nabij de oever kleiner zijn, zelfs kleiner dan op enige afstand van de oever buiten de wandinvloed.

ad b.
Voor de bepaling van de gemiddelde bodemligging werken we ook hier wel met een "bedvormende" waterstand, Q en S. Ook in dit geval kunnen we met een rekenprogramma de variaties invoeren. Dit kan van groot belang zijn, bijvoorbeeld bij het ontwerpen van oeververdedigingen, omdat bij hoge afvoer het dwarsverhang van de bodem zal toenemen, waardoor in de buitenbocht verdiepingen kunnen optreden (fig. 3.2-4).

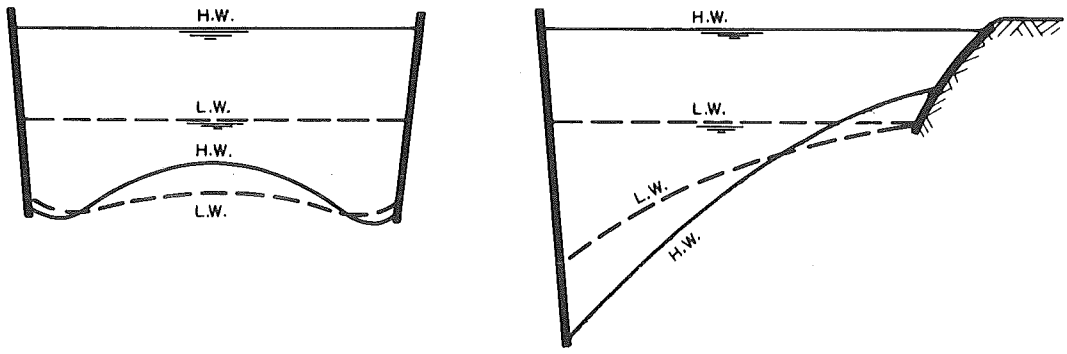


fig. 3.2-4 "Evenwichtsligging" bij lage en bij hoge afvoer

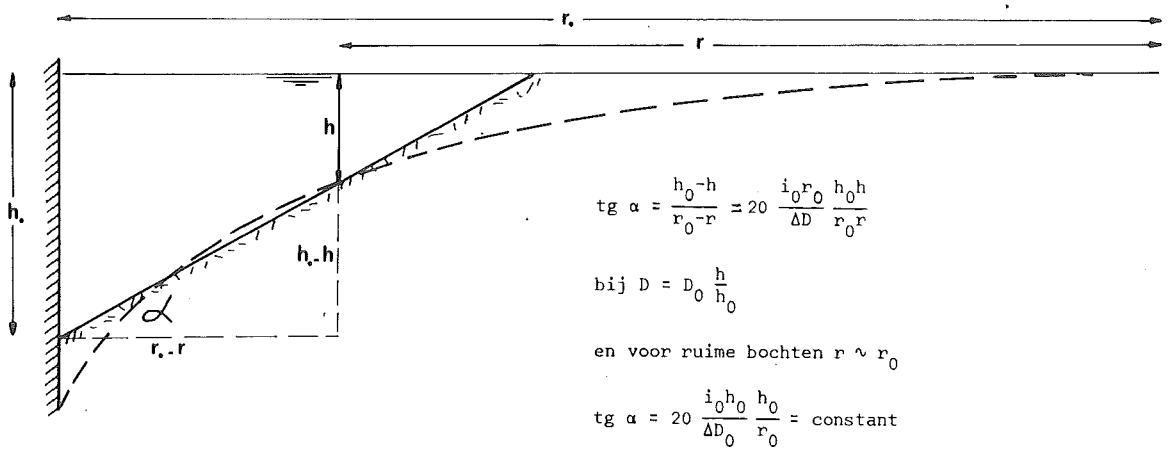
Door de korte duur van het hoogwater zal een evenwicht echter zelden bereikt worden.

ad c.

Uit formule 3.2-5 blijkt dat de helling van het dwarsprofiel omgekeerd evenredig is met de korreldiameter D. Nu bestaat een bodemmonster altijd uit een samenstel van korrels van verschillende diameter; het evenwichts-dwarsverhang stelt zich in naar de D_{50}. Voor een grovere korrel is de gewichtsontbondene (:: D^3) groter dan de radiale sleepkracht (:: D^2). Deze korrel zakt naar beneden. Voor de fijnere korrel treedt het omgekeerde op. We vinden dan ook in geulen een grovere bodemsamenstelling, op banken een fijnere. In lange bochten treedt ontmenging op. Dit houdt dus in dat de gekromde bodemligging (formule 3.2-5) rechter wordt. Zouden we stellen dat D evenredig is met h, en nemen we aan dat voor bochten met een grote straal r weinig afwijkt van r_0 dan wordt formule 3.2-6 na omwerking tot:

$$h_0 - h = (r_0 - r)\ 20\ \frac{i_0 r_0}{\Delta D} \cdot \frac{h_0 h}{r_0 r}$$

zoals aangegeven in fig. 3.2-5, dus een rechte bodemverhanglijn.



$$\text{tg } \alpha = \frac{h_0 - h}{r_0 - r} \simeq 20\ \frac{i_0 r_0}{\Delta D}\ \frac{h_0 h}{r_0 r}$$

bij $D = D_0\ \frac{h}{h_0}$

en voor ruime bochten $r \sim r_0$

$$\text{tg } \alpha = 20\ \frac{i_0 h_0}{\Delta D_0}\ \frac{h_0}{r_0} = \text{constant}$$

of ook: $\text{tg } \alpha = 20\ \frac{i_m h_m}{\Delta D_{50}}\ \frac{h_m}{r_m}$

waarin m = midden rivier

en D_{50} = mediane diameter van het niet-ontmengde zand

fig. 3.2-5 Vereenvoudiging tot rechte bodemverhanglijn

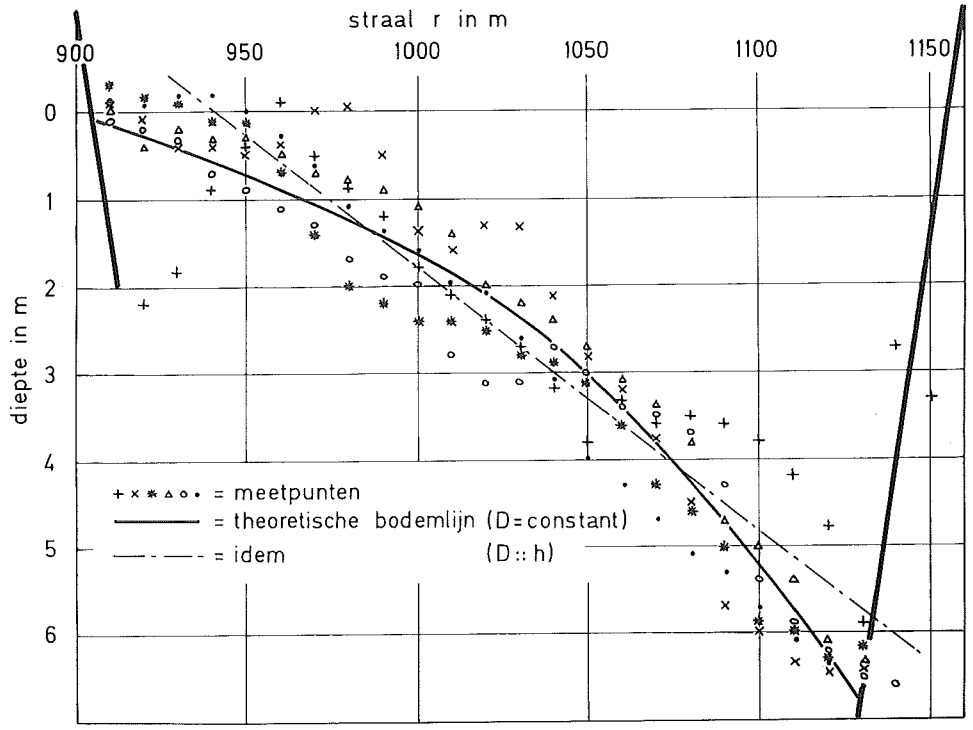


fig. 3.2-6 Bodemdwarsverhang in de Waalbocht bij Nijmegen

In fig. 3.2-6 is het opgemeten bodemverhang getekend voor een aantal dwarsverhangen in de Waalbocht bij Nijmegen. Deze verhangen blijken inderdaad in te zitten tussen de theoretische bodemverhanglijn met constante D (formule 3.2-5), en de rechte verhanglijn met $D = D_0 \frac{h}{h_0}$

Aangezien we nog weinig weten omtrent de ontmenging in bochten dienen we in concrete gevallen de bodemsamenstelling door monstername te meten.

ad d.

Vrij meanderende rivieren bochten uit door erosie van de buitenbocht en sedimentatie van de binnenbocht. Bij de later te bespreken zandbankenrivier verschuift het gehele geulenstelsel stroomaf. Dit betekent dat er geen evenwichtstoestand optreedt. Er is niet alleen zandtransport

evenwijdig aan de stroombanen maar ook een component loodrecht op deze richting. In fig. 3.2-7 is deze zandbeweging geschetst.

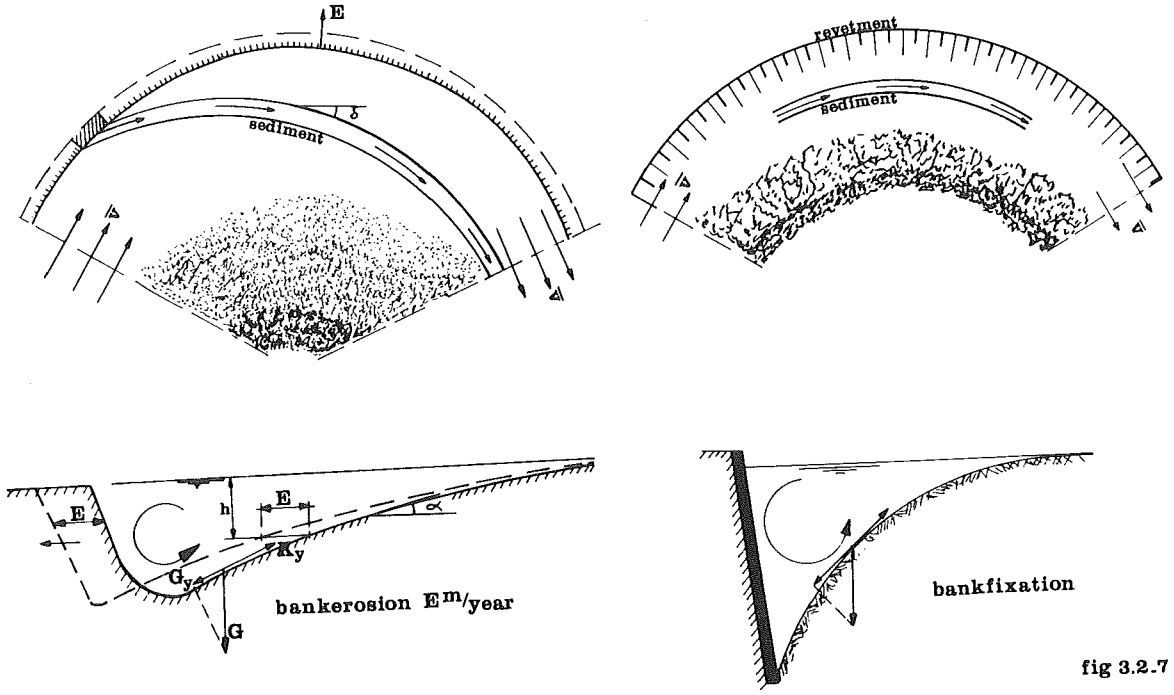


fig. 3.2-7 Zandtransport bij een opschuivende en bij een vastgelegde rivierbocht

Door de component moet de zwaartekracht ontbondene kleiner zijn dan de radiale schuifkracht. De hoek α moet dus kleiner zijn dan de evenwichtshoek.
Indien de verplaatsing van de bocht E m/jaar bedraagt of $\frac{E}{3.108}$ m/s, dan zal voor een punt met straal r, en lokaal zandtransport in x-richting = $s_{x.r.}$ $m^3/m'/s$, het bodemdwarsverhang worden:

$$\sin \alpha = 20 \frac{hi}{\Delta D} \frac{h}{r} \left(1 - \frac{rE}{3.10^8 \, s_{x.r.}}\right) \ldots\ldots (3.2\text{-}7)$$

Op deze wijze kan dus berekend worden wat er gebeurt als een opschuivende bocht wordt vastgelegd.

Ook deze formule is uiteraard slechts zeer globaal en geeft alleen maar een indicatie wat er gebeurt bij oevererosie. Wordt E vergroot dan kan het bodemdwarsverhang geheel verdwijnen of zelfs omkeren.

Tot nu toe is bij gefixeerde oevers alleen beschouwd een zeer lange bocht waarin een evenwichtstoestand optreedt (sediment- en waterstroombanen evenwijdig). In werkelijkheid bestaat een rivier uit bochten, tegenbochten en overgangsvakken. De hierbij optredende bodemligging is wellicht te berekenen maar zou - zelfs met de rekenmachine - een enorm werk betekenen. Daarom zullen hier slechts een drietal detailpunten naar voren worden gebracht, namelijk:

a, de plaats van de grootste diepte en - bij niet-gefixeerde oever - van de grootste oevererosie in de buitenbocht;

b, de bodemligging in de rivierovergang;

c, het zogenaamde "ademen" van rivierbochten.

ad a.

Reeds door Lely werd opgemerkt dat de grootste waterdiepte niet in het midden van de bochtlengte optreedt maar meer benedenstrooms. De oorzaak ligt vermoedelijk in de optredende vertragingsverliezen. Zoals bij de twee-dimensionale waterbeweging werd aangetoond zal het water bij het doorlopen van een bocht vertraging te zien geven in de eerste helft van de buitenbocht en in de tweede helft van de binnenbocht. De vertraging op de tweede plaats is veel sterker dan op de eerste plaats. Deze vertraging kan zo sterk worden dat de waterspiegel hier oploopt en loslaten van de stroombaan nabij de wand optreedt. Sterke vertraging betekent optreden van energieverlies; er ontstaat een extra weerstand in de tweede helft van de binnenbocht met als gevolg samensnoering van stroombanen in de buitenbocht. Hier vindt dus ook de grootste verdieping en de sterkste oeveraanval plaats.

ad b.

In de overgang tussen een bocht en een tegenbocht zal de bodem van het dwarsprofiel over het algemeen niet horizontaal liggen. In het bijzonder bij een scherpe overgang van bocht en tegenbocht zal de bodem in het midden van de rivier hoger liggen dan nabij de oever (fig. 3.2-8).

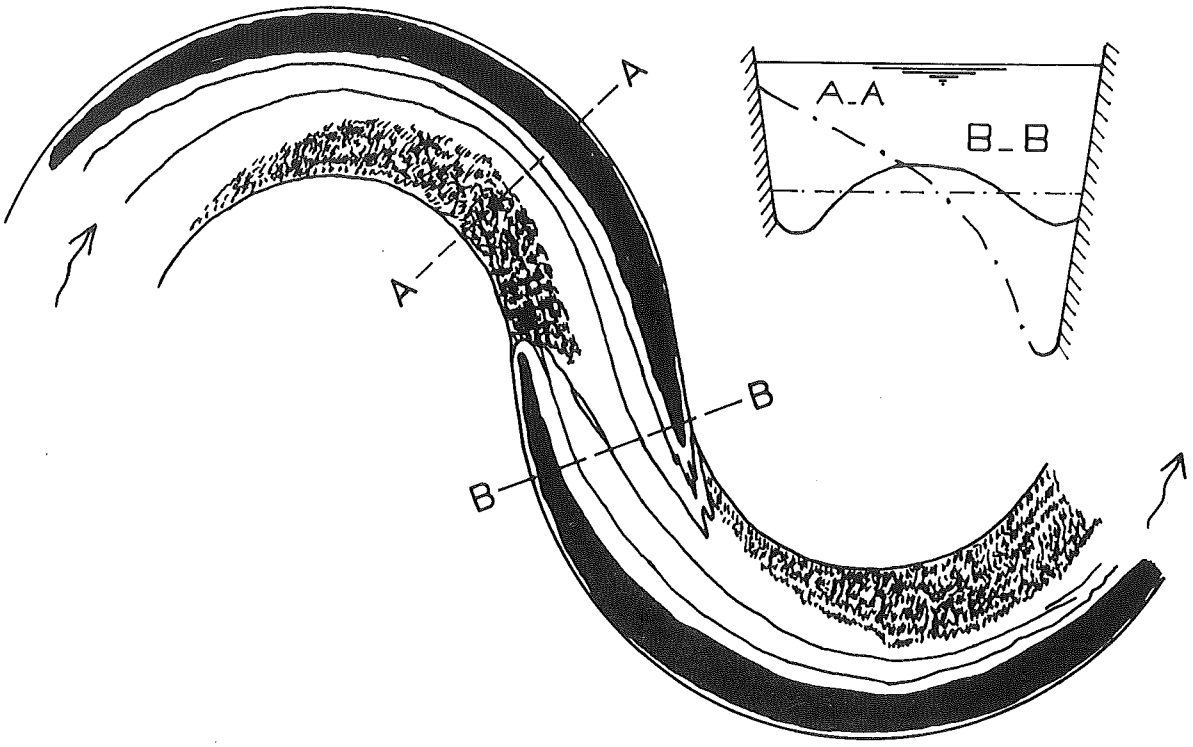


fig. 3.2-8 Bodemligging in een "crossing"

Dit kan van belang zijn voor scheepvaart, omdat de waterdiepte op dergelijke "crossings" meestal maatgevend is voor de toegelaten vaardiepte. De oorzaak van deze bodemligging moet gezocht worden in naijlingsverschijnselen. Het geconcentreerde en nog spiralende water in de bovenstroomse buitenbocht en de daarbij aanwezige geul hebben tijd nodig om aan te passen aan de volgende bocht. Hoe scherper de overgang van de beide bochten hoe sterker bovenstroomse en benedenstroomse geul elkaar overlappen. Aangezien de capaciteit van het dwarsprofiel gegeven is door Q en S, zal de bodem in het midden dus omhoog moeten komen.

ad c.

De hoogteligging van het dwarsprofiel in een bocht en in een overgang staat met elkaar in relatie. Bij evenwicht dienen zowel Q als S gelijk te zijn voor beide gevallen. Ook hier geeft de variatie in de rivierafvoer en de rivierwaterstand het bekende probleem van de "bedvormende"

afvoer. Indien we aannemen dat er wel een afvoer zal zijn die de gemiddelde relatie in bodemligging bepaald dan zal er bij lagere resp. hogere afvoeren geen evenwicht kunnen zijn (fig. 3.2-4). Uit de figuur blijkt, dat bij zeer lage afvoer het dwarsprofiel in de bocht groter zal zijn, de stroomsnelheid dus lager. Er treedt dus aanzanding op in de buitenbocht en uitschuring in de overgang. Bij zeer hoge afvoer treedt het omgekeerde op. Dan zal dus niet alleen kanteling optreden in het dwarsverhang van de bocht, maar ook uitschuring. Bovenstaande verklaart ten dele waarom na een hoogwater de "crossings" vaak zo hoog liggen, waarbij herstel (uitschuring) pas geleidelijk bij lagere waterafvoeren optreedt.

Tenslotte dient nog iets gezegd te worden over riviersplitsingen. Meestal wordt aangenomen dat de sedimentafvoerverdeling over de takken evenredig is aan de waterafvoerverdeling. Indien het sediment voor een groot deel als zwevend transport wordt afgevoerd zal dit wel juist zijn. Is er echter relatief veel bodemtransport dan speelt de vorm van de splitsing een grote rol. We krijgen het zogenaamde Bulle-effect, genoemd naar degene die dit bij laboratoriumonderzoek het eerst ontdekte. Is de vertakking niet symmetrisch ten opzichte van de hoofdstroom maar bijvoorbeeld volgens fig. 3.2-9, dan treedt sterke stroombaankromming en dus driedimensionale stroming op.

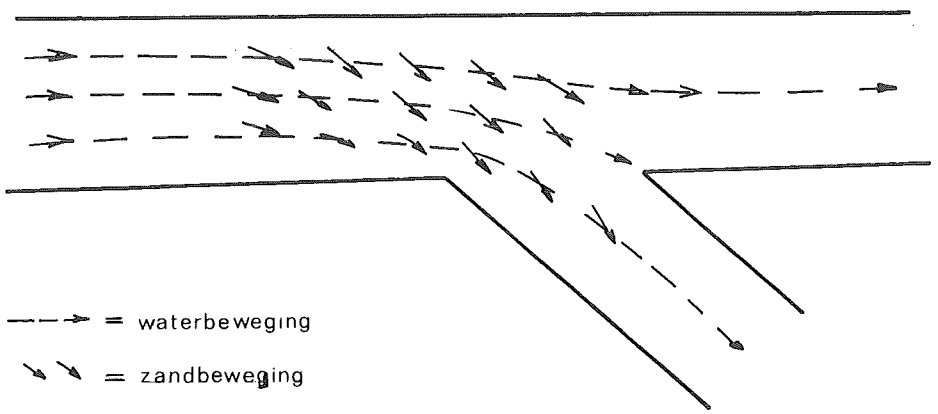


fig. 3.2-9 Het Bulle-effect

Het gevolg is dat relatief meer sediment naar de aftakkende geul gaat; deze kan hierdoor zelfs verstopt raken. Dit hoeft echter niet tot uiteindelijke geulsluiting te leiden. De bodem in de aftakking komt omhoog; er treedt dus een bodemhelling bij de ingang op waardoor het bodemtransport weer afgebogen wordt naar de doorgaande tak. Wellicht zal zich ook in dit geval een evenwicht instellen.

Hoofdstuk 4.

RIVIERMORFOLOGIE

1. Inleiding

De uiterlijke vorm van rivieren met hun grote schakering in type en afmetingen en het verband tussen de verschillende parameters die hiervoor bepalend zijn, is een onderwerp van veel onderzoekingen geweest; onderzoekingen in de natuur, in hydraulisch model, en aan de studeertafel. Ondanks dit is het nog niet mogelijk gebleken om voor een aantal verschijnselen uit de riviermorfologie fysische of mathematische modellen op te zetten. Ten dele kan dit verklaard worden door de gecompliceerdheid en onderlinge beïnvloeding van de bepalende factoren, zoals schuifspanningen, drie-dimensionale stroming, diffusie, de relatie bodemruwheid-sedimenttransport, cohesie enz. Voor een ander deel is de oorzaak te vinden in het tijdsafhankelijk zijn van de vraagstukken; de parameters van de rivier zijn nooit in evenwicht.

Bij de bestudering van morfologische verschijnselen zijn door de onderzoekers verschillende wegen bewandeld. In vele gevallen is het niet of slechts gebrekkig mogelijk om een fysische verklaring te geven, laat staan deze in krachtenspel of fysische wetten vast te leggen. De eerste onderzoekers hebben daarom naar het gebruikelijke middel van de empirie gegrepen, en door waarnemingen in natuur en model het verband tussen de parameters kwantitatief trachten vast te leggen. Deze methode is vooral tot ontwikkeling gekomen door waterbouwkundigen die in het stroomgebied van de Indus belast waren met de aanleg van niet-vastgelegde sediment transporterende irrigatiekanalen. Ook thans nog wordt deze methode door verschillende onderzoekers verder uitgewerkt. De uitkomsten van deze onderzoekingen worden wel als de "regime theory" betiteld; uiteraard is het geen theorie. Het grote gevaar van deze methode is dat men door het invoeren van te weinig parameters tot uitspraken komt die slechts

geldig zijn voor bepaalde rivieren waarvan de niet-opgenomen parameters eenzelfde waarde hebben. Bovendien komt men volgens deze methode niet tot goed inzicht, en kan men vaak geen conclusies trekken ten aanzien van de gevolgen van menselijk ingrijpen.

Door geologen is een andere weg bewandeld, die soms tot beter inzicht leidde, maar die zelden verder gaat dan kwalitatief inzicht. Een dergelijk onderzoek betreft bijvoorbeeld het bestuderen van één en dezelfde rivier in verschillende geologische perioden met verschillend klimaat, zeestand, enz. De Mississippi is een bekend voorbeeld.

Tegenover de "regime theory" staat de zogenaamde "tractive force theory". Hierbij wordt niet alleen de sleepkracht van het water in de beschouwingen opgenomen; met behulp van de wetten der dynamica en een aantal min of meer aanvaardbare hypothesen wordt een mathematisch model gemaakt. Aangezien de verschijnselen in de natuur nooit op eenvoudige deterministische wijze te verklaren zijn dienen allerlei vereenvoudigingen te worden ingevoerd, hetgeen noodzaakt tot het toevoegen van "constanten" in de formules, constanten die weer door waarnemingen dienen te worden bepaald.

In het volgende zal getracht worden om elk van de drie beschouwingswijzen tot hun recht te doen komen. Voor een meer uitvoerige behandeling wordt verwezen naar de opgegeven literatuur.
De meest kenmerkende eigenschap van rivieren is de geulvorming, het samentrekken van het af te voeren water en sediment in één of enkele geulen. Het is vreemd, dat dit belangrijkste verschijnsel zelden de aandacht krijgt die het verdient; er is dan ook nog weinig van bekend. De geul of het geulenstelsel van een rivier vertoont een grote verscheidenheid in uiterlijke vorm. In wezen kunnen we drie hoofdtypen onderscheiden, die we namen kunnen geven als de zandbankenrivier, de meanderende rivier, en de vlechtende rivier. Uiteraard zijn er vele overgangsvormen.
Na behandeling van deze typen worden tenslotte nog enkele beschouwingen gegeven over de bovenloop, de middenloop en de benedenloop van rivieren.

2. Geulvorming

De vorming van een geulenstelsel is niet alleen het kenmerkende verschijnsel van rivieren; het is ook van vitale betekenis voor de menselijke samenleving. Zou dit verschijnsel niet bestaan dan zou de neerslag deels als grondwater, deels als oppervlaktewater terug siepelen naar de zeëen; het landoppervlak zou voor een groot deel bestaan uit moerassen. Het verweerde sediment zou als natte puinkegel rond het gebergte blijven liggen; meren zouden niet worden opgevuld, deltas zouden niet worden uitgebouwd.

Bij de pogingen om een fysische verklaring te geven over de geulvorming gaat het in feite om het opstellen van een derde vergelijking die de beweging van water en sediment moet bepalen. Rechte riviergeulen worden beheerst door een zestal parameters, te weten de afvoer Q, het bedmateriaaltransport S, de korreldiameter D, het verhang i, de geulbreedte B en de geuldiepte h. In feite zijn dit in een riviervak geen eenduidige grootheden; de waterafvoer varieert, de samenstelling van het sediment is een zeefkromme, en het dwarsprofiel is geen rechthoekige bak. Er zijn ook nog andere parameters, zoals de bodemruwheid en de ribbelfactor, maar deze zijn impliciet afhankelijk van de genoemde zes, en dus niet expliciet variabel. Bij een rivier die in evenwicht verkeert, dus waarbij geen aanzandingen of uitschuringen optreden, zijn door de natuur regenval, erosie en korrelafslijping gegeven. De parameters Q, S en D zijn dus gegeven; er blijven dus drie onbekenden B, h en i op te lossen. Bij een rivier die niet in evenwicht verkeert zijn Q, i en D gegeven; de drie onbekenden zijn nu S, B en h. We hebben dus drie vergelijkingen nodig om het probleem op te lossen. Hiervan zijn er twee bekend, namelijk de waterafvoerformule (bijvoorbeeld Chézy of Strickler) en de zandtransportformule (bijvoorbeeld Meyer-Peter en Müller of Engelund en Hansen). In enkele gevallen is de vereiste derde formule gegeven. Bij een genormaliseerde rivier waarbij de breedte door oeverwerken is vastgelegd is het de parameter B die gegeven is. Bij een bochtstroming met vastgelegde oever in de buitenbocht is het dwarsverhang van de bodem bepaald, en dus de relatie $h = f(B)$. Bij een niet vastgelegde rechte geul is het vraagstuk echter nog niet bevredigend opgelost, al zijn er wel verschillende hypothesen.

Er is wel eens gesteld dat er geen rechte geulen bestaan, en dat er dus ook geen geulvormende werkingen behoeven te bestaan. Er zou alleen geulvorming in bochten optreden - welke wel voor berekening vatbaar is, zoals aangetoond is in paragraaf 3.2 - en in de vrijwel rechte overgangsvakken tussen twee bochten zou door nawerking van het bocht-effect een geul in stand blijven. Hier zit ongetwijfeld iets waars in, maar verklaart toch niet waarom er toch ook over langere afstand vrijwel rechte rivieren in stand blijven, of waarom bij de later te noemen zandbankenrivier het geulenstelsel na oevererosie en dus verbreding zich weer samentrekt door aanzanding van geulen.

Er is ook wel gesteld dat een zandbedding waarover water stroomt nooit volkomen vlak zal zijn. Daardoor zullen de stroombanen op de ene plaats convergeren, op de andere plaats divergeren. Convergentie van stroombanen in een stroombaanvak betekent dus toename van snelheid en - volgens de zandtransportformules - meer dan evenredige toename van de zandtransportcapaciteit. Deze is dus groter dan de zandaanvoer in het vak; er treedt zandopname en dus geulvorming op. Hierop valt echter wel het één en ander aan te merken. Bij divergentie treedt het omgekeerde effect op; er ontstaan zandbanken. Maar bovendien treedt er stroombaankromming op met afbuiging van de zandbanen. En tenslotte zal door de optredende dwarshellingen van de bodem in het dwarsprofiel het zand van richting veranderen en een neiging tot egaliseren geven. Misschien dat bovengenoemde hypothese wel mede verantwoordelijk is voor een vlechtende geul met vele geulen en banken naast elkaar. Maar geulvorming van een enkelvoudige geul is er zeker niet mee te verklaren.

Sommige onderzoekers hebben bij stroommetingen in rechte geulen spiraalstromingen gemeten, soms zelfs een groot aantal in een dwarsprofiel (fig. 4.-1). Maar spiraalstroming kan alleen de oorzaak zijn van geulvorming als er een dubbele spiraal aanwezig is waarbij de bodemstromen naar de oever zijn gericht. Dit schijnt een enkele maal te zijn waargenomen. Verwezen wordt naar Leliavsky [4-1] en Nakel [4-2], en naar de door hen opgenomen literatuurverwijzing.

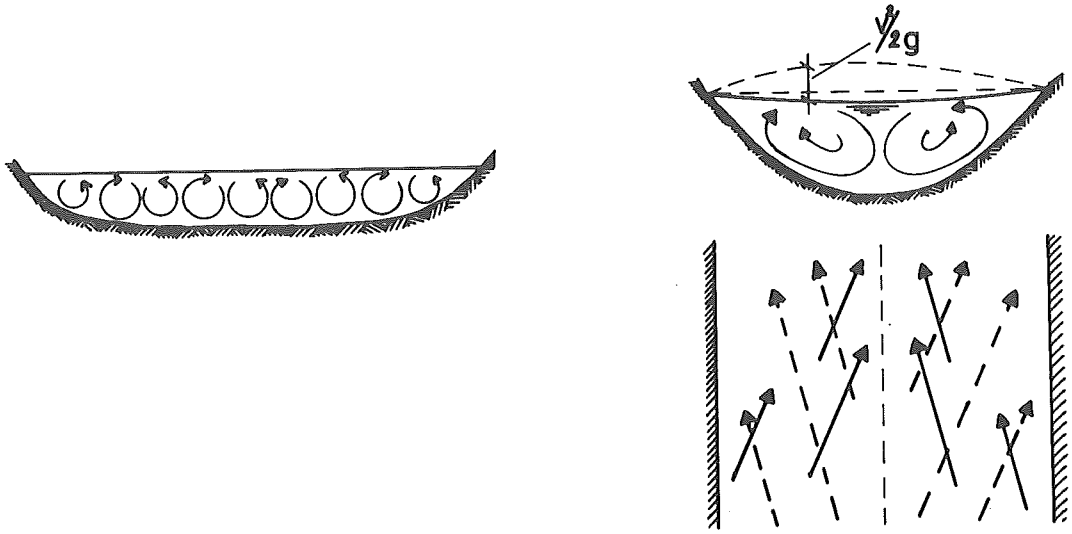


fig. 4.-1 Spiraalstromingen in een rechte geul

De oorzaak van deze spiraalstroming zou gezocht kunnen worden in de schuifspanningverdeling langs bodem en oevers.
Vermeld wordt ook dat de waterspiegel in een dwarsprofiel bij een recht riviervak niet horizontaal hoeft te zijn, maar dat in het midden van de geul de waterstand een weinig lager is dan aan de oevers. Dit wordt dan geweten aan genoemde spiraalstromen waarbij oppervlaktewater met een grote snelheidshoogte naar de oever stroomt waar de snelheidshoogte kleiner is. Het bewijs hiervan wordt echter niet gegeven.
Dezerzijds wordt gemeend dat wellicht de turbulente uitwisseling van water een factor in de geulvorming kan zijn. Als gevolg van wandwrijving zal nabij de oever de stroomsnelheid kleiner zijn dan verder van de oever af. Het bodem- en zwevend transport zal dus ook kleiner zijn. Aangezien door een scheidingswand tussen twee stroombanen uitwisseling van gelijke hoeveelheden water optreedt (fig. 4.-2), maar dit water een ongelijke zandconcentratie heeft, zal er dus een resulterend zandtransport naar de oevers optreden.

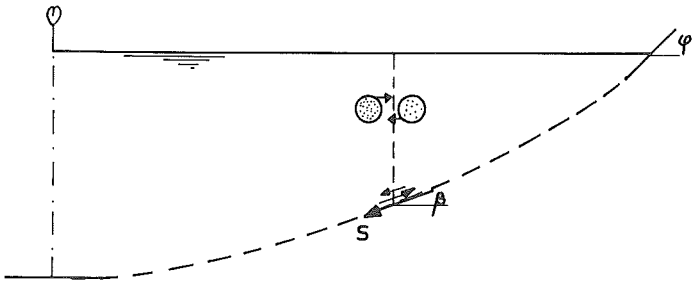


fig. 4.-2 Turbulente uitwisseling van water en sediment

Een evenwichtstoestand kan alleen optreden als er een gelijke hoeveelheid zand terugstroomt. Dit kan bij dwarshelling van de bodem door de ontbondene van de zwaartekracht langs de bodem.

Er bestaat dus een relatie tussen zandtransport en sterkte van uitwisseling enerzijds, en bodemhelling anderzijds. Aan de oever met diepte nul is de helling gelijk aan natuurlijk talud, in het midden van de rivier is de helling nihil. Het is echter nog niet gelukt om dit vraagstuk kwantitatief op te lossen.

Een poging tot kwantitatieve oplossing is gedaan bij het Niger-Benue onderzoek door Nedeco. Als basishypothese is hierbij aangenomen dat de rivier een minimum aan energie verbruikt bij de afvoer van water plus sediment; het verhang moet dus minimaal zijn. Op zichzelf lijkt deze aanname weinig reëel. De natuur is bij vele zaken een nog grotere energieverkwister dan de mens. Ernstiger is dat in de berekening een fout zit waardoor het gevonden resultaat niet aanvaardbaar is [4-3].

Tegenover bovenstaande min of meer fysische oplossingen staan de empirische methoden, samengevat als de "regime theory". Voor een overzicht kan worden verwezen naar Blench [4-4] en Shen [4-5] en de daarin gegeven literatuurlijsten.
Zoals gezegd is deze "regime theory" opgezet door irrigatie-ingenieurs; bekende namen zijn die van Kennedy (1890), Lacey, Bose, Inglis.
Later is dit uitgewerkt door mensen als Blench, Leopold, Ning Chien enz. Oorspronkelijk was het aantal gebruikte parameters gering en werd alleen gekeken naar het verband van de onbekenden i, B en h met de afvoer Q. Zo vond Lacey oorspronkelijk dat:

$$i \sim Q^{-1/6}$$

$$h \sim Q^{1/3}$$

$$b \sim Q^{1/2}$$

Dit is een typisch voorbeeld van onvolkomen en daardoor onbruikbare formules, omdat de overige gegeven parameters niet zijn ingevoerd. Later werden zogenaamde "siltfactors" ingevoerd. (Zandgehalte en korreldiameter) Dit is bijvoorbeeld uitgewerkt door Ning Chien. Bij invoering van de siltfactors in de formule van Lacey vond hij dat:

$$\frac{\overline{u}^2}{R} \sim \left(\frac{S}{Q}\right)^{0,715} \quad \text{en}$$

$$R^{1/3} i^{2/3} \sim D^{0,45} \left(\frac{S}{Q}\right)^{0,052}$$

Vervangen we bij brede rivieren R door h en voeren we in $\overline{u} = C\sqrt{hI}$, dan vinden we:

$$i \sim \left(\frac{S}{Q}\right)^{0,7}$$

$$h \sim D^{4/3}\left(\frac{S}{Q}\right)^{-5/4}$$

$$b \sim D^{-2}.S.\left(\frac{S}{Q}\right)^{1/2}$$

De regime theory heeft geleid tot een zeer groot aantal studies en formules, die hier niet vermeld zullen worden. Nog steeds is er geen bevredigend resultaat bereikt, laat staan een bevredigende fysische beschrijving van de verschijnselen.
Bij bovenstaande beschouwingen is steeds aangenomen dat de waterbeweging permanent is. In werkelijkheid is dit niet het geval; in de waterbeweging treden schommelingen op die verantwoordelijk kunnen worden geacht voor het in de natuur vrijwel afwezig zijn van rechte geulen. Hierop zal thans nader worden ingegaan.

3. De verschijningsvormen van het geulenstelsel

Vrijwel alle onderzoekers die riviermorfologie bestuderen zijn het er over eens dat er in wezen drie riviertypen bestaan. Uiteraard bestaan er ook overgangstypen, terwijl het zeer wel kan voorkomen dat in verschillende geulen of vakken van één en dezelfde rivier verschillende typen aanwezig zijn. Het meest opvallende type is de meanderende rivier, genoemd naar de rivier Menderes in Turkije. Dit type heeft veelal een enkelvoudige geul, bestaande uit een aaneenschakeling van sterke krommingen. Kenmerkend is dat deze krommingen

niet alleen betrekking hebben op de laagwatergeul, maar dat de rivier als geheel in het hoogwaterbed uitbocht (fig. 4.-3).

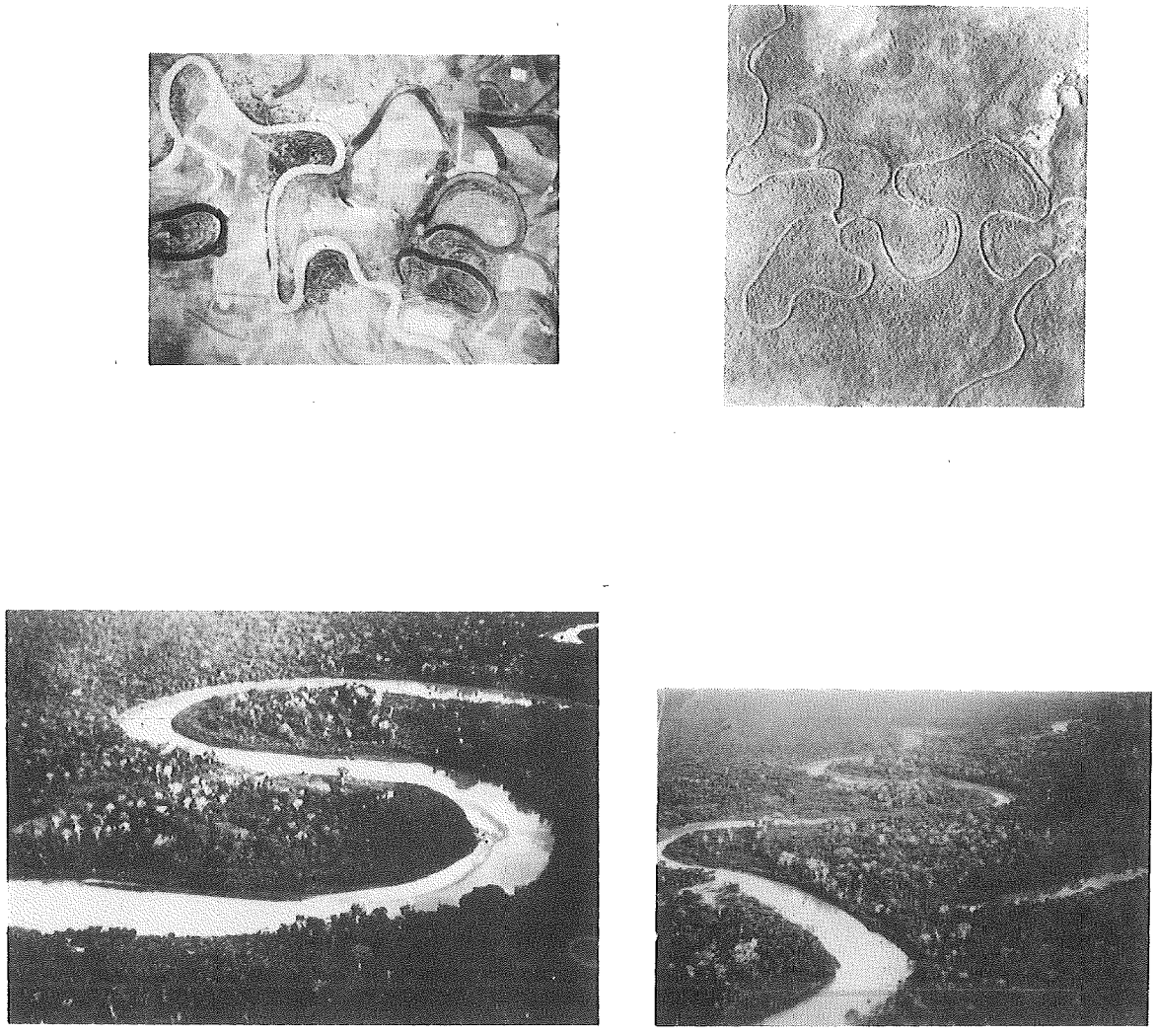


fig. 4.-3 Foto van meanderende rivieren
linksboven : Pembina River (Manitoba, Canada)
rechtsboven: Coesewijne Rivier (Suriname)
onder : rivier in Venezuela

Kenmerkend van het meanderen is verder dat dit geen statische toestand is,maar dat de rivier steeds verder aan het uitbochten is totdat

kortsluiting optreedt, waarna het kortgesloten riviervak zich nog kortere of langere tijd in het hoogwaterbed aftekent (horse-shoe lake) en geleidelijk opslibt (fig. 4.-4)

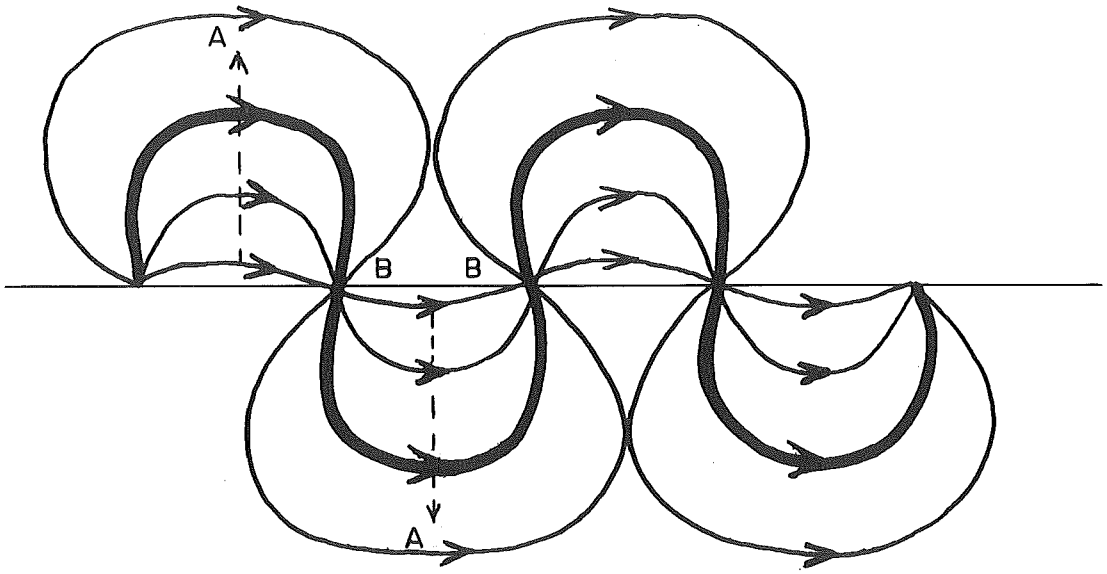


fig. 4.-4 Uitmeandering en kortsluiting

Tegenover deze meanderende rivier staat zeer duidelijk het type van de vlechtende rivier (braided river). Het geulenstelsel van dit type is breed en sterk vertakt; op de meeste plaatsen zijn er meer dan twee geulen naast elkaar, gescheiden door zandbanken of min of meer begroeide eilanden. De begrenzende oevers van het hoogwaterbed zijn meestal vrij recht (fig. 4.-5).
De afzonderlijke geulen zijn meestal gestrekt en niet-meanderend. In opeenvolgende jaren kan het beeld zich snel wijzigen; kennelijk is er bij hoogwater een groot zandtransport. In fig. 4.-6 is dit type geschematiseerd.



fig. 4.-5 Foto van een vlechtende rivier (Faro, zijrivier van de Benue, mile 930)

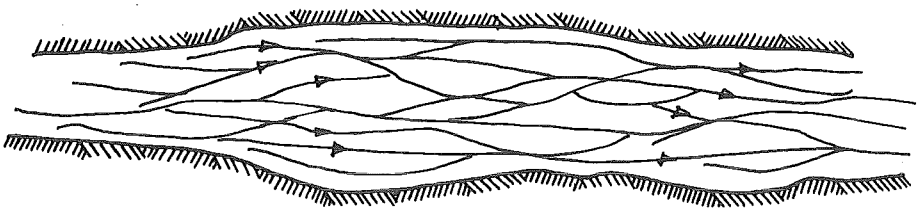


fig. 4.-6 Schema van een vlechtende rivier

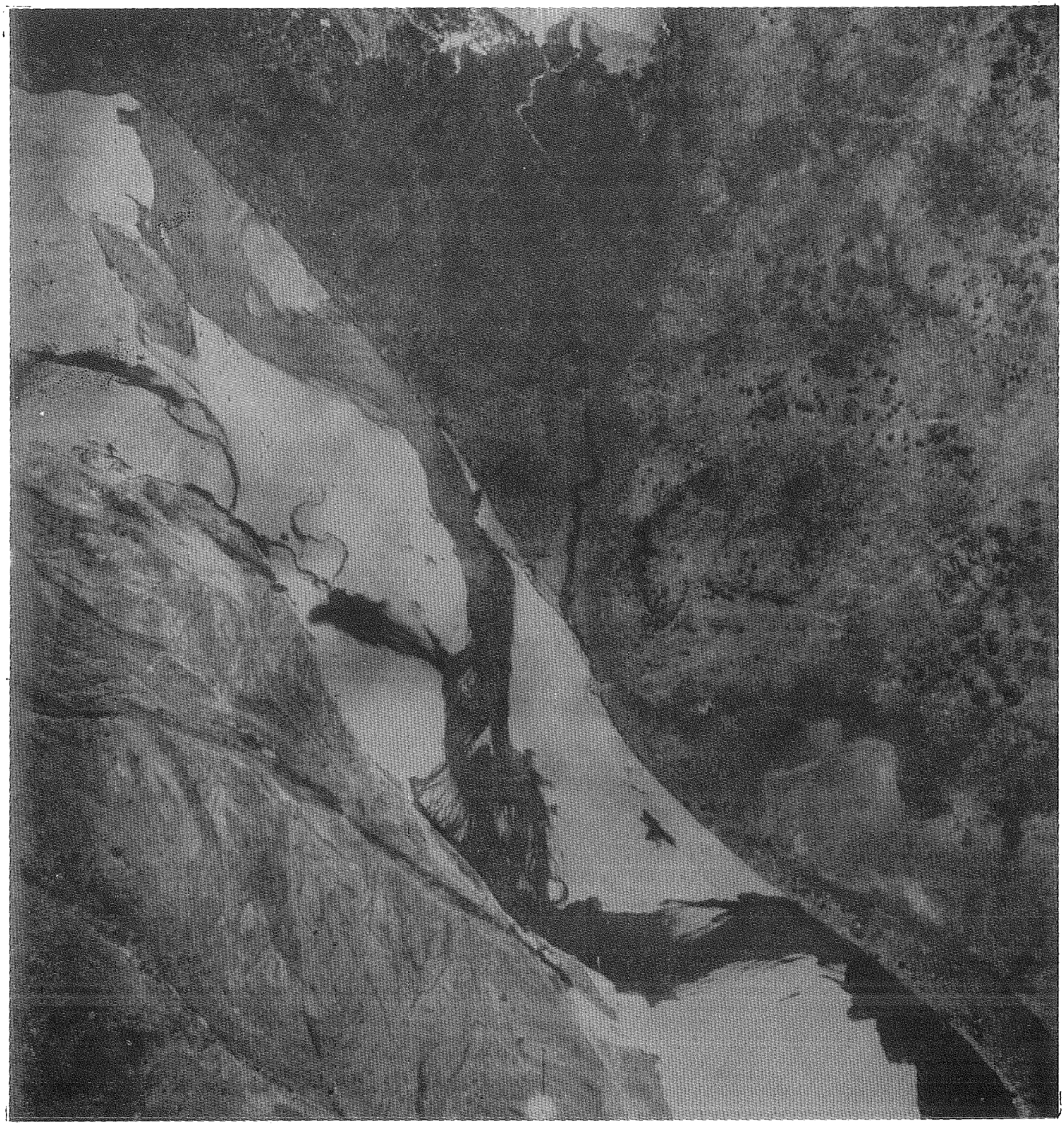


fig. 4.-7 De Benue rivier, voorbeeld van een zandbankenrivier (mile 907)

Over het derde type bestaat minder overeenstemming; ook worden er verschillende namen aan gegeven. Sommigen noemen dit type de "rechte rivier" (straight river), anderen spreken van de "zandbanken rivier" of de "reach-type river". Een enkeling gebruikt ook hier de naam meander; aanvaardbaar zou nog zijn de "afzakkende meander" in tegenstelling tot de eerder genoemde uitmeanderende rivier. Het kenmerk van dit type is namelijk dat tussen de vrijwel rechte hoge oevers van het hoogwaterbed zich een zandig bed bevindt, bestaande uit een enkele slingerende geul met alternerend zandbanken aan beide oevers, waarbij dit stelsel van geul en banken tijdens hoogwater geleidelijk stroomaf schuift. Een enkele keer vormt zich een tweede kortsluitgeul over de zandbank. Spoedig zandt dan één van de twee geulen aan (fig. 4.-7).

In fig. 4.-8 is het voor dit type kenmerkende verschuiven van het hele stelsel aangegeven.

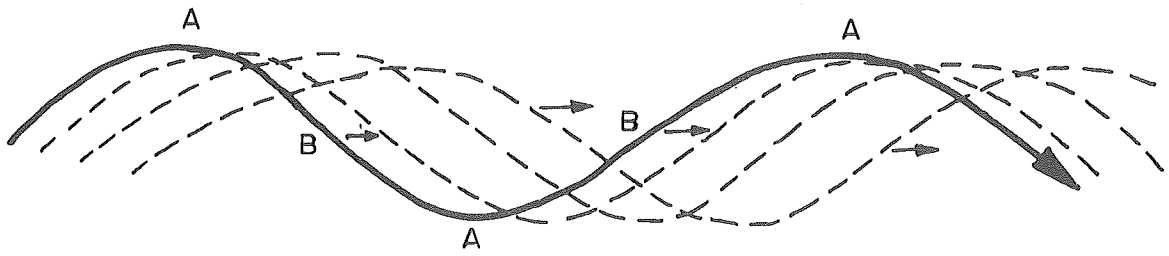


fig. 4.-8 Afzakken tijdens hoogwater van de zandbankenrivier

Het is nog niet volkomen duidelijk welke de bepalende parameters zijn die verantwoordelijk gesteld kunnen worden voor de aanwezigheid van elk van de drie riviertypen. In dit opzicht hebben geologen een bijdrage geleverd voor beter inzicht. Zo geeft de geoloog Schumm meer inzicht in deze materie bij beschouwingen over de Mississippi; een rivier waarover veel bekend is ook uit vroegere geologische perioden,

o.a. uit studies door Fink [4-6]. In de ijstijd daalde de basis van de rivier, dus de zeespiegel, ongeveer 130 m. Het gevolg was dat de rivier zich sterk ingroef en een relatief steil verhang kreeg (ongeveer $1{,}5.10^{-4}$). Bij het smelten van het ijs nam de afvoer en de sedimentaanvoer sterk toe; bij dit sterke verhang en deze grote sedimentaanvoer ging de rivier zich vlechten. Bij rijzende zeespiegel en geleidelijk afnemend verhang en sedimentaanvoer bleef de rivier vlechten totdat het verhang afgenomen was tot $1{,}2.10^{-4}$; de rivier ving aan te meanderen. Kennelijk was er een grenswaarde in het verhang waarbij de vlechtende rivier overging in de meanderende rivier. Ook bij andere rivieren hebben geologen dit waargenomen.

Door Leopold en Wolman is aan de hand van een groot aantal meanderende en vlechtende rivieren empirisch gezocht naar dit kritieke verhang. [4-7] Als gegeven parameter is daarbij gebruikt de "bank-full discharge", d.w.z. die afvoer waarbij het water tot aan de rand van het hoogwaterbed staat. Als criterium voor dit grensverhang werd gevonden een waarde van globaal:

$$i = \frac{0{,}02}{\sqrt{Q}}$$

Bij verhangen groter dan deze waarde is de rivier van het vlechtende of het zandbanken type; is de waarde kleiner dan zien we de meanderende rivier. Dit gaat ook vrij goed op als we kijken naar de Rijn beneden Basel (eerst vlechtend, later bij afnemend verhang meanderend); of naar het samenvloeien van Brahmapoetra (vlechtend) met Ganges (meanderend) tot Padmar (overgangstype). Jammer is dat de formule weer onvolledig is door het ontbreken van de parameters S en D.

Ten aanzien van de parameter S is wel gesteld dat meanderen optreedt als de zandaanvoer kleiner is dan de zandtransportcapaciteit behorend bij het verhang van het rivierdal. Is de zandaanvoer groot dan gaat de rivier vlechten. Is de zandaanvoer klein dan wil de rivier ook het verhang verkleinen; dit gebeurt dan door lengtevergroting, in casu door meanderen. Fysisch is dit niet verklaard; men vergelijkt de rivier met een skibeoefenaar, die bij een steile helling een slalom maakt. Afgezien hiervan is het ook niet in overeenstemming met een

fundamentele aanname uit de rivierkunde die zegt dat een alluviale rivier steeds verzadigd is. Is de aanvoer te klein dan wordt zand opgenomen uit de bodem; er treedt erosie op. Intussen kan van elk van de drie riviertypen nog wel iets meer gezegd worden ter vergroting van het inzicht.

De zandbankenrivier

Dit riviertype, ook wel genoemd "straight river", "reach-type river" of afzakkende meander type rivier wordt gekenmerkt door een vrij rechte begrenzing met het hoogwaterbed, en een meestal enkelvoudige slingerende laagwatergeul met alternerende zandbanken, welk stelsel stroomaf schuift. Kenmerkend is verder dat de zandbanken continue of tijdens de hoogwaterperiode onder water liggen en dan aan het zandtransport deelnemen. Een voorbeeld vinden we in de rechte, zandtransporterende laboratoriumgoot. Ook hier treden afwisselend aan beide wanden verondiepingen op die vaak nauwelijk waarneembaar zijn doordat de hoogte van de zandribbels van dezelfde orde van grootte kan zijn als de variatie in diepte. Goede voorbeelden vinden we ook bij rivieren die op natuurlijke wijze (rotsen) of op kunstmatige wijze (normalisatie) vastgelegd zijn aan de vrijwel rechte oevers. In perioden van laagwater komen dan de zandbanken boven water en geven het beeld van de zandbankenrivier. Een klassiek voorbeeld is de Rijn beneden Basel, die oorspronkelijk in dat riviervak een vlechtend, en meer benedenstrooms een meanderend karakter had. In verband met de geringe afvoercapaciteit bij hoogwater en de langdurige inundaties van de oeverlanden, werd in de eerste helft van de vorige eeuw overgegaan tot regulering waarbij een zeer flauw bochtende geul met vastgelegde oevers en een "bank-full" breedte van 250 m. werd geconstrueerd. (fig. 4.-9) Zie hiervoor [4-8] en ook het literatuuroverzicht in Press - Binnenwasserstrassen und Binnenhäfen.

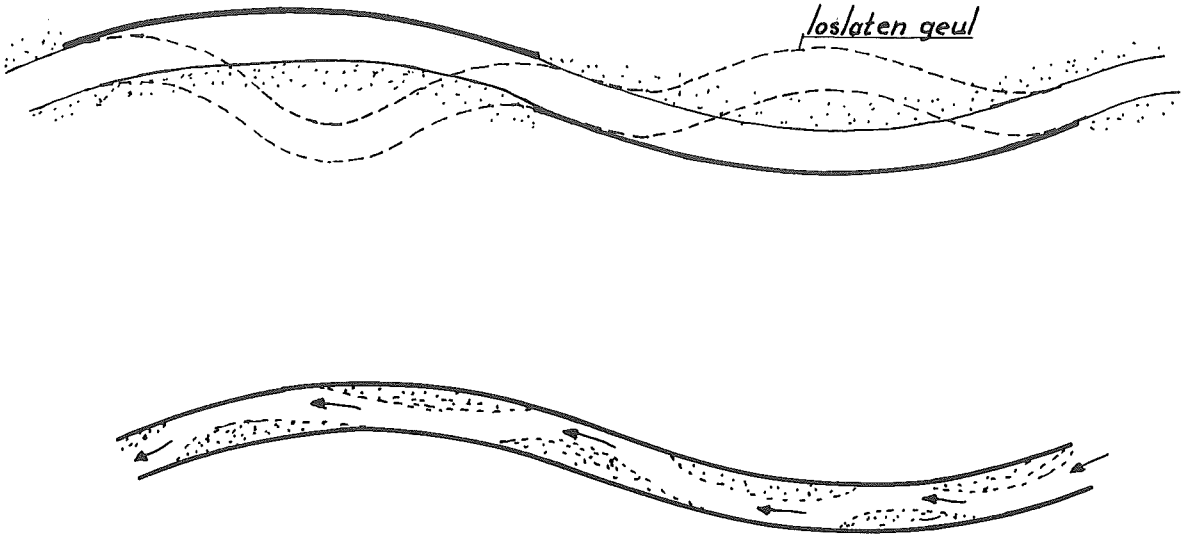


fig. 4.-9 Normalisering van de Rijn beneden Basel met altemerende zandbanken

Dit geul- en bankensysteem schoof met een snelheid van ongeveer 550 m/ jaar stroomaf; de golflengte van de slingerende geul bedroeg ongeveer 2000 m = 8 maal de rivierbreedte.

Het verschijnsel van de slingerende geul en de alternerende zandbanken is te verklaren uit het niet stabiel zijn van bodem en stroombeeld. Brengt men aan een van de oevers van een geul een bodemverhoging aan, dan ontstaat een water- en zandbeweging zoals gegeven in fig. 4.-10. De verondieping verdwijnt niet maar verplaatst zich stroomaf. Door de tegenbochten in de waterbeweging stroomop en stroomaf van de gebogen stroombanen ontstaan weer aanzandingen aan de tegenovergestelde oever. Het stroombeeld gaat slingeren. Door een aantal onderzoekers is deze slingering onderzocht. Zo vond Anderson langs theoretische weg een formule voor de periode van slingering en daaruit de golflengte van de slingering, dus de afstand van opeenvolgende banken aan dezelfde oever. Nadat de coëfficient in deze formule empirisch was bepaald,

luidde deze formule:

$$\lambda = 72 \sqrt{A.F.} \quad \text{waarin}$$

λ = golflengte in m
A = dwarsprofiel in m^2
F = getal van Froude voor de rivier = $\frac{\bar{u}}{\sqrt{gh}}$
Zie hiervoor [4-9].
In het eerder genoemde voorbeeld van de Rijn met A = 1000 m^2 en F = 0,3 volgt λ = 1200 m, hetgeen minder is dan de gevonden 2000 m.

Uit de formule zou volgen dat λ evenredig moet zijn met o.a. $Q^{\frac{1}{2}}$, hetgeen ook door andere onderzoekers werd bevestigd. Op de vele andere onderzoekresultaten zal hier niet verder worden ingegaan. Vermeld kan slechts nog worden dat door Leopold en Wolman empirisch werd gevonden dat over het algemeen de golfvorm van het laagwaterbed conform was voor alle onderzochte rivieren, waarbij

λ = 10 B
r = 2 B
waarin B = breedte laagwatergeul
r = straal van de bocht } (beide moeilijk te definiëren)

Bij een zandbankenrivier met erodeerbare hoge oevers zal tijdens de hoogwaterperiode erosie van deze oevers optreden (fig. 4.-10). Men zou dus verwachten dat de totale breedte van het bed (bank plus geul) steeds groter wordt. Dit blijkt in de praktijk niet onbeperkt voortgang te vinden. Na een zekere verbreding komt een zandbank omhoog, meestal niet aan een oever maar in het midden van het dwarsprofiel (fig. 4.-11). Kennelijk ontstaat er een kortsluiting tussen twee opeenvolgende buitenbochten langs dezelfde oever. De rivier gaat zich splitsen in twee takken, waarvan er één zal verzanden, doordat een aanschuivende zandbank de mond verstopt. Het is ook mogelijk dat beide geulen langere tijd aanwezig blijven, en de zandbank door vegetatie en aanslibbing in een eiland verandert.



fig. 4.-10 Eroderende oever van zandbankenrivier (Benue)



fig. 4.-11 Opkomende zandbank

Uit het bovenstaande volgt, dat er na oevererosie en verbreding kennelijk weer contractie optreedt. Er is dus toch een geulvormende activiteit, en de eerder gegeven formules van Ning Chien en Nedeco bevatten blijkbaar toch een kern van waarheid.

Samenvattend kan gezegd worden dat de zandbankenrivier, die gekenmerkt wordt door een geleidelijk stroomafschuivend stelsel van een meestal enkelvoudige slingerende geul met alternerende zandbanken aan beide oevers, gelegen tussen de vrij rechte oevers van het hoogwaterbed, op kan treden als:

a, het zandgehalte, en dus het verhang van de rivier relatief groot is;

b, de waterstandsvariatie in geval van erodeerbare oevers zo groot is dat over de zandbanken nog aanzienlijk zandtransport optreedt.

De vlechtende rivier

Aangezien het erop lijkt dat de vlechtende rivier (braided river) verwant is aan de zandbankenrivier, zal dit type na de zandbankenrivier worden behandeld. Kenmerkend voor de vlechtende rivier is het relatief extreem brede bed, vergeleken met de diepte bij "bankfull discharge". In dit brede bed zijn steeds een aantal ondiepe geulen aanwezig die vrij gestrekt zijn en soms dooreen gevlochten.
Het typerende verschil met de zandbankenrivier is dus dat er geen enkelvoudige geul is die van oever naar oever slingert. Er is ook geen regelmatig stroomaf schuiven van het stelsel; er is alleen een sterke verandering na elk hoogwater. Vlechtende rivieren treft men zowel bij grof als fijn sediment aan. Steeds heeft het vlechtende riviervak een abnormaal sterk verhang vergeleken met niet vlechtende vakken van dezelfde rivier. Het eerder genoemde onderzoek van Leopold en Wolman bevestigt dit. Het riviervak moet dus ook een groot zandgehalte hebben. Vlechtende riviervakken treft men dan ook aan op plaatsen waar een zijrivier extreem veel sediment op de rivier brengt (Benue-Taraba), of waar een rivier uit een gebergte komt of in een laagvlakte uitstroomt (Rijn beneden Basel, Donau na Karpaten, Brahmapoetra). Ook de eerder gegeven formules voor h en B wijzen in deze richting.

Kennelijk kan bij een dergelijke rivier geen slingerende geul optreden. Kortsluitingen bij hoogwater verhinderen dit. Wellicht zijn er ook geulvormende krachten of instabiliteitsinvloeden die verantwoordelijk zijn voor het samentrekken van het brede bed in een aantal parallelle geulen. Het heeft er dus de schijn van dat de vlechtende geul een extreme vorm is van de zandbankenrivier, relatief met een nog grotere breedte in verband met het extreem grote zandtransport. Meer kan er op dit ogenblik nog niet over worden gezegd.

De meanderende rivier

Het meest kenmerkende verschil tussen de zandbankenrivier en de meanderende rivier is dat bij de eerste de zandbanken niet plaatsgebonden zijn, doch geleidelijk afzakken, terwijl bij de tweede de zandbanken plaatsgebonden zijn in de binnenbocht. Bij een vastliggende oever, zoals gegeven in fig. 4.-12, is de reden van dit al dan niet plaatsgebonden zijn te verklaren.
In een min of meer recht riviervak zullen de onderwaterzandbanken stroombaankrommingen geven waardoor uitschuringen bovenstrooms en aanzandingen benedenstrooms optreden; de bank schuift op. Is echter de oever zelf reeds zo sterk gekromd dat de kromming van de stroombanen domineert over de secundaire krommingen, veroorzaakt door een eventuele zandbank in de buitenbocht, dan zal het zand naar de binnenbocht worden gevoerd. In evenwichtstoestand is er geen uitschuring of aanzanding; de toestand is stabiel.
Is de oever niet gefixeerd maar aan erosie onderhevig, dan treedt bij de rechte rivier met verplaatsende zandbanken dus geleidelijk langs de hele oever erosie op. Bij de meanderende rivier is de erosie steeds op dezelfde plaats; de meander gaat uitbochten (fig. 4.-13).

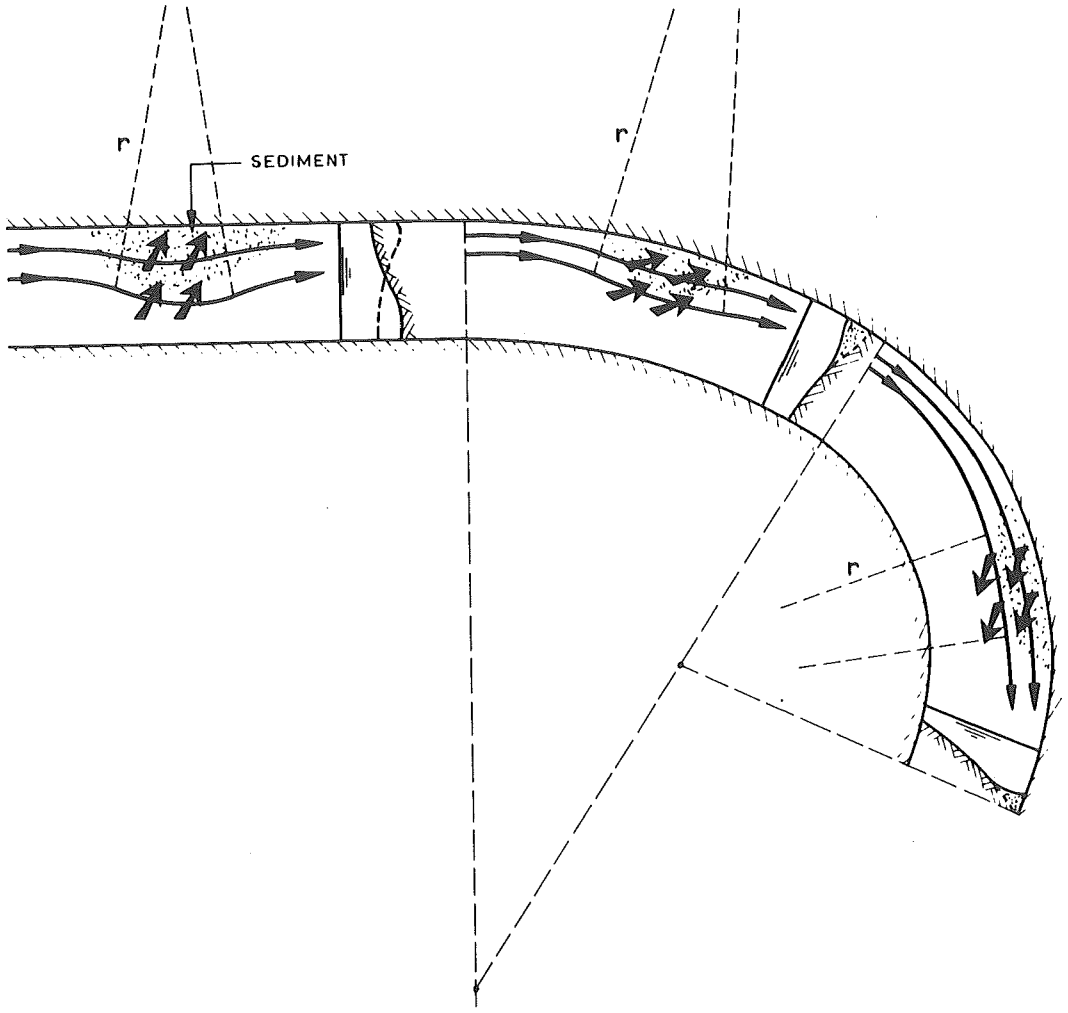


fig. 4.-12 Beweging van zandbanken in een riviervak

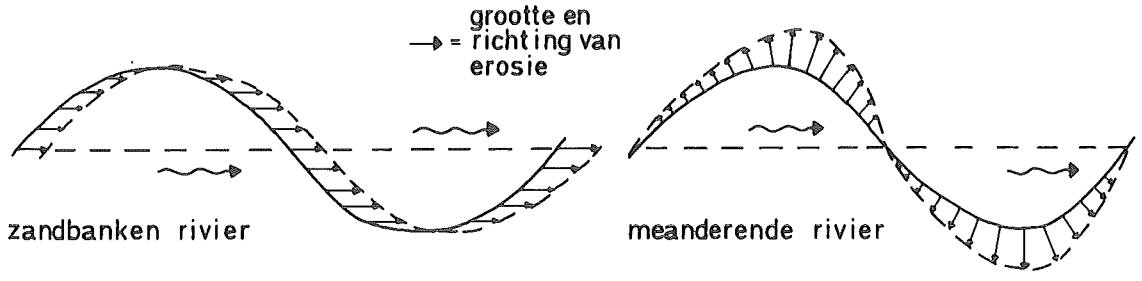


fig. 4.-13 Erosie en sedimentatie bij zandbankenrivier en meanderende rivier

Zoals reeds in paragraaf 3.2 is vermeld is de erosie bij de meanderende rivier niet maximaal in het hart van de bocht; de maximale erosie ligt meer stroomaf, waardoor het uitbochten asymetrisch is. Heeft een rivieroever dus een sterke knik, dan vormt zich hier een meander. Benedenstrooms ontstaat een tegenbocht, die een volgende meander veroorzaakt (fig. 4.-14).

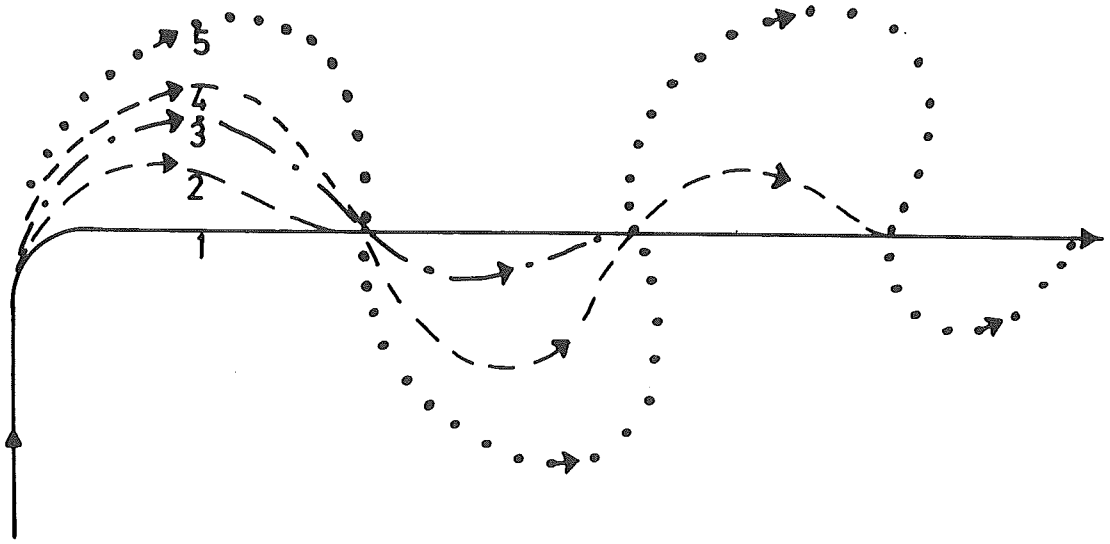


fig. 4.-14 Vorming van een reeks meanders, veroorzaakt door één knik

Het bovenstaande geeft dus wel de verklaring waarom een rivier met bijna rechte oevers een zandbankenrivier vormt, en waarom een rivier met een sterke bocht gaat uitmeanderen. Niet verklaard is waarom de ene rivier zandbanken heeft en de ander meanders. Hierover weten we nog niet veel; er zijn echter wel indicaties.
Factoren die van invloed blijken te wezen op het al dan niet meanderen zijn:

- de samenstelling van de oever;
- de variatie in waterstanden;
- het verhang.

Bij een rivier die een samenhangende oever heeft (klei) die slechts langzaam erodeert, zal het bodemdwarsverhang in de bocht sterker zijn dan bij een snel eroderende oever (zie par. 3.2). De diepte in de binnenbocht is dus veel kleiner dan in de buitenbocht; er zal bij hoogwater niet snel kortsluiting optreden.
Hetzelfde is het geval als de variatie in waterstanden klein is.
Tenslotte zal bij een klein verhang het zandtransport bij hoogwater klein zijn in de binnenbocht. Om al deze redenen zijn kortsluitingen onwaarschijnlijk; de bocht kan verder uitmeanderen. Het tegenovergestelde geeft de rivier die spoedig kortsluit; de zandbankenrivier en in extreme gevallen de vlechtende rivier.
Het bovenstaande zou een verklaring kunnen geven waarom een rivier die door de één of andere reden een initiële richtingverandering ondergaat (kleibanken in hoogwaterbed), in het ene geval verder gaat meanderen, doch in het andere geval het bed weer recht trekt. Afdoend is deze verklaring echter niet.

4. Morfologische vraagstukken in het lengteprofiel van de rivier

Bij de geologische aspecten van rivieren werden in paragraaf 3.1 enkele onderdelen van het lengteprofiel behandeld waarin de geologische werking van de aardkorst een dominerende rol speelt. In deze paragraaf zullen de meer waterbouwkundige vraagstukken naar voren komen.
In de bovenloop zijn de waterbouwkundige vraagstukken meestal van ondergeschikte betekenis. Vele bronrivieren stromen niet in hun eigen sediment; hun verhang en dwarsprofiel wordt beheerst door het aanwezige gesteente in het bed. Op enkele plaatsen is de erosie tot staan gekomen; de rivier wordt alluviaal en gaat de typische riviervormen vertonen zoals deze in de vorige paragraaf zijn besproken.
De rivierwerken die in de bovenloop worden uitgevoerd betreffen soms het tot staan brengen van de voortgaande erosie, of het vastleggen van het beweeglijke bed op plaatsen waar de rivier in eigen sediment stroomt. Een andere groep van rivierwerken zijn de kunstmatige reservoirs, gevormd met behulp van reservoirdammen. Over dergelijke werken wordt in het hoofdstuk over rivierwerken het één en ander opgemerkt.

De middenloop geeft bij vele rivieren meer problemen die moeten worden aangepakt. Deze problemen kunnen betrekking hebben op het geulenstelsel, waarvan de morfologie in voorgaande paragraaf werd behandeld. Thans moet nog nader worden ingegaan op een ander belangrijk onderdeel van de middenloop, namelijk het hoogwaterbed.

Het belangrijkste vraagstuk ten aanzien van het hoogwaterbed betreft de hoogteligging ten opzichte van de rivierstanden. Ten aanzien van het nieuwe hoogwaterbed, dat zich vormt bij het verleggen van de geulen, is dit te beschouwen als een vraagstuk voor waterbouwkundigen; de vorming is een zaak van decennia. Beschouwen we daarentegen de hoogteligging van de rivier ten opzichte van het gehele rivierdal dan is dit meer een geologisch probleem; het is een vraagstuk van vele duizenden jaren. Dit laatste probleem werd aangestipt in paragraaf 3.1.

Door de beweeglijkheid van het geulenstelsel worden steeds nieuwe zandbanken gevormd. De hoogteligging van deze banken wordt bepaald door de variatie in waterstanden en de daarbij aangevoerde sedimenten. Hoe hoger de bank wordt, hoe langzamer de verhoging. Het is dus in feite een frequentievraagstuk. Bij een bepaalde hoogte van de bank kan vegetatie ontstaan; er ontstaat slibvang. We zien dan ook in de gelaagdheid van het hoogwaterbed vaak een overgang van zand naar kleilagen. Boven deze hoogte vindt nog slechts langzaam ophoging plaats. Het is wat wel genoemd wordt de "bankfull stage".

De beweeglijkheid van het geulenstelsel is beperkt tot een bepaalde breedte van het dal; dit is de zogenaamde "meanderbelt". Hier vinden we dus geulen, zandbanken, oude afgestorven geulen en min of meer oude en hogere oeverlanden. Binnen deze meanderbelt past het hoogwaterbed zich dus vrij snel aan bij de optredende waterstanden (fig. 4.-15).

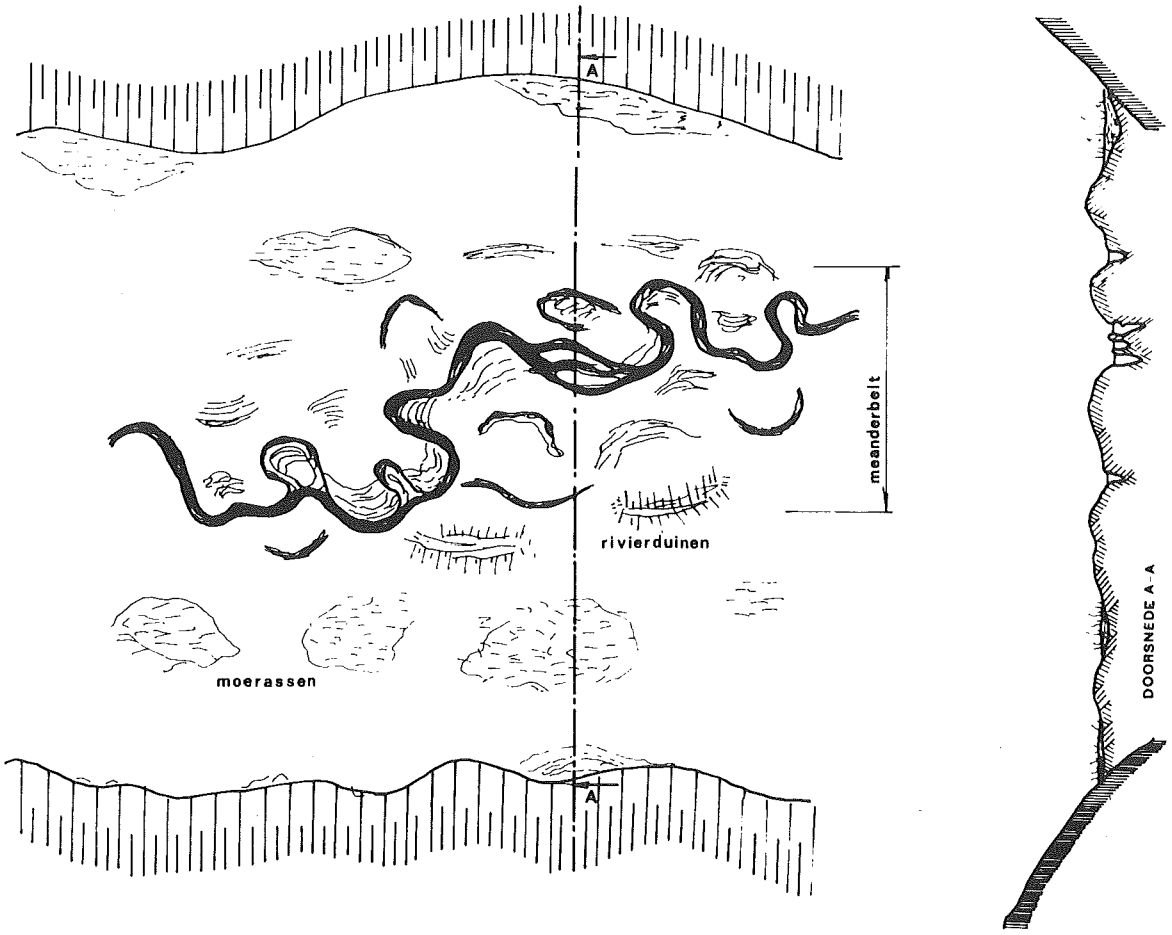


fig. 4.-15 De meanderbelt

Buiten de meanderbelt oefent de rivier weinig invloed uit; bij inundatie zal weinig neerslag plaats vinden omdat het slibgehalte van het water gering is. Dit deel van het hoogwaterbed kan relatief hoog liggen, en zelfs een terras vormen. Het kan ook laag liggen en moerassig zijn. Dit is afhankelijk van geologische veranderingen, veroorzaakt door een geleidelijke verandering in hoogteligging van de rivier of tectonische werking van de aardkorst. Alleen als het dal zeer laag komt te liggen ten opzichte van de meanderbelt, kan de rivier een volledige omlegging te zien geven. Dit is in de geologische geschiedenis van verschillende rivieren vastgesteld (Mississippi, Gele Rivier).

De morfologie van de benedenloop verschilt in principe niet van die van de alluviale middenloop. Hierop gesuperponeerd moet echter worden de vaak allesoverheersende invloed van de rivierbasis, dat is de waterspiegel van het meer of de zee waarin de rivier uitmondt. Het vraagstuk kan hierdoor bijzonder gecompliceerd worden. In het volgende zullen slechts enkele facetten ervan worden aangestipt; bovendien behoort deze materie ten dele ook tot het vakgebied van de kustwaterbouwkunde.

In de meest eenvoudige toestand nemen we de volgende veronderstellingen aan:

1, de diepte bij de basis is oneindig groot;
2, de afvoer van de rivier is constant;
3, de waterstand van de basis is constant;
4, het water van de basis is zoet;
5, er is geen sedimenttransport langs de kust door golven of zeestroming.

Bij dit hypothetische geval zal de benedenrivier eenzelfde karakter hebben als de bovenrivier met geringe afvoervariatie (zie hoofdstuk 4). Dwarsprofiel en verhang van de rivier worden bepaald door water- en bedmateriaaltransport, en korreldiameter. Ook de verschijnselen van meandering en zandbankenbeweging zijn dezelfde.
Verlaten we de aanname van een oneindig diepe basis, dan zal het bezinkende bedmateriaal een delta uitbouwen. De basis-waterstand verschuift hierdoor; zou er geen naijling optreden dan zouden de verhanglijnen van waterspiegel en bodem mee omhoog moeten gaan. De continuïteitsvergelijking leert, dat dit niet mogelijk is; er vindt accumulatie van bodemmateriaal plaats. Hierdoor zal door naijling een gebogen verhanglijn optreden zoals gegeven is in fig. 4.-16.

Door geulvorming zal de uitbouwende rivier oeverwallen opwerpen, waarvan de hoogte t.o.v. de waterspiegel afhangt van het gehalte aan zwevend materiaal. Voor de mond zal het uitstromende water zich verbreden; de transportcapaciteit neemt af en er ontstaat een ondiepte; theoretisch een ondiepe ring om de mond, in de praktijk steeds onderbroken door plaatselijke verdiepingen.

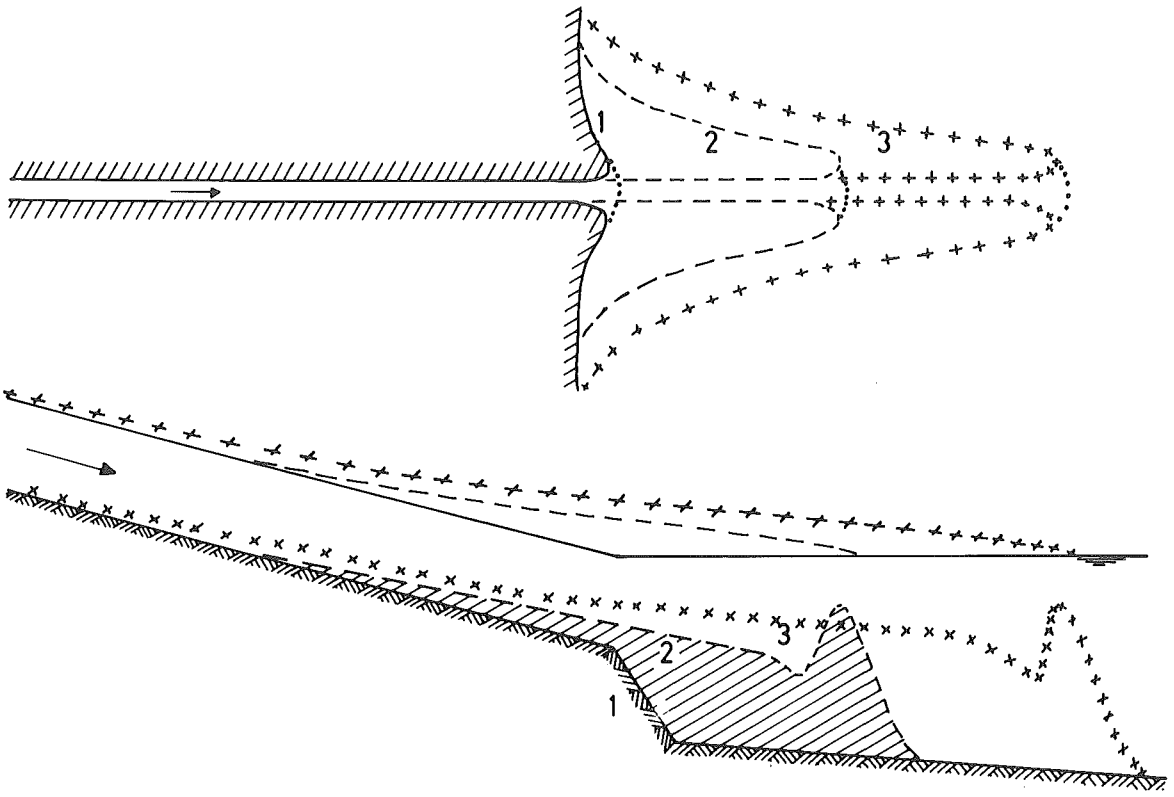


fig. 4.-16 Deltavorming

Is de oeverwal weinig samenhangend, dan treden al spoedig kortsluitingen op; de delta bouwt gelijkmatig uit in het meer. Is er echter veel cohesie dan zijn kortsluitingen zeldzamer; we krijgen de zogenaamde hanepootdelta zoals bij de Mississippi.

Verlaten we de tweede aanname, dan krijgen we een meer reëel geval van een rivier met afvoervariatie. Een hoge rivierafvoer geeft nabij de mond nauwelijks een hogere waterstand, aangezien de basiswaterstand vast ligt. Het verhang moet dus sterk toenemen. De hierdoor bepaalde toename in zandtransportcapaciteit is groter dan de afname in transportcapaciteit bij lage afvoer. Nabij een riviermond zal dan ook de transportcapaciteit groter zijn dan meer bovenstrooms.

De diepte zal hierdoor ook groter zijn. Een gevolg van afvoervariatie is ook het aanwezig zijn van een hoogwaterbed. Dit hoogwaterbed kan echter moerassig zijn door de naijling vergeleken met de uitbouw van de delta.

Een volgende complicatie is de mogelijke variatie van de basiswaterstand; variatie op lange termijn zoals zeespiegelrijzing en daling, of op korte termijn zoals het getij. De eerste variatie doet zijn invloed, zij het met sterke naijlingseffecten, ver stroomop voelen. De tweede variatie is de oorzaak van de toename in dwarsprofiel van de rivier in het getijgebied.
Mondt de rivier uit in een zoute basis, dan treden de verschijnselen van zoute en zoete tongen op, van slibuitvlokking en van zoutdrempels. De grootste complicatie treedt op als het sedimenttransport van de rivier gekruist wordt door sedimenttransport langs de kust. Dit geeft de gecompliceerde morfologie van haffen en lagunen, van wandelende zandbanken en waaierende geulen, onderwerpen die helemaal onbesproken moeten blijven. Verwezen kan bijvoorbeeld worden naar Samoljov [4-10].

Hoofdstuk 5.

RIVIERONDERZOEK

1 Inleiding

Het doel van rivieronderzoek kan zijn:
- a, research over onderwerpen van rivierloopkunde;
- b, verzameling van gegevens van een bepaalde rivier;
- c, projectvoorbereiding.

Aangezien het onderzoek in deze drie gevallen nogal verschillend van aard is, dient hierover eerst iets te worden gezegd.

ad. a

Hoewel dit type onderzoek uiteraard wel op een bepaalde rivier plaatsvindt, is het doel gericht op algemene wetmatigheden. Voorbeelden zijn: het ontwikkelen van meetinstrumenten en meetmethoden, twee- en driedimensionale stroming in rivierbochten en in neren, sedimenttransport, ribbelvormen, ruwheid, golfvoortplanting. Dergelijk onderzoek wordt soms in samenwerking verricht met waterloopkundige laboratoria. Zo werken de rivierstudiediensten van de Rijkswaterstaat (van de Rijntakken te Arnhem, en van de Maas te Maastricht) bij verschillende onderwerpen samen met het Waterloopkundig Laboratorium te Delft. Research vraagt om zorgvuldige voorbereiding, gespecialiseerd personeel en materieel, en om geduld. Resultaten worden soms pas na jaren bereikt; ook daarom is het sterk af te raden om dergelijke research te willen combineren met onderzoeken genoemd onder b of c. Een uitzondering vormen permanente studiediensten als de bovengenoemden; deze verzamelen namelijk ook gegevens over de betreffende rivieren, en geven advies aan de beheerders die de projecten uitvoeren.

Voorbeelden van onderzoek van bijvoorbeeld bovengenoemde studiediensten zijn te vinden in de "communications" van de Rijkswaterstaat [5-1].

ad. b

Voor vele rivieren in de wereld bestaat een dienst die belast is met het verzamelen van gegevens van de betrokken rivier; veel groter is het aantal rivieren waarbij een dergelijke dienst ontbreekt, ook al heeft de hydrologische decade van de Verenigde Naties hierin wel enige verbetering gebracht. Aangezien verwacht mag worden dat in de toekomst nog in vele rivieren projecten tot betere benutting of beheersing zullen worden uitgevoerd, en aangezien hiervoor gegevens nodig zijn die zich over een lange reeks van jaren uitstrekken, kan er niet genoeg op worden aangedrongen om te starten met het verzamelen van gegevens van nog vele rivieren. Soms komt een dergelijk onderzoek - zij het in feite te laat - van start als een bepaald rivierproject moet worden voorbereid, en men zo verstandig is om het projectonderzoek te continueren in een permanent onderzoek. Een voorbeeld is bijvoorbeeld de Niger-Benue studie [5-2].

ad. c

Projectonderzoek is vrijwel steeds haastwerk; in enkele jaren tijd moeten voldoende gegevens worden verzameld voor het opzetten van een verantwoord project. Betreft dit een project in een nog vrijwel onbekende rivier dan zal men niet alleen het aantal metingen tot het uiterste moeten beperken; men zal ook nog moeten zoeken naar wellicht schaarse bestaande gegevens, wil men met enige betrouwbaarheid uitspraken kunnen doen over de variabelen in de verschijnselen. Over dergelijk projectonderzoek zal in het volgende nader worden gesproken.

2 Projectonderzoek

Bij de voorbereiding van een project kan men een aantal fasen onderscheiden. Dit zijn: eerste oriëntatie - feasibility study - project ontwikkeling - uitvoeringsfase. Bij deze onderverdeling in fasen van de studie speelt de verhouding opdrachtgever-ontwerper-uitvoerder-beheerder een rol. Zelden zijn al deze categorieën in één lichaam verenigd. De opdrachtgever kan een privaat- of publiekrechtelijk lichaam zijn. Maar in beide gevallen kan het onderdeel dat belast is met de zorg voor de rivier weer niet werken zonder de instemming van

het onderdeel, dat het toezicht op de financiën heeft (bij het Rijk bijvoorbeeld Waterstaat-Financiën). Soms is er een geldschieter van buiten die een stem heeft (bijvoorbeeld Wereldbank-ontwikkelingsgebieden). De ontwerper heeft in theorie alleen te maken met zijn directe opdrachtgever; de geldschieter kan echter verlangen dat reeds in een vroeg stadium van onderzoek voorlopige resultaten worden overgelegd (feasibility report), zodat hij kan beslissen of de gelden voor het verdere onderzoek kunnen worden verschaft, ook al omdat dit soms een feitelijke toezegging van de uitvoering der werken inhoudt. Een dergelijke voorstudie omvat een globaal behoefte-onderzoek, de bestudering van de beschikbare gegevens, aangevuld wellicht door enige waarnemingen; het maken van enige schetsplannen; het opstellen van een ruwe kostenraming, besloten door enige rentabiliteitsbeschouwingen. Bij de grotere diensten wordt een dergelijke voorstudie verricht door de eigen dienst. Na goedkeuring wordt dan het plan uitgewerkt, waarbij andere specialisten kunnen worden ingeschakeld. Bij kleinere diensten, zoals waterschappen, heeft men vaak een vaste relatie, een ingenieursbureau dat de grotere projecten ontwerpt. Ontwikkelingslanden, die niet - of althans volgens de geldschieter niet - over een terzake deskundige dienst beschikken, zullen een internationaal ingenieursbureau in de arm nemen, hetzij door uitnodiging van één bureau, hetzij door het vragen van een prijsopgave voor het onderzoek aan een aantal bureaus. Een eerste oriëntatie gaat dan vooraf aan het vooronderzoek teneinde een indruk te krijgen van de beschikbare gegevens, de benodigde metingen, materieel, personeel en kosten. Na opdracht wordt dan veelal eerst een feasibility-study verricht. Valt dit gunstig uit, dan kan een definitief onderzoek volgen. In elk van de bovengenoemde fasen zijn gegevens over randvoorwaarden nodig als basis voor de projecten. Deze randvoorwaarden (gegevens, eisen, wensen) kunnen betrekking hebben op:

a, de samenleving;

b, de natuur;

c, de techniek.

ad. a

Dit onderdeel heeft betrekking op het behoefte-onderzoek; de behoefte van de samenleving aan het project tot benutting van of tot bescherming tegen de rivier. De behoeftebevrediging dient dan uitgedrukt te worden in geld, hetgeen moeilijkheden kan geven indien het onweegbare zaken

betreft zoals welzijn, veiligheid, gezondheid. Bij dergelijke onderzoekingen spelen steeds de te verwachten ontwikkelingen een grote rol, ontwikkelingen in bevolking, welvaart, industrialisatie, bodemgebruik, energievoorziening, enz. In vele landen, ook ontwikkelingslanden, bestaan overheidsbureaus, commissies, enz. die zich met dergelijke zaken bezighouden, in Nederland bijvoorbeeld planologische en economisch-technologische bureaus van Rijk en Provincies. Een dergelijk behoefte-onderzoek zal dan ook in samenwerking met vele anderen geschieden. Hierop wordt niet verder ingegaan.

ad. b

De randvoorwaarden die de natuur stelt kunnen betrekking hebben op de geografie, de hydrografie en de bodemkunde. Op enkele onderdelen zal in het volgende nader worden ingegaan.

ad. c

Bij het ontwerpen van technische projecten zal men rekening moeten houden met de mogelijkheden die in het betrokken land aanwezig zijn. Dit geldt zowel ten aanzien van de uitvoering als het beheer en het onderhoud der werken. Genoemd kunnen worden punten betrekking hebbend op de bevolking (ontwikkeling, welvaart, werkmethoden, intelligentie), de infrastructuur (verbindingen), de industrialisatie (prefabrikage), de beschikbare grondstoffen, enz. Hierop zal ook niet verder worden ingegaan.

3 Principiële opzet bij de verzameling van natuurlijke randvoorwaarden

Bij het opzetten van een onderzoek is het vaak moeilijk te voorzien welke randvoorwaarden bekend moeten zijn. De neiging bestaat dan ook om zoveel mogelijk gegevens te verzamelen. Een deel ervan blijkt achteraf niet essentieel te zijn. Aan de andere kant blijkt achteraf vaak dat men essentiële gegevens mist. Het is dus van groot belang om vooraf goed te overwegen wat verzameld moet worden. De volgende vragen komen dan naar voren:

a, welke nauwkeurigheid is vereist bij het beschrijven van de natuurlijke toestand;

b, welke soort gegevens zijn essentieel;

c, hoe moet de spreiding van de metingen in de ruimte zijn;
d, hoe moet de spreiding in de tijd zijn;
e, welke zijn de geëigende meetmethoden en -instrumenten;
f, hoe moeten de meetresultaten worden opgeborgen en verwerkt.

ad. a

In feite is dit het dominerende punt bij het onderzoek; alle hierna volgende punten zijn er aan onderworpen. Ook de verschillende fasen van het onderzoek worden hierdoor beheerst. Zo zal men bij een eerste oriëntatie het meestal moeten doen met schaarse gegevens, onnauwkeurige mededelingen, een weinig kwantitatieve aanschouwing; met ervaring en fantasie zal dan een onnauwkeurig beeld worden gevormd. Grote nauwkeurigheid wordt ook niet gevraagd; het gaat er slechts om enig inzicht in het probleem te krijgen en een opzet van het onderzoek op te stellen. Ook in de volgende fase, de feasibility-study, hoeven nog geen grote eisen te worden gesteld aan de nauwkeurigheid. De onderlinge vergelijking van projectoplossingen en hun rentabiliteit ten aanzien van de maatschappelijke behoefte kan nog vrij globaal blijven, ook al omdat deze behoefte en de extrapolatie ervan naar de toekomst ook geen grote nauwkeurigheid kan verkrijgen. In de derde fase van het onderzoek wordt wel een grotere nauwkeurigheid gevraagd, omdat hierop het ontwerp moet berusten. Ook in dit geval moet men geen overdreven eisen opstellen. Steeds zal men zich moeten afvragen waarvoor de meting dient, en wat daarvoor de nauwkeurigheid moet zijn. Belangrijk is dat de nauwkeurigheid in de bovengenoemde punten a-f evenwichtig is. Dus bijvoorbeeld geen grote uitwerknauwkeurigheid bij een geringe meetnauwkeurigheid. Bij elke berekening zal men moeten nagaan welke nauwkeurigheid de parameters hebben, en hoe deze doorwerken in het eindresultaat. De nauwkeurigheid hangt samen met de meetfouten, systematische fouten en stochastische fouten. Voorbeelden van systematische fouten zijn: een foutieve hoogtemeter bij het maken van luchtfoto's, een verkeerd geijkte snelheidsmeter, een foutief gewaterpaste peilschaal. De fout wordt niet kleiner door vergroting van het aantal metingen; soms kan men wel een schatting maken van de mogelijke systematische fout. Stochastische fouten ontstaan door afleesonnauwkeurigheid of door slingeringen in de grootte van de parameter. Vergroting van het aantal metingen geeft ook vergroting van de nauwkeurigheid; de standaard deviatie wordt met een factor $\sqrt{x}$ verkleind als het aantal metingen met

een factor x wordt vergroot. In het volgende zal het begrip nauwkeurigheid nog ter sprake komen. Overigens moge verwezen worden naar de publicaties Standarisation Organisation I.S.O. [5-3].

ad. b

Gegevens, die bij een onderzoek een belangrijke rol kunnen spelen zijn:

1, kaarten van het rivierdal;
2, peilingen in het laagwaterbed;
3, waterstanden;
4, watersnelheden en -afvoeren;
5, samenstelling van het rivierbed;
6, bodemtransport;
7, zwevend transport;
8, spoeltransport;
9, samenstelling van de ondergrond.

Over enige van deze gegevens zal in een volgende paragraaf nog iets worden opgemerkt.

ad. c

De riviervakken waarover gegevens verzameld moeten worden betreffen uiteraard die riviergedeelten, die de invloed ondervinden van de uit te voeren werken. Bij bedregulering en rivierkanalisatie behoeven dus bovenstrooms van het betrokken riviergedeelte geen gegevens verzameld te worden. Benedenstrooms kan dit wel nodig zijn indien door de werken het regime aldaar sterk zal veranderen. Gaat het om afvoerregulering, bijvoorbeeld met behulp van reservoirs in de bovenrivieren, dan zullen uiteraard ook daar gegevens nodig zijn. Bovendien kan het dan nodig zijn om gegevens te verzamelen van meer benedenstrooms gelegen zijrivieren. In hoofdstuk 7 wordt hierop bij hoogwaterbeheersing nog nader teruggekomen.

De dichtheid van het net van meetpunten hangt af van het aantal discontinuïteiten in de rivier (stroomversnellingen, zijrivieren, verhangknikken enz.). Ook hier geldt dat de vereiste nauwkeurigheid het aantal meetpunten bepaald.

ad. d

Bij de spreiding in de tijd gaat het om de totale periode der metingen en de intervallen tussen de metingen. Bij het bepalen van de totale

periode dient men zich af te vragen of het om een eenmalige opmeting gaat van een gefixeerde toestand, of dat het juist gaat om optredende veranderingen dan wel om frequentieverschijnselen. Als voorbeeld kan hier worden genomen de ligging van geulen en banken in het rivierbed. Een eenmalige opname geeft een idee van de dwarsprofielen, de afmetingen der geulen en de diepte in de overgangen. Een herhaalde opname geeft een indruk omtrent het wandelen van banken. Een veelvuldige opname levert gegevens omtrent de frequentie van diepten op overgangen. Bij een feasibility study, die over het algemeen niet veel langer dan een jaar mag duren, zal men genoegen moeten nemen met een eenmalige toestand, hoogstens met één jaarcyclus. Bij een meer uitgebreid onderzoek kunnen wel enige jaarcycli gemeten worden, maar zonder aanwezige gegevens zal men nog geen frequenties kunnen bepalen.
De intervallen tussen de metingen van een bepaalde soort (waterstanden, peilingen) worden bepaald door de snelheid der veranderingen, de mogelijkheden die de situatie biedt, de vereiste nauwkeurigheid, en het gestelde doel. Als voorbeeld kunnen we waterstandswaarnemingen beschouwen. Bij snel veranderende bovenrivieren of bij getijrivieren zullen we meer dan eenmaal per dag of zelfs continue de waterstand willen opnemen; bij de middenloop van een grote rivier is eenmaal per dag ruim voldoende.

ad. e

Meetmethoden en -instrumenten zullen hier niet behandeld worden. Dit zou veel te ver in details moeten gaan zonder dat een wezenlijke bijdrage zou kunnen worden geleverd tot het doel: inzicht in rivieren en kennis van rivierwerken en hun toepassing. Verwezen moge worden naar de eerder genoemde publicaties van I.S.O.; verder zijn er een aantal verouderde artikelen. Voor diegenen, die zich in de toekomst verder willen specialiseren in rivieren, zal tezijnertijd een aanvullende handleiding worden gegeven.

ad. f

Aan het registreren, opbergen en verwerken van meetresultaten wordt in vele gevallen bij het begin van een onderzoek nog weinig aandacht besteed. Dit is onjuist, omdat bij massaal gegevens aanbod moderne methoden van opslag en verwerking, bijvoorbeeld met ponskaarten, onmisbaar zijn. Nog te vaak komt het dan ook voor dat gegevens verloren gaan.

Het bovenstaande is niet bedoeld om een handleiding te geven voor het opzetten van een onderzoek. Het doel is slechts om het belang aan te tonen van een bewuste keuze vooraf van de nodige, gewenste en mogelijke onderzoekingen.

4 Enkele opmerkingen over metingen

Op de verschillende metingen zal hier niet ver worden ingegaan. Verwezen moge worden naar de eerder genoemde literatuur.

1. Topografische kaarten

Voor het ontwerpen van rivierprojecten zijn altijd topografische kaarten noodzakelijk. Tegenwoordig worden deze steeds vervaardigd door luchtkartering. Aangezien in en na de laatste wereldoorlog vrijwel de gehele wereld is opgenomen zijn in de meeste gevallen wel kaarten voorhandig. Een deel hiervan is echter onbetrouwbaar of verouderd. De eisen die aan kaarten worden gesteld lopen echter ook sterk uiteen. De eenvoudigste kaart - die bij verschillende voor-onderzoeken toereikend is - is de plakkaart of foto-mozaiek. Hierbij worden gedeelten van de elkaar sterk overlappende luchtfoto's aan elkaar geplakt. Door allerlei fouten (vliegen op verschillende hoogte, terreinverheffingen, niet zuiver vertikaal fotograferen enz.) is de schaal van de kaart niet uniform; fouten in terreinafstanden van een aantal procenten kunnen optreden. Op deze kaarten staan geen coördinaten of andere aanduidingen, zoals hoogtelijnen en plaatsnamen. Voor deze kaarten zijn geen terreinopnamen nodig. Schetsplannen zijn er mee te maken; uiteraard niet het overbrengen van ontworpen constructies naar het terrein, of het overbrengen van opgemeten terreingegevens naar de topografische kaart. Het andere uiterste is de volledig onthoekte kaart met hoogtelijnen, coördinaten, enz. Het maken van een dergelijke kaart vraagt echter om terreinmetingen en kostbare bewerking, en vraagt ook veel tijd. Tussen de beide bovengenoemde uitersten bestaan verschillende tussenvormen. Steeds zal men zich moeten afvragen welke type kaart nog juist toereikend zal zijn voor het gestelde doel.

2. Peilingen in het laagwaterbed

Deze kunnen o.a. dienen voor de bepaling van:

a, maatgevende dwarsprofielen ten behoeve van capaciteitsberekeningen;

b, de ligging en afmetingen van geulen;

c, tijdsafhankelijke vragen zoals uitschuringen en aanzandingen, dus de beweeglijkheid van het bed in een jaarcyclus en in opeenvolgende jaren.

Bij deze peilingen wordt de waterdiepte gemeten ten opzichte van de waterspiegel bij een bepaalde rivierafvoer, dus ten opzichte van een hellend vlak. In tegenstelling hiervan staan de eventuele hoogtemetingen van het maaiveld van het hoogwaterbed. Deze geschieden boven water door landmeetkunde en ten opzichte van een horizontaal vergelijkingsvlak.

Bij peilingen zijn steeds een drietal punten van belang te weten:

a, de waterspiegel waarbij men meet, en ten opzichte waarvan men de metingen herleidt;

b, de plaatsbepaling van de meting;

c, de dieptemeting.

ad. a

Indien ook de zandbanken opgepeild moeten worden zal men hierover heen moeten kunnen varen. Dit vraagt bij een niet genormaliseerde rivier om een vrij hoge waterstand. Bovendien mag bij een dergelijke rivier de verhanglijn bij laag water niet als rechte verbindingslijn tussen de beide peilschalen aan de einden van het vak worden getrokken; hulppeilschalen zouden tijdens de metingen geplaatst moeten worden om de waterspiegel te bepalen. Het liefst zal men voor een rivierpeiling daarom de meting uitvoeren bij een waterstand boven de gemiddelde stand doch beneden de hoogte van het hoogwaterbed. Dit geldt uiteraard niet voor speciale peilingen ten behoeve van de bepaling van uitschuringen, aanzandingen, enz.

Op peilkaarten worden de peilingen aangegeven ten opzichte van een bepaalde waterspiegelverhanglijn. Het meest logische zou wellicht zijn om dit te doen ten opzichte van een vrij hoge rivierafvoer. Meestal zijn er echter belangen die vragen om een duidelijk beeld van de diepten bij lage afvoer, bijvoorbeeld in verband met scheepvaart. In verschillende gevallen wordt daarom gekozen de waterspiegel bij 5%

onderschrijding, op de Rijntakken de waterspiegel bij O.L.R. Men moet zich dan wel bewust zijn van het feit dat de waterspiegel in dat geval knikken kan vertonen, zodat men eigenlijk niet mag aannemen dat de verhanglijn tussen de 5% standen aan de beide peilschalen een rechte lijn te zien geeft.

ad. b

De plaatsbepaling van de meetpunten kan op twee principieel verschillende wijzen geschieden. In een rivier met een vastliggend laagwaterbed, dat met regelmatige tussenpozen gepeild wordt (bijvoorbeeld elke twee of drie jaren) zal de peiling over het algemeen geschieden in vastgelegde raaien dwars over de rivier, dus in dwarsprofielen. Plaatsbepaling in de raai geschiedt met een afstandsmeter. De andere wijze van peilen wordt gevolgd op een niet vastgelegde rivier, waarbij de meting meestal niet periodiek wordt herhaald. Hierbij moeten een aantal punten op de rivieroevers ingemeten en in kaart gebracht zijn. De plaats van het varende schip wordt met behulp van twee sextanten bepaald ten opzichte van 3 punten. Bij voorkeur wordt in een dergelijk geval gevaren volgens zogenaamde grootcirkels.

ad. c

Tegenwoordig wordt vrijwel geen gebruik meer gemaakt van peilstok of peillood, maar van een electronisch echolood. Regelmatige ijking hiervan is nodig ter vermijding van systematische fouten. Stochastische fouten, veroorzaakt door afleesnauwkeurigheid, sterke bodemhelling, enz. treden wel op. Een nauwkeurigheid van minder van 5 cm is zeker te bereiken.

3. Waterstanden

Deze zijn naast rivierafvoeren de meest gevraagde gegevens bij rivieronderzoek. Waterstanden worden gemeten met behulp van vaste of van registrerende peilschalen. Aangezien de mogelijkheid bestaat dat zij door allerlei oorzaken vernield of ontzet kunnen worden, is steeds in de nabije omgeving een verkenmerk aanwezig, zodat de peilschaal op de juiste hoogte herplaatst kan worden. In verschillende gevallen, zoals bij verhangberekeningen, is het nodig dat de peilschalen onderling gewaterpast zijn, zodat het hoogteverschil van de nulpunten bekend is. Beter is om dan direct het nulpunt van alle peilschalen op hetzelfde horizontale vlak aan te nemen; bijvoorbeeld N.A.P.

Over het algemeen nemen we bij waterstandbepalingen aan dat tussen twee opeenvolgende peilschalen in de rivier de verhanglijn bij benadering recht zal zijn, althans bij "dominante" afvoer. Dit betekent dat in elk geval peilschalen moeten worden opgericht waar knikken in de verhanglijn te verwachten zijn. Dit is bijvoorbeeld te verwachten op punten waar de rivier van karakter verandert, bij stroomversnellingen, en bij samenvloeiingen en vertakkingen.
In vele gevallen zullen we de relatie waterstand-waterafvoer zoeken. Deze relatie is het eenvoudigste indien voor alle waterstanden bij benadering de evenwichtsdiepte aanwezig is, dus geen stuwkromme ter plaatse van de peilschaal. Daarom zullen we het liefst peilschalen plaatsen bovenstrooms van een regelmatig riviervak. Een eis is verder dat de relatie waterstand-waterafvoer éénduidig is. Zo zal men bij een samenvloeiing van twee rivieren direct benedenstrooms een peilschaal plaatsen, direct bovenstrooms niet omdat de waterstand van de ene rivier beïnvloed kan worden door de waterafvoer van de andere rivier.
De vereiste nauwkeurigheid van waterstandmetingen hangt af van het doel van de meting (afvoerkromme, langsverhang, hoogwatergolfberekening, dwarsverhang). Kijken we naar de nauwkeurigheid van de samenhangende parameters dan is, behalve bij dwarsverhangmetingen, een nauwkeurigheid van enkele centimeters over het algemeen toereikend. Dwarsverhangmetingen vragen om veel nauwkeuriger waterstandbepalingen (fractie van een millimeter).

4. Watersnelheden en -afvoeren

De meting van watersnelheden heeft in de meeste gevallen tot doel om de afvoer van de rivier te bepalen. Een enkele maal is het doel de kennis van stroombanen, de relatie met andere parameters, zoals zandtransport, enz. De meting van stroomsnelheden geschiedde vroeger in hoofdzaak met drijvers; oppervlaktedrijvers, stokdrijvers, kettingdrijvers, enz. Deze geven echter nooit de gemiddelde snelheid in de vertikaal, waar het ons vaak om te doen is. Tegenwoordig worden meestal propellers gebruikt, die door de stroom in rotatie worden gebracht, en waarbij de propeller allerlei vormen kan hebben.
Een enkele keer wordt als instrument een zogenaamde planeta gebruikt, waarbij een weerstandslichaam een zekere hoekafwijking krijgt, afhankelijk van de stroomdruk. Het zwakke punt van de eerste groep is de

noodzakelijke regelmatige ijking. Bij de tweede groep is grote routine nodig ter verkrijging van een goede afleesnauwkeurigheid.
Voor de bepaling van de afvoer van een dwarsprofiel bestaan verschillende methoden. De meest gebruikelijke is het bepalen van de gemiddelde snelheid in een aantal verticalen in het dwarsprofiel door het meten van de stroomsnelheid op verschillende diepte, het bepalen van de afvoer per strekkende meter in elk der verticalen door vermenigvuldiging met de diepte ter plaatse, en het door planimetrering bepalen van de afvoer na het trekken van een vloeiende kromme door de punten. De tijdsduur van elke snelheidsmeting, aantal en plaats van de meetpunten in de verticaal, en aantal en plaats van de verticalen zijn onderwerpen van uitvoerige discussie geweest, en gepubliceerd in de I.S.O.-rapporten.
Een hiermee in verband staand punt is de nauwkeurigheid van afvoermetingen. Afgezien van eventuele systematische fouten zal de nauwkeurigheid, veroorzaakt door stochastische fouten, verkleind kunnen worden door opvoering der metingen. Afhankelijk hiervan, en verder van de vorm en grootte van het dwarsprofiel kan deze nauwkeurigheid op 3 à 5% worden gesteld. Door vereffening van deze afvoeren in de afvoerkromme kan deze laatste een nog grotere nauwkeurigheid verkrijgen.

5. Samenstelling van het rivierbed

Bij vele rivierprojecten is het van belang bekend te zijn met diluviale en andere tegen uitschuring weerstand biedende oever- en bodemgedeelten. Daarnaast kan ook de samenstelling van de alluviale bodem en oever van belang zijn bij de berekening van sedimenttransporten, uitschuring, aanzanding en bodemevenwicht. Monstername en uitzeving van het monster kan op verschillende wijzen geschieden. Steeds dient men er rekening mee te houden dat de spreiding in de meetresultaten zeer groot kan zijn in verband met de uiteenlopende korrelgrootte in het dwarsprofiel, en in de langsrichting van aanwezige ribbels. Een fout van enige tientallen procenten in de mediane korreldiameter is dan ook zeer goed mogelijk. Zie hiervoor bijvoorbeeld [5-2].

6. Bodemtransport

De meting hiervan heeft tot doel om de toepasbaarheid van bestaande transportformules te onderzoeken. Verschillende meetinstrumenten zijn voor dit doel ontwikkeld; de nauwkeurigheid hiervan is vooral ten aanzien van fijner sediment gering, doordat het instrument altijd

verstoring van de bodem geeft. Ook de plaats van het instrument op de bodem ten opzichte van ribbels enz. kan zeer grote variatie in resultaat geven. Een zeer groot aantal metingen en een grote precisie is daarom nodig, teneinde een redelijke nauwkeurigheid te verkrijgen. Bij projectonderzoek is dit vrijwel ondoenlijk. In de meeste gevallen kan men er daarom beter van afzien; beter is om een grote middelbare fout in de formules aan te nemen, en met de gevolgen daarvan rekening te houden.

7. Zwevend transport

Ook hiervan is het doel om de desbetreffende formules op hun toepasbaarheid te controleren. Verschillende instrumenten zijn ontwikkeld die een redelijke nauwkeurigheid geven. Aangezien de metingen bovendien vrij eenvoudig van opzet zijn, zal men bij fijnzandige rivieren meestal een dergelijk onderzoek verrichten. Evenals bij stroomsnelheidsmetingen wordt - in combinatie daarmee - het zwevend transport bepaald in een aantal punten van de verticaal, en in een aantal verticalen van het dwarsprofiel.

8. Spoeltransport

Voor verschillende rivierprojecten kan het van belang zijn om het slib- en siltgehalte bij verschillende afvoeren te kennen (aanslibbing reservoirs, hoogwaterbed, aftapping rivierwater). Aangezien dit spoeltransport geen relatie heeft tot de rivierparameters, maar afhankelijk is van de erosie van brongebieden, zal men dit transport alleen door meting kunnen bepalen. De meest gebruikelijke methode is de monstername, en het indrogen, eventueel verbranden van organische bestanddelen, en wegen van de vaste stof. Ook zijn instrumenten ontwikkeld die de doorzichtigheid of geleiding van het water als maatstaf hebben. IJking is dan echter nodig.

9. Samenstelling van de ondergrond

Gegevens hierover kunnen nodig zijn in verband met te verwachten uitschuring van het bed, fundering van kunstwerken, lekkage van reservoirs, enz. Over het boren en het nemen van monsters zal hier niet verder worden ingegaan.

Behalve de bovengenoemde metingen kunnen nog allerlei speciale onderzoekingen nodig zijn; genoemd kan worden gegevens over de waterkwaliteit, grondwaterbeweging en begroeiing. Hierop wordt niet verder ingegaan.

Hoofdstuk 6. Rivierwerken.

par. 6.1. Inleiding.

Zoals in hoofdstuk 1 reeds werd betoogd kan de rivier ons van velerlei nut zijn. Niet alleen wordt door zijn meest karakteristieke eigenschap, de geulvorming, menselijke samenleving mogelijk gemaakt in gebieden waar anders moerasland zou zijn, maar ook kan het geconcentreerde water nuttig zijn voor vele doeleinden. In hoofdstuk 1 werden deze aspecten van specifieke waterbouwkunde nader vermeld. De mens zal trachten dit nut verder uit te buiten door de aanleg van verschillende waterbouwkundige werken.

De rivier heeft echter ook minder aangename eigenschappen. Hij tast zijn oevers aan, overstroomt het land bij hoge afvoer, doch laat het land uitdrogen bij lage afvoer door grondwaterspiegel verlaging. Ook hier tracht de mens in te grijpen door de aanleg van werken, die de bezwaren geheel of ten dele wegnemen.

De middelen die de mens ten dienste staan bij zijn streven tot betere beheersing en benutting van de rivier hebben, zoals ook reeds eerder werd vermeld, betrekking op het rivierbed, de rivierafvoer, of de rivierwaterstand. De werken die een wijziging of een stabilizatie van het rivierbed beogen, kunnen weer verdeeld worden in tijdelijke en permanente werken. Onder tijdelijke werken worden dan verstaan constructies of werkzaamheden die over het algemeen uitgevoerd worden na het hoogwaterseizoen, en die tot doel hebben de toestand te verbeteren gedurende het volgende laagwaterseizoen. Baggeren is hiervan een voorbeeld. Het resultaat van deze werken gaat over het algemeen weer teniet in het daaropvolgende hoogwaterseizoen; een jaarlijkse herhaling der werken is dus nodig. In de volgende paragraaf worden deze werken nader behandeld.

Zoals de naam al zegt, hebben permanente werken de bedoeling om over een lange reeks van jaren een stabiele toestand te geven; dit kan zijn een gecorrigeerde ligging van de rivier als geheel, van de geulen en banken, of van een plaatselijke oever. In par. 6.3 worden hiervan verschillende voorbeelden gegeven, en worden de principes en constructies behandeld die tot dit doel moeten leiden.

Bij dit soort werken spelen vaak oeververdedigingen, kribben, strekdammen, enz. een grote rol. Het lijkt daarom aangewezen om in de daaropvolgende paragraaf nader in te gaan op deze constructies en de daarbij behorende bekledingen. Men zou kunnen stellen dat dit kunstwerken zijn en

als zodanig in par. 6.8. thuis horen. Zij worden echter bij de constructieve waterbouwkunde nauwelijks behandeld, terwijl zij in verband met de veelvuldige toepassing in de waterbouwkunde zeker een afzonderlijke behandeling verdienen.

Afvoerregeling is het onderwerp van de volgende paragraaf. Het zwaartepunt ligt hierbij op de programmering van de afvoerregeling in verband met het dienen van verschillende belangen, en op de gevolgen voor de rivier. Het meest spectaculaire deel van dergelijke werken, de stuwdam, wordt in dit college niet behandeld. Slechts worden in par. 6.5. enkele functionele aspecten bezien.

Vervolgens komt de regulering van de waterstand; de bijbehorende stuwconstructies worden in de laatste paragraaf functioneel bezien.
Een verdere uitwerking van deze constructies behoort echter weer bij de verschillende onderwerpen van specifieke waterbouwkunde.

In paragraaf 6.7. van dit hoofdstuk worden combinaties van rivierwerken besproken, waardoor het water nog vollediger beheerst en benut kan worden.

Tenslotte wordt in par. 6.8. een overzicht gegeven van de functionele eisen waaraan kunstwerken moeten voldoen die bij rivieren worden toegepast. Het constructieve aspect van deze grote kunstwerken, zoals stuwen valt buiten het bestek van dit college en behoort tot de constructieve waterbouwkunde.

par. 6.2. Tijdelijke reguleringswerken.

Onder tijdelijke reguleringswerken worden verstaan werkzaamheden die tijdelijk verandering brengen in het bed van een waterloop. Zij zijn over het algemeen van locale betekenis en beïnvloeden nauwelijks de waterafvoer of de waterstand. In de overgrote meerderheid der gevallen betreft het de verwijdering van bodemmateriaal; baggerwerk is hiervan een voorbeeld. Het doel van deze werkzaamheden kan zijn het maken of verdiepen van een stroomgeul, waarvan water kan worden afgetapt (irrigatie), of waarop water kan worden gebracht (drainage), waarop scheepvaart kan plaats vinden, of waar schepen ligplaats kunnen vinden. Het doel kan ook zijn het scheppen van accumulatie waarin vaste stof kan neerslaan (bezinkbassins). Een enkele maal betreft het niet de verwijdering van vaste stof maar het deponeren van vaste stof. Het doel kan dan zijn het tijdelijk teniet doen van ongewenste uitschuringen van de bodem (b.v. rond kunstwerken) of van de oever (b.v. afname badstrand).

In vele gevallen zullen deze tijdelijke maatregelen dus bestaan uit het wegnemen van bodemmateriaal op de ene plaats en het deponeren ervan op een andere plaats. De waterloop als geheel zal hierdoor nauwelijks beinvloed worden. Een uitzondering hierop vindt plaats, indien de gebaggerde hoeveelheden groot zijn t.o.v. de jaarlijkse zandafvoer van de rivier, dit baggerwerk jaarlijks herhaald wordt, en de gebaggerde specie niet op de rivier wordt teruggestort. In dat geval zal zich benedenstrooms van de plaats van baggeren op de duur een kleiner evenwichtsverhang van de rivier instellen (S/Q wordt kleiner); er zal daling van de bodem en de waterstanden optreden. Indien het zand echter wordt teruggestort en de waterloop zelf vaste stof - bijvoorbeeld zand - transporteert, zullen de kunstmatig teweeggebrachte zandverplaatsingen na kortere of langere tijd - afhankelijk van de zandtransportcapaciteit - door de rivier zelf weer teniet worden gedaan. Zo zullen baggerwerken, uitgevoerd na het hoogwater op de overgangsdrempels met het doel om de scheepvaart tijdens het komende laagwaterseizoen voldoende diepte te bieden, misschien stand houden tijdens het laagwaterseizoen; maar de grote zandtransporten tijdens het daaropvolgende hoogwaterseizoen zullen de aangebrachte verdieping snel weer doen opzanden tot herstel van het bodemevenwicht. Bij de economische berekening zal men dus deze werken in één jaar moeten afschrijven; in verschillende gevallen kan het daarom voordeliger zijn om permanente werken uit te voeren, die de gewenste bodemligging ook voor de komende jaren fixeren. In dat geval kunnen afschrijving en onderhoud soms goedkoper blijken te zijn. Ook in

deze omstandigheid zal men echter menigmaal de voorkeur geven aan tijdelijke maatregelen, bijvoorbeeld omdat men nog niet voldoende kennis heeft om tot permanente werken over te gaan, of omdat men de hierdoor veroorzaakte verbetering eens wil aanzien, of omdat men voor de investering niet voldoende kapitaal heeft.

Ook indien men overgaat tot tijdelijke maatregelen zal een voorstudie gemaakt moeten worden teneinde de oplossing zo goedkoop mogelijk te houden, en het onderhoud van deze oplossing gedurende het komende seizoen tot een minimum te beperken. Baggert men bijvoorbeeld een geul dan wordt de instandhouding ervan in sterke mate bepaald door de richting van het zandtransport t.o.v. de geulas, door de vorm van de mond, door de eventuele aanwezigheid van stroomgeleidend opgespoten zand aan weerszijde van de geul, enz. In enkele onderwerpen van specifieke waterbouwkunde wordt hierop verder ingegaan.

Een zeer belangrijke beslissing betreft de te kiezen methode van zandverplaatsing. In principe kunnen drie groepen van oplossingen worden onderscheiden, te weten:

a. het geheel mechanisch baggeren, vervoeren en storten van de vaste stof;
b. het kunstmatig veroorzaken van een groter zandtransport; waarna dit zand door de rivier zelf wordt getransporteerd en benedenstrooms van de baggerplaats kan neerslaan;
c. het veroorzaken van spiraalbeweging in het water waardoor het zand zijdelings uit de geul wordt weggestroomd.

Het ligt niet in de bedoeling om in dit college ver in te gaan op het mechanisch baggeren van bodemmateriaal, met zijn drie onderdelen baggeren, transporteren en deponeren. Dit onderwerp wordt in een college b.o. behandeld, terwijl bij onderwerpen van specifieke waterbouwkunde enige bijzondere baggerwerktuigen worden omschreven. In dit college zullen slechts enkele algemene opmerkingen worden gemaakt.

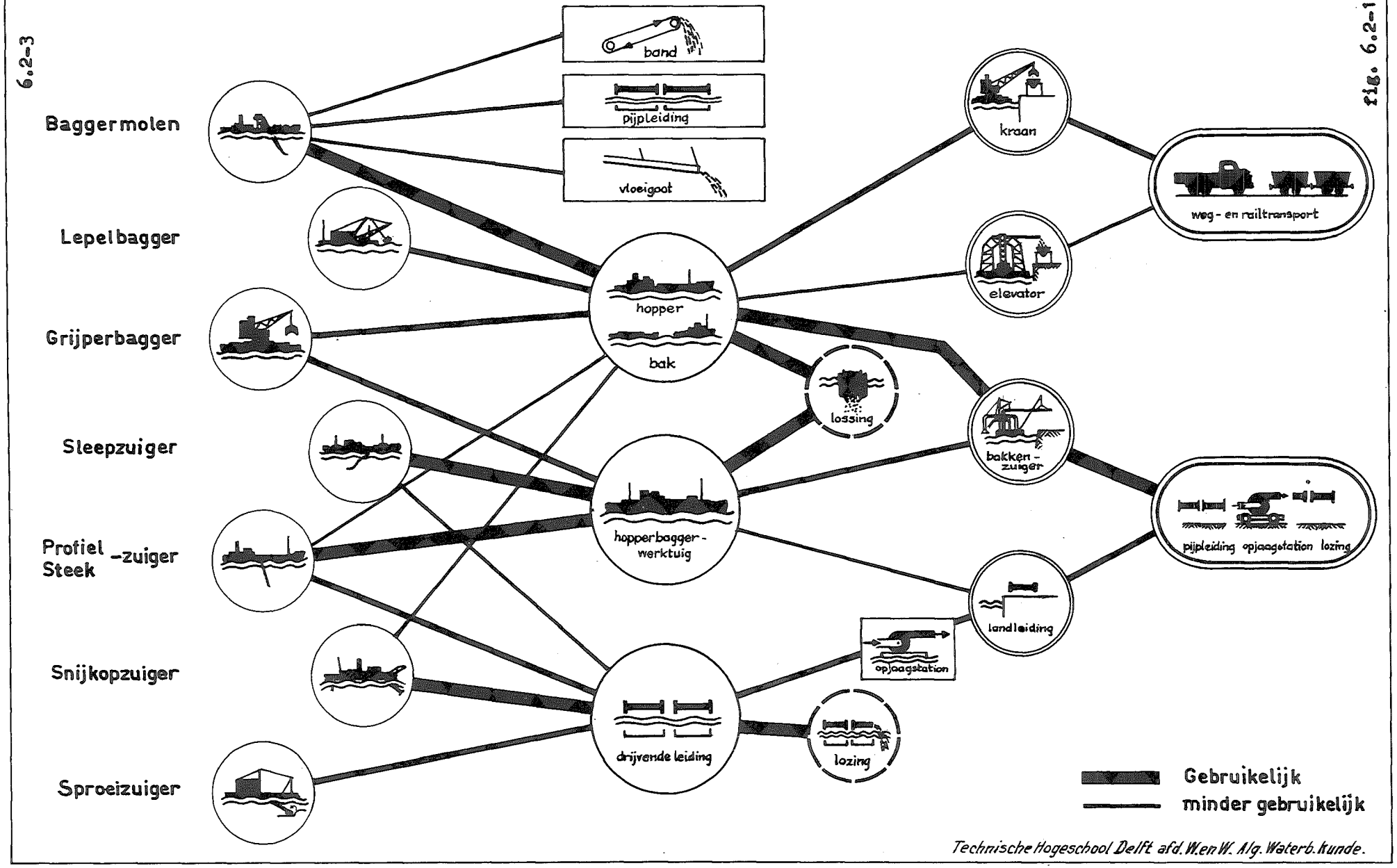
In fig. 6.2-1 is een overzicht gegeven van de verschillende mogelijkheden van baggeren, transporteren en deponeren; de meer of minder geschikte combinaties zijn door dikke of minder dikke lijnen aangegeven.

UITVOERING VAN BAGGERWERKEN

6.2-3

fig. 6.2-1

OPNAME	TRANSPORT	AFGIFTE	DOORVOER



Technische Hogeschool Delft afd. W. en W. Alg. Waterb. kunde.

De keuze van baggercombinatie (opname - transport - afgifte) is afhankelijk van een aantal bepalende factoren, waarvan de volgende genoemd kunnen worden:

1. doel van het baggeren, maken "put" (geul enz.), maken aanvulling of ophoging, verkoop specie; of combinatie;
2. grondsoort; homogeen of gelaagd, rots, grind, grof zand, fijn zand, verontreinigingen; dun slib, zachte of harde klei, klevend of niet, veen.
3. de "put"; - bereikbaarheid baggerput, vaarwaterdiepte, landvervoer,
   - diepte baggerput; vrijbaggeren, diepte;
   - vorm van de put, geulbreedte, moeilijk toegankelijke hoeken;
   - belendingen; kademuren, leidingen in de bodem, kabels;
   - eventueel op te ruimen obstakels; boomstammen, rots, scheepsafval;
   - afwerkingsnauwkeurigheid; bodem, taluds;
   - stroomsnelheid; bodemafvlakkend;
   - golfslag, deining; golflengte, hoogte, snel opkomende storm;
   - scheepvaarthinder;
   - te verwerken hoeveelheid; totaal, uurcapaciteit;
   - continue of discontinue bedrijf;
   - combinatie apparaat ook voor ander doel;
   - beschikbare electriciteit;
   - beschikbaar perswater;
4. de transportweg;
   - mogelijke wegen; bevaarbaarheid, stroom, golfslag, scheepvaart, waterweg, of waterweg en landweg;
   - totale afstand;
   - kruisingen pijpleiding; hoogte;
5. de stortplaats;
   - ligging van het stort; water, land;
   - vorm stortplaats, oprit, terrein;
   - gebruik stortplaats; snel te gebruiken of niet, te verwachten inklinking;
   - invloed meegebracht water; afwatering, zout.

De werktuigen voor opname van grond zijn te splitsen in bagger-werktuigen (opname grondmassa zonder bijvoeging van water) en zuigwerktuigen (opname door verdunning met water). De volgende karakteristiek kan worden gegeven:

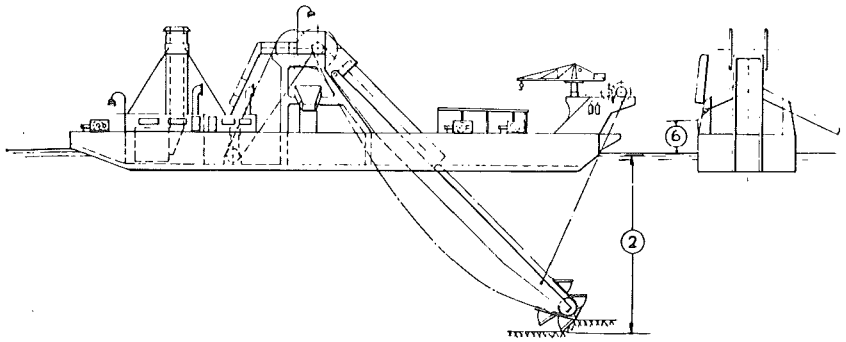


fig. 6.2-2

1. Emmerbaggermolen; welbekend in Nederland en West-Europa, zeldzaam in de rest van de wereld. Geschikt voor alle specie behalve fijn zand i.v.m. uitspoelen uit emmers. Gladde afwerking bodem. **Vrijwel nooit eigen laadruim.** Meestal transport met bak (onder- of oplosser voor dumpen, elevatorbak voor afgifte aan kraan, enz.). (fig. 6.2-2)

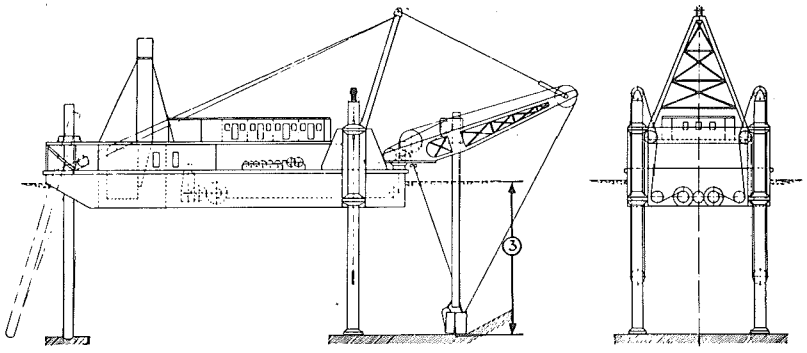


fig. 6.2-3

2. Lepelbagger; verouderd, duur Amerikaans werktuig; alleen nog gebruikt voor opname van grove stukken gesprongen rots. Voor ander werk te duur. (fig. 6.2-3)
3. Grijperbagger; vrijwel nooit economisch, ongelijkmatige bodemafwerking; geschikt voor kleine werkjes op moeilijk toegankelijke plaatsen; veel gebruikt bij golfslag op zeewaardig schip; dan met eigen laadruim (hopper). (fig. 6.2-4)

6. Snijkop- of cutterheadzuiger (fig. 6.2-7 en fig. 6.2-8); meest gebruikte werktuig behalve in West-Europa; verankering en beweging ongeveer zoals bij emmerbaggermolen; roterende snijkop voor de mond van de zuigbuis maakt ook samenhangende grond eerst los waarna deze opgezogen wordt; schaaft de bodem glad en is geschikt voor alle grondsoorten; vrijwel steeds in combinatie met drijvende pijpleiding.

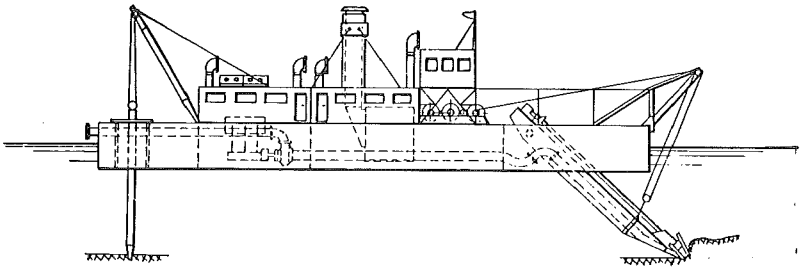


fig. 6.2-7

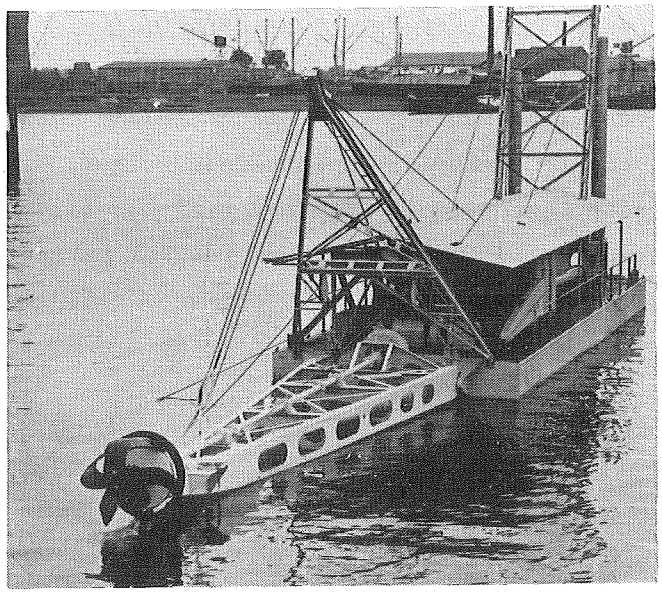


fig. 6.2-8

7. Sproeizuiger (dust-pan dredge); werkt als profielzuiger doch met zeer brede stofzuigermond (tot 10 m.); waterstralen maken de grond eerst los waarna deze opgezogen wordt. Gebruikt o.a. op Mississippi voor maken sleuven; specialistisch werktuig, niet geschikt voor andere doeleinden.

Bij het werken op beschut al dan niet stromend zoet of zout water heeft men de keuze tussen vier baggerwerktuigen. Van deze vier zijn er weer twee beperkt bruikbaar, namelijk de grijper en de profielzuiger, terwijl er tevens twee meer universeel bruikbaar zijn, namelijk de molen en de cutterzuiger.

Bij de keuze zal men allereerst kijken naar het doel van het baggerwerk. Dit doel kan zijn:

1. het maken van een put zonder benutting van de specie;
2. de winning van grond zonder benutting van de put;
3. het maken van een put met benutting van de grond.

Voor de grijper komt alleen het eerste doel in aanmerking. Er zijn wel grijpers welke gebruikt worden voor de winning van kostbaar zand in kleine hoeveelheid, maar dit komt voor normale werken niet voor. De grijper wordt speciaal gebruikt voor het maken van klein werk, het onderhouden van moeilijk bereikbare punten, of het voorzichtig weghalen van grond bij kabels, leidingen, enz.

De profielzuiger daarentegen wordt voornamelijk gebruikt voor de winning van grond, en dan alleen zand; het maken van een put is alleen mogelijk indien geen hoge eisen worden gesteld aan de afwerking van bodem en taluds. Kan of mag men de profielzuiger toepassen dan kan voor het transport gekozen worden tussen hopper, bak, of leiding. Bij zeewerken is het uiteraard de hopper; bij binnenwerk wordt bij uitzondering de hopper toegepast, aangezien de kosten hiervan hoger zijn. Men ziet deze toepassing vooral bij de kleine winzuigers die kostbaar industriezand zuigen in beperkte hoeveelheden.

In zeer vele gevallen zal de keuze moeten worden gedaan tussen de beide universele werktuigen, emmerbaggermolen en cutterheadzuiger. Nu zal de keuze in de eerste plaats worden bepaald door het land waar men is. Zo is het aantal in Nederland verkrijgbare cutterzuigers gering, terwijl in Amerika vrijwel geen molens aanwezig zijn. Beide werktuigen zijn ongeveer gelijkwaardig in kwaliteit; de keuze wordt dan ook vrijwel bepaald door de transportweg en het stort.

Bij de baggermolen hoort de bak, bij de cutterzuiger de drijvende leiding. Hier komt dus de vraag naar voren welke voor het betreffende werk aangewezen is.

Bij het baggeren of verruimen van geulen in rivieren zal de specie meestal in de nabijheid gestort kunnen worden in de rivier. Een korte pijpleiding is dan de aangewezen transportweg; de snijkopzuiger heeft daarom de voorkeur. Men zou, bij het baggeren van een geul, zelfs kunnen overwegen om de pijpleiding geheel weg te laten en het water-zandmengsel zijwaarts weg te spuiten; voorwaarde is dan dat het zand niet terug vloeit in de gebaggerde geul. Aangezien de persdruk meer dan 10 atmosfeer kan bedragen, moet het mogelijk zijn om het mengsel vele tientallen meters weg te spuiten. Voor grof zand is dit wel voldoende bij een geulbreedte van b.v. 50 m.; bij fijn zand met kleine bezinksnelheid kunnen echter dichtheidsstromen ontstaan waardoor een deel van het mengsel terug kan stromen in de geul.

Nog een stap verder en we komen tot de tweede groep van oplossingen, waarbij het bodemmateriaal wordt opgewoeld, maar de stroom verder voor het afvoeren van het materiaal moet zorgen. Deze oplossing vindt tegenwoordig veelvuldig toepassing bij het zogenaamde "agitation-dredging", waarbij

een baggerwerktuig (sleepzuiger,cutterheadzuiger) de grond opneemt, maar deze direct uit de persmond weer terug laat vloeien in het water. Deze oplossing is alleen mogelijk bij zeer fijn materiaal en relatief sterke stroom, bij havenmonden b.v. tijdens sterke naar buiten trekkende ebstroom.

Een groot bezwaar van deze oplossingen is de onzekerheid ten aanzien van de plaats van neerslaan van het materiaal. Het is niet uitgesloten, dat op deze wijze alleen een verplaatsing van de ondiepte wordt verkregen. Ditzelfde geldt ook voor andere "agitation" toepassingen, zoals het gebruik van een "onderwaterhark" welke over de bodem wordt gesleept, het gebruik van scheepsschroeven waardoor een scheepvaartgeul op diepte blijft. Een bijzondere toepassing is het zogenaamde "bandall-ing", wat in Zuid-Oost-Azië gebruikelijk is. Het principe van dit systeem is de concentratie van waterafvoer in de te verdiepen geul; hierdoor neemt de zandtransportcapaciteit toe en in enkele weken tijd kan de gewenste uitschuring worden verkregen. De concentratie van afvoer wordt bewerkstelligd door het plaatsen van schermen naast de geul waardoor de weerstand aldaar wordt verhoogd, en tevens het water geleid wordt naar de geul (fig. 6.2-9).

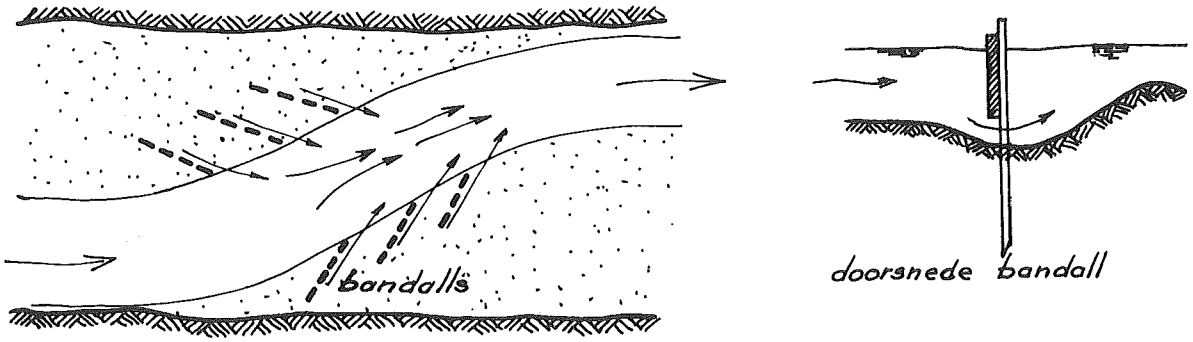


fig. 6.2-9

De bandalls bestaan uit bamboestaken met vlechtwerk ervoor. Bij het dalen van het water wordt het vlechtwerk naar beneden geschoven; het water stroomt er onderdoor en schuurt de bodem uit. Achter de bandall slaat het zand neer; er ontstaat een geultje en een drempel. Het water wordt door het geultje naar de hoofdgeul gevoerd waardoor de gewenste concentratie ontstaat. Deze oplossing is dus alleen mogelijk indien er naast de geul ondiepe zandbanken liggen waarover echter nog voldoende stroom trekt om concentratie te kunnen geven. Het water mag verder niet te snel vallen zodat voldoende tijd beschikbaar is om de gewenste uitschuring te bewerkstelligen. Deze oplossing is wel zeer

goedkoop, maar niet altijd mogelijk; bovendien is zij zeer arbeidsintensief. Bij een toekomstige betere loonstandaard zal deze oplossing dan ook verdwijnen.

Bij de derde groep van tijdelijke werken worden schermen geplaatst onder een hoek van b.v. 15 - 20° met de stroombanen. Deze oplossing lijkt uiterlijk iets op de bandall-methode, maar gaat uit van andere principes, n.l. van afbuiging van de stroom onder opwekking van spiraalbeweging. De oplossingen zijn ontwikkeld in Rusland; naar de uitvinder worden zij wel Potapov-schermen genoemd. Er bestaan twee typen, n.l. het drijvende oppervlakte scherm (scouring barge of surface panel) en het bodemscherm. Hangt men een scherm in het water waarbij de opening onder het scherm nog ongeveer een derde van de waterdiepte is, dan zal het oppervlaktewater door het scherm worden afgebogen, het bodemwater daarentegen zal bij het passeren van het scherm versnellen en dus naar het scherm toebuigen (fig. 6.2-10). Er is dus een begin van spiraalbeweging en door de traagheid zal deze spiraal nog enige tijd door blijven werken en dus nog enige honderden meters benedenstrooms bemerkbaar zijn.

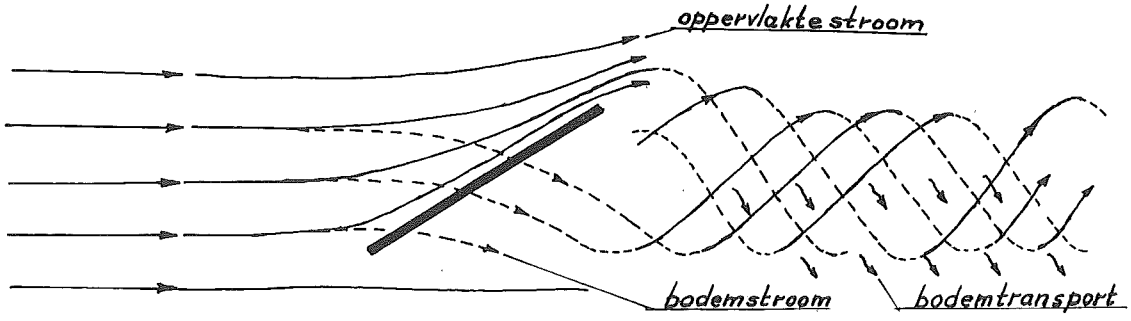


fig. 6.2-10

Door deze spiraalbeweging wordt het bodemtransport zijdelings weggeworpen; er ontstaat een verdieping. Dergelijke schermen worden wel toegepast bij het inlaten van water, waarbij dus zo min mogelijk vaste stof meegevoerd mag worden. Een groot succes zijn zij echter niet, ook al omdat de turbulentie versterkt wordt en de hoeveelheid quasi-zwevend transport dus toeneemt. Ook voor geulverdieping wordt deze oplossing wel toegepast waarbij een drijvend stelsel van deze schermen bovenstrooms van de te verdiepen geul wordt gelegd (fig. 6.2-11). Na een aantal dagen is dan de geul verdiept en kan het stelsel versleept worden naar een volgende ondiepte.

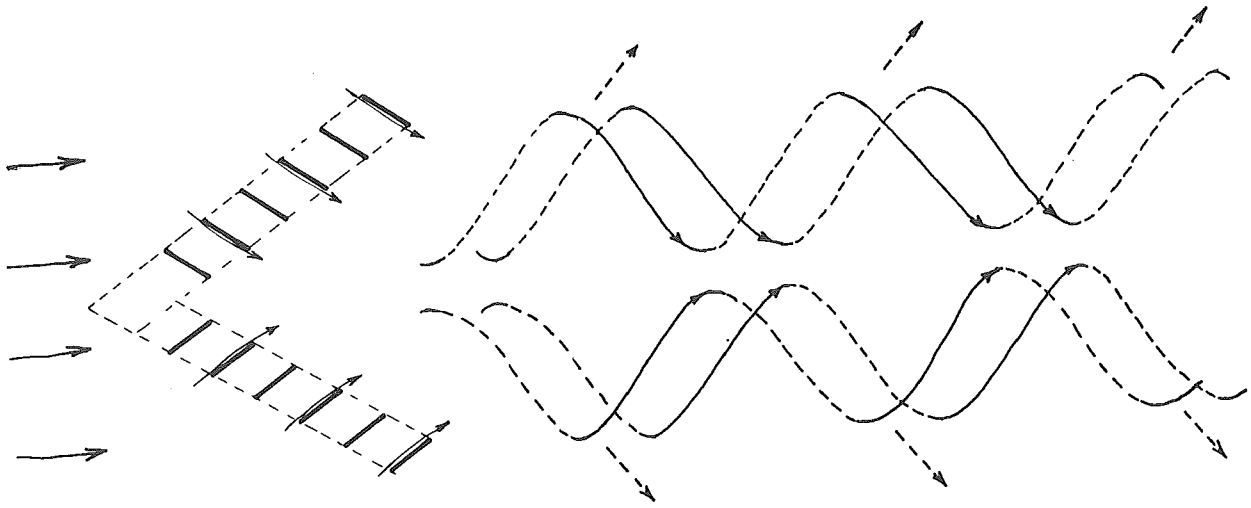


fig. 6.2-11

Bij het andere systeem, n.l. met bodemschermen, stroomt het water over het scherm, versnelt en buigt dus naar het scherm toe. Nu ontstaat op de bodem achter het scherm een spiraal welke het zand dus **zijdelings afvoert (fig. 6.2-12).**

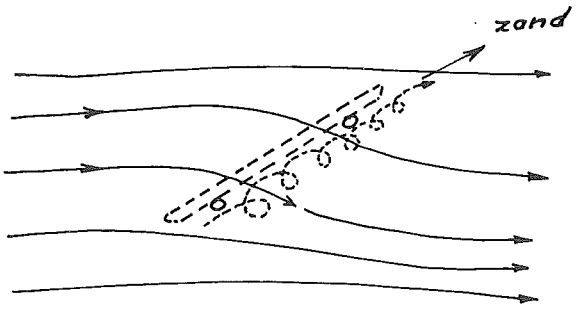


fig. 6.2-12

Benedenstrooms van de schermen ontstaat dus gebrek aan zandaanvoer; er treedt uitschuring en geulvorming op terwijl het zand zijwaarts wordt afgevoerd en daar eventueel een gewenste aanzanding kan geven (fig.6.2-13).

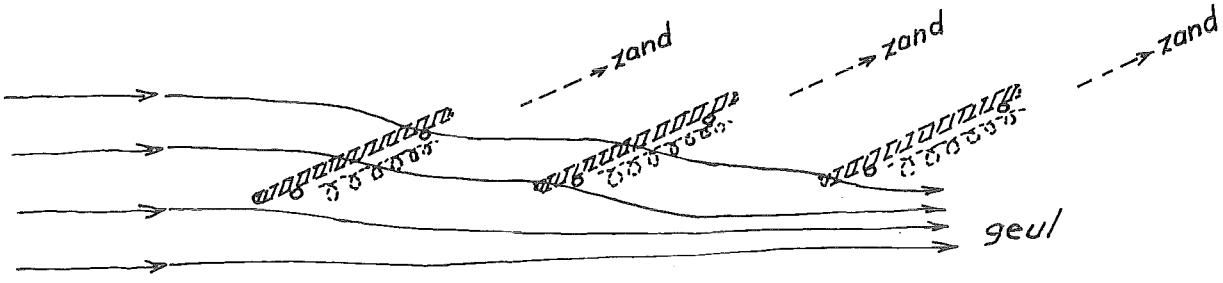


fig. 6.2-13

Vergeleken bij mechanisch baggeren bieden de hierboven beschreven methoden wel een aantal voordelen. Zij hebben echter het nadeel dat zij tijd kosten, arbeidsintensief zijn en geen garantie voor een goede oplossing bieden. Baggeren is daarom nog steeds de aangewezen oplossing indien men een tijdelijke oplossing wenst. Uiteraard biedt een permanente oplossing meer zekerheid, tenminste indien men de juiste oplossing weet te kiezen en de fondsen hiervoor beschikbaar zijn.

Par. 6.3. Regulering van het rivierbed.

Vele rivieren bezitten een bed, dat minder geschikt is voor de gewenste beheersing of benutting van het afstromende water. In verticale zin kunnen dit zijn onregelmatigheden in het verhang door de aanwezigheid van harde kleibanken, rotsen, stroomversnellingen of watervallen. In horizontale zin kunnen dit zijn scherpe bochten, ondiepten, te nauwe gedeelten van het hoogwaterbed, een sterk vertakt of verwilderd laagwaterbed, of de algemene beweeglijkheid van het laagwaterbed.

Onder regulering van het rivierbed wordt nu verstaan het geven van de gewenste regelmatige vorm aan het laagwaterbed of het hoogwaterbed, in verticale of horizontale zin, over korte of over lange afstand. Aangezien het een permanent werk is, betekent het ook het houden van de rivier in deze gewenste toestand, dus het stabilizeren van deze ligging.

Het doel van de regulering kan zijn het verbeteren van de hoogwaterafvoer bijvoorbeeld door kortsluitingen of door verruiming van het hoogwaterbed; het opruimen van obstakels waardoor het ontstaan van afdammingen door ijs, boomstronken, enz. wordt tegengegaan; het fixeren van de geul op een bepaalde plaats b.v. ten behoeve van een brug, een waterinlaat, een losplaats, enz.; het stabilizeren van een oever b.v. t.b.v. een bebouwing; of het stabilizeren van een geul over grote lengte b.v. t.b.v. de scheepvaart.

De regulering in verticale zin omvat het wegbaggeren, of springen en opruimen van het obstakel of van een deel ervan. Het betreft meestal een typisch scheepvaartbelang en kan daarom beter behandeld worden bij dat onderwerp van specifieke waterbouwkunde. Wel dient te worden opgemerkt, dat de consequenties van een dergelijke opruiming soms verstrekkend kunnen zijn. Het obstakel is namelijk te beschouwen als een vaste stuw, waardoor de laagwaterstand en ook het rivierbed bovenstrooms van het obstakel wordt opgestuwd (fig.6.3-1). Neemt men het obstakel volledig weg, dan zullen bovenstrooms sterkere verhangen optreden, met als gevolg een locale toename van de zandtransportcapaciteit en dus uitschuring. Het evenwicht wordt pas hereikt als de gehele rivier bovenstrooms is gezakt. Daarbij bestaat het gevaar dat de grondwaterspiegel daalt, dat rotsen bovenstrooms bloot komen, dat de fundering van bruggpijlers en beschoeiingen gevaar loopt, enz. Bovendien zal gedurende vele jaren sterke aanzanding optreden door zandneerslag direct benedenstrooms van de opruiming.

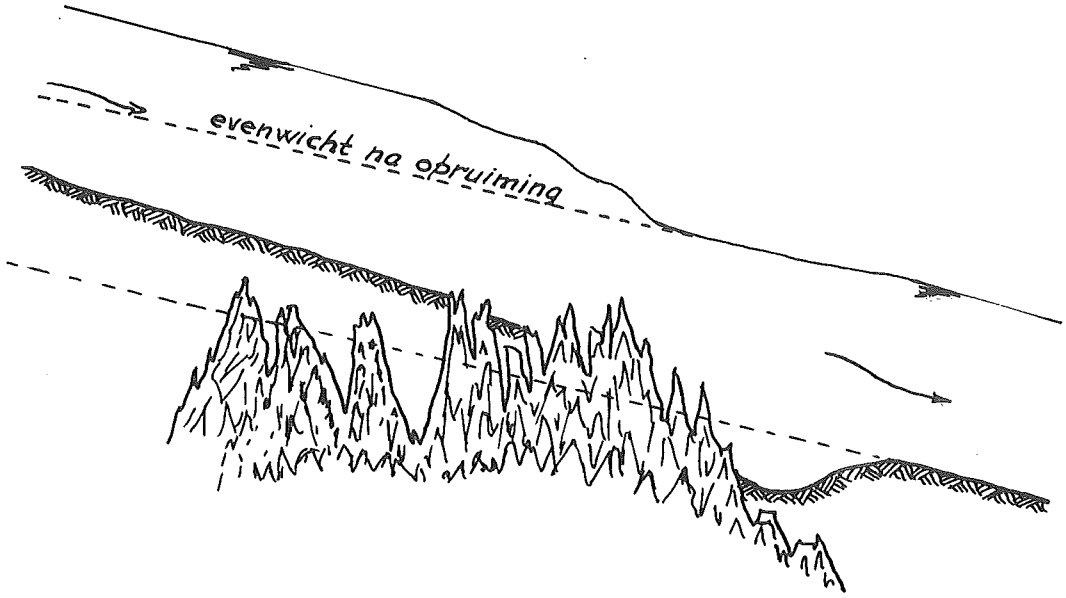


fig. 6.3-1

Bij de regulering in horizontale zin kan men onderscheid maken tussen de regulering van het laagwaterbed, het middenwaterbed en het hoogwaterbed. Meestal gaat het om de fixatie van de geulen, dus van het laagwaterbed. Bij scheepvaartwegen speelt ook de regulering van hogere waterstanden een rol; een enkele maal zal men ook de hoogwaterafvoer willen reguleren zodanig dat het stroomvoerend dwarsprofiel bij deze hoge standen vrijwel constant is ter vermijding van locale versnellingen en vertragingen, dus van sterke uitschuringen en aanzandingen tijdens hoogwater. In dit college gaat het in de eerste plaats om de laagwaterregulering.

Het principe van de bedregulering berust op het veranderen van de beweeglijke geul of het geulstelsel in één enkele, stabiele en flauw bochtende geul. In sommige gevallen staat men wel toe dat de geul op enkele plaatsen vertakt blijft in enkele geulen, maar dan moet de afvoerverdeling stabiel zijn, zodat men niet het risico loopt, dat de tak welke voor een of ander doel benut moet worden op een gegeven dag volledig aangezand is en de andere tak al het water neemt. Stabilizatie van de vertakking is dus nodig. Normaal **streeft men echter naar één enkele geul.**

Het is uiteraard mogelijk om het totale bed (het middenwaterbed) van een rivier zodanig te stabilizeren, dat de hoge oever van het hoogwaterbed gefixeerd wordt; verdediging van deze oever is hiervoor voldoende. Hiermee heeft men echter nog niet de geul gestabilizeerd; deze kan zich binnen dit bed nog verleggen en het doel zal niet worden bereikt (fig. 6.3-2).

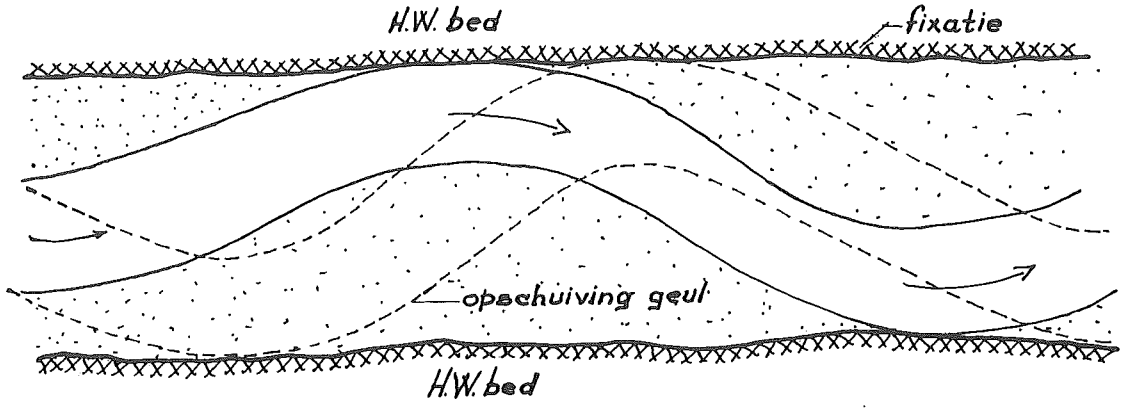


fig. 6.3-2

Men kan ook het bed versmallen b.v. door het uitbrengen van kribben; er ontstaat dan wel een diepere doorgaande laagwatergeul waarin de zandbanken zo diep liggen, dat b.v. de scheepvaart er meestal wel overheen kan varen, maar deze banken schuiven jaarlijks nog op en van een feitelijke stabilizatie van het bed is nog geen [illegible] (fig. 6.3-3).

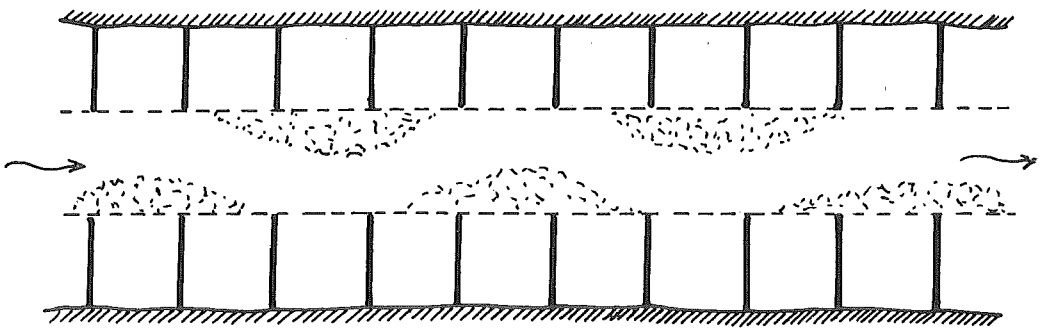


fig. 6.3-3

Bovendien worden bij deze oplossing de kosten zeer hoog; beide begrenzingen van de laagwatergeul moeten verdedigd worden, voor elke kribkop kan periodiek een verdieping of een verondieping optreden, zodat elke kribkop een zware verdediging behoeft.

Het principe van de regulering van het bed is anders en dit principe is het duidelijkste uiteen te zetten aan de hand van het begrip oplegdruk, of het begrip knik. Denken we ons een rechte en holle rubberbuis, bijvoorbeeld een recht stuk fietsband. Indien deze op tafel ligt en aan beide zijden gedrukt wordt, zal er knik optreden. We weten niet naar welke

zijde de buis zal uitknikken; willen we dit voorkomen dan zullen we de buis aan beide zijden moeten ondersteunen, hetzij met een doorgaande oplegging, hetzij met puntopleggingen (fig. 6.3-4).

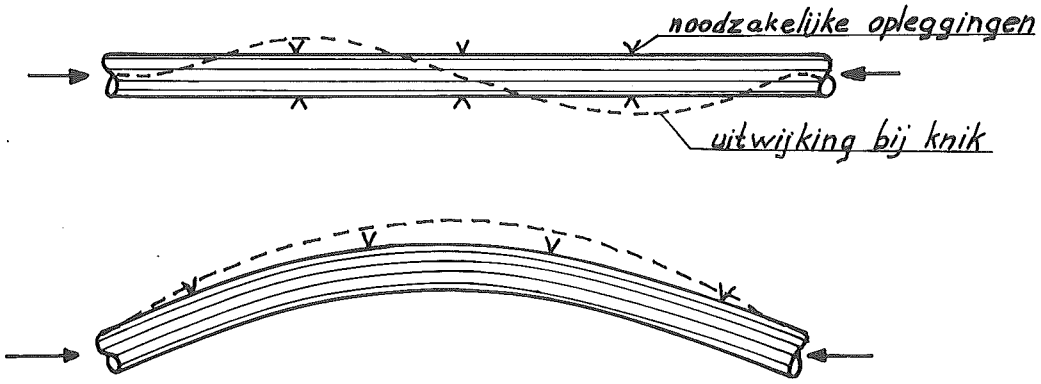


fig. 6.3-4

Nemen we echter een gebogen buis, dan zal deze bij druk steeds dezelfde richting uitbuigen; oplegging aan één zijde is voldoende ter verkrijging van de vereiste stabiliteit.

Bij een rivierbocht die voldoende gekromd is, treedt nu precies hetzelfde verschijnsel op. Door de spiraalstroom vindt erosie plaats in de buitenbocht. Geven we hier een oplegging in de vorm van een gesloten oeververdediging of met puntopleggingen, kribben geheten, dan wordt "oplegdruk" uitgeoefend en de bocht blijft stabiel. De "oplegdruk" geeft zelfs een zekere vervorming aan de buis, de kleinere verdieping voor de oeververdediging of de plaatselijk grotere verdieping voor de kribkoppen. De vraag is nu maar welke kromming er tenminste moet zijn om stabiliteit te geven. Is de straal van de bocht namelijk te groot dan zal de spiraal zwak zijn en zal een toevallige storing (b.v. een zandbank) voldoende spiraalbeweging in de andere richting kunnen geven om een knik in de andere richting te veroorzaken. Een voorbeeld hiervan levert de regulering van de Rijn tussen Basel en Staatsburg in de vorige eeuw (fig. 6.3-5). De stralen van de bogen werden hierbij veel te groot gekozen; het gevolg was een tekort aan oplegdruk, zodat de geul plaatselijk losliet van de oeververdediging.

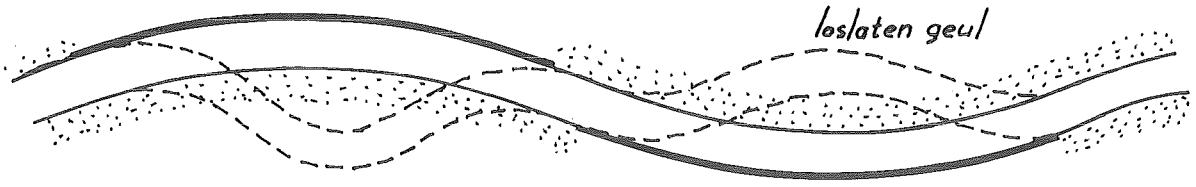


fig. 6.3-5

De enige oplossing met behoud van de bestaande oeververdedigingen was om ook de andere oever vast te leggen. Dit bed ligt dus nu wel vast maar in het bed bewegen zich nog banken, zodat de kennis van loodsen nodig is om dit traject bij laagwater te bevaren (fig. 6.3-6).

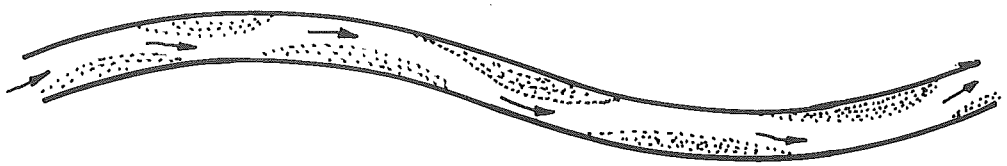


fig. 6.3-6.

Een punt van belang is dus de te kiezen straal van de bocht; is deze te groot dan laat de geul los, is deze te klein dan moet men meer reguleringswerken maken terwijl het bodemdwarsverhang en dus de diepte voor de werken toeneemt. Verder neemt het aantal bochtovergangen toe en ondervindt de scheepvaart bezwaren. De beste oplossing is om het betrokken riviervak te bekijken; hierin zullen vele bochten voorkomen, goede en slechte. Hierin kan men een indicatie vinden voor de te kiezen straal waarbij aangenomen mag worden, dat bij een gefixeerde oever de straal nog wel wat groter mag zijn aangezien de geul aan de verdediging blijft "kleven" (de storende invloed van het werk geeft al een verdieping door turbulentie en waterconcentratie). In vele gevallen zal men waarden voor de straal vinden welke omstreeks 4 à 6 maal de laagwaterbreedte van de geul bedragen. Gaat men geulen samenvoegen dan vergroot men dus de capaciteit van de geul; volgens de ervaring mag dan de straal vergroot worden evenredig met de wortel uit Q.

De minimumlengte van de bocht is een ander punt. De maximumlengte is onbeperkt, er zijn meanderende rivieren met bochten van bijna 360°. Maar deze lengten zijn zeer onvoordelig; men wil ze liefst zo kort mogelijk houden. Ook hier moet de betrokken rivier zelf het antwoord geven; de indruk bestaat dat een hoek van 30° zeer klein, doch één van 45° zeker verantwoord is. Is de bocht te klein dan bestaat weer het gevaar van loslaten.

De gereguleerde rivier vormt dus een aaneenschakeling van bochten in afwisselende richting, gescheiden door overgangsgedeelten. Er bestaan diverse hypothesen over het verloop van de stralen, zelfs met wiskundige formules, maar enige wiskundige of theoretische grondslag schuilt er niet achter. Als overgangsstuk kan men b.v. een recht vak nemen ter lengte van ongeveer de rivierbreedte; neemt men de overgang te lang dan zal de rivier hier willen

uitbochten; laat men de overgang geheel weg dan is dit wat abrupt en zal de overgangsdrempel vrij hoog liggen. Een dergelijke overgangsdrempel tussen de beide diepe buitenbochten is er uiteraard altijd; voor de scheepvaart is het zaak om deze zo diep mogelijk te houden (fig. 6.3-7).

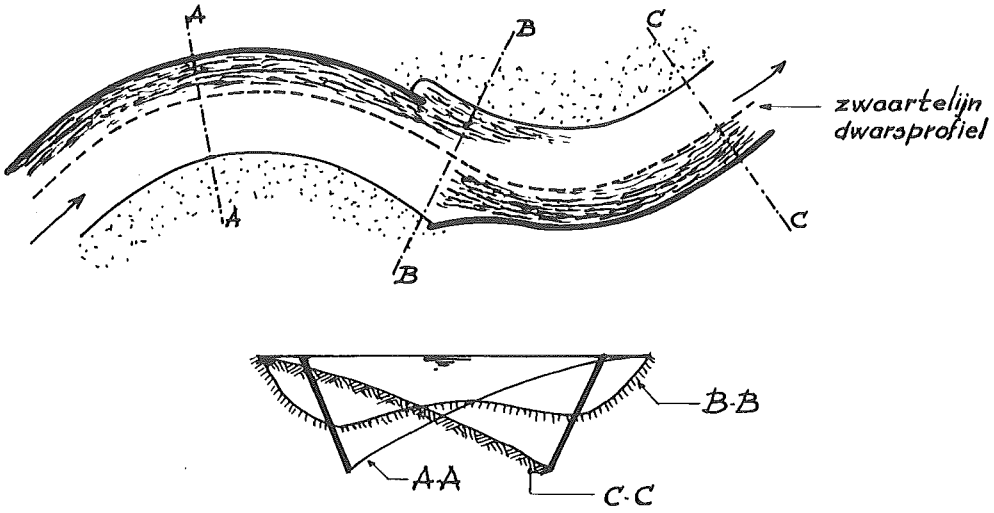


fig. 6.3-7

Indien de overgang tussen twee bochten te ondiep wordt voor de scheepvaart tijdens laagwater kan men een overlapping toepassen van de opleggingen op linker- en rechteroever, terwijl men de geulbreedte aldaar kleiner maakt. De rivier kan dus niet meer vrijelijk zijn eigen breedte instellen. Nog een stap verder, en men vernauwt het geulprofiel over de volle lengte door ook in de binnenbochten oeververdedigingen uit te brengen.

Bij het ontwerpen van een bedregulering zal men er steeds naar streven om opeenvolgende bochten in tegengestelde richting te kiezen; twee bochten in dezelfde richting, gescheiden door een flauw gebogen of recht vak geven een ondiepte en soms geulsplitsing (fig. 6.3-8).

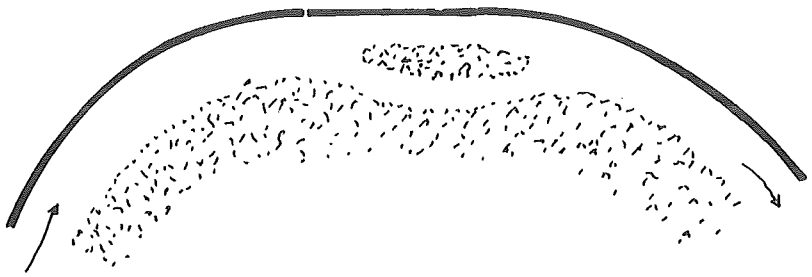


fig. 6.3-8

Dit verschijnsel doet zich vooral voor indien gedurende een lange

laagwaterperiode de rivier de neiging vertoont om een kleinere straal aan te nemen i.v.m. de kleinere Q.

Tenslotte zal men er altijd naar streven om het reguleringsontwerp zoveel mogelijk aan te passen aan de aanwezige ligging der geulen, dit ter verkleining van de ingreep en ter vermindering van kunstmatige of natuurlijke zandverplaatsingen. Ook zal men gebruik willen maken van eventueel aanwezige harde oevers die niet verdedigd hoeven te worden doordat zij niet of nauwelijks eroderen.

Ook al kan men bij de regulering een bestaande geul volgen en de oever fixeren dan zullen er toch altijd kleine correcties nodig zijn. De gekozen normaallijn (geulbegrenzing) zal plaatselijk in het hoogwaterbed liggen waardoor afschaving van dit bed nodig is (hetzij direct door baggeren en daarna oeverfixatie, hetzij door de natuur en dan later pas fixatie); of opvulling kan nodig zijn waar de bestaande oever terugwijkt. In dit laatste geval kan men natuurlijk een aanvulling plus verdediging toepassen; in vele gevallen zal het echter voordeliger zijn om dan een puntoplegging toe te passen in de vorm van kribben, of een strekdam met aansluiting aan de oever om achterloopsheid te voorkomen. In de volgende paragraaf wordt hierop nader ingegaan.

In vele gevallen zal bij regulering van het bed een sterkere ingreep nodig zijn. Een voorbeeld is de sterk uitgemeanderde enkelvoudige geul welke verbeterd wordt door een kortsluiting te graven door het hoogwaterbed (fig. 6.3-9.). Een dergelijke kortsluiting kan gewenst zijn in verband met de verbetering van de hoogwaterafvoer of ten behoeve van de scheepvaart. Men kan hierbij het werk gedeeltelijk de natuur laten verrichten of de kortsluiting volledig baggeren. In het eerste geval maakt men de gebaggerde geul zo klein mogelijk; de stroomsnelheid moet echter zo groot zijn dat er zandtransport optreedt. In dat geval zal i.v.m. de kortere weg snel uitschuring optreden terwijl de oude geul langzaam verzandt. Het bezwaar hiertegen is, dat de scheepvaart gedurende de eerste periode nog niet door de nieuwe geul kan varen terwijl de oude geul verslechtert. Een verder bezwaar is dat het uitgeschuurde materiaal voorlopig tot neerslag komt benedenstrooms van de bochtafsnijding en daar hinder kan opleveren. Vaak zal men daarom de tweede oplossing kiezen waarbij de bochtafsnijding geheel wordt gebaggerd op een enkele dam na. Nadat in de

bochtafsnijding de oeververdedigingen zijn aangebracht, wordt de dam doorgestoken; vaak wordt dan de oude geul gesloten, opdat de nieuwe geul snel de volle afmeting kan verkrijgen.

Hierboven werd vermeld, dat oeververdedigingen werden aangelegd in de nieuwe geul. Dit hangt echter af van het al of niet opnieuw uitmeanderen van de bochtafsnijding. Zo zijn op de Mississippi, ten behoeve van de hoogwaterafvoer, vele bochtafsnijdingen uitgevoerd, waarbij geen verdediging van de oever werd toegepast. Het gevolg is geweest dat vele van deze kortsluitingen opnieuw zijn gaan meanderen waardoor het beoogde effect gedeeltelijk weer teniet werd gedaan. Aan de andere kant had dit het gunstige gevolg, dat ook de grote bodem- en laagwaterdaling, welke funeste gevolgen dreigde te geven voor de landbouw, voor brugpijlers, kademuren, enz. gedeeltelijk teniet werd gedaan. Door inkorting ontstaat namelijk bodemdaling bovenstrooms van de afsnijding, zoals in fig. 6.3-9 is aangegeven (zie blz. 6.3- 9).

In deze figuur is in a aangegeven het lengteprofiel en de inkorting waardoor het punt A verschuift naar A'. Direct na de doorsteek zal een verhang optreden zoals getekend in b indien de gebaggerde bodem tussen A' en B verloopt zoals aangegeven met de dik gestippelde lijn. Deze verhanglijn kan berekend worden uitgaande van de bestaande waterspiegel in B (benedenstrooms van B verandert er niets). We krijgen dan een positieve stuwkromme tot A', gevolgd door een negatieve stuwkromme boven A'. Hierbij bestaat geen evenwicht in het zandtransport. De grootte hiervan is grafisch weergegeven in figuur c. Uiteindelijk zal pas weer evenwicht optreden als de verhanglijnen weer recht zijn en dezelfde helling hebben als vroeger (dus met eenzelfde waarde van S). Bodem en waterstand zullen dus dalen (figuur d) en wel met een waarde gelijk aan het lengteverschil tussen AB en A'B vermenigvuldigd met het verhang. In een tussentoestand zal echter eerst aanzanding optreden beneden B, welke op de lange duur echter weer opgeruimd wordt.

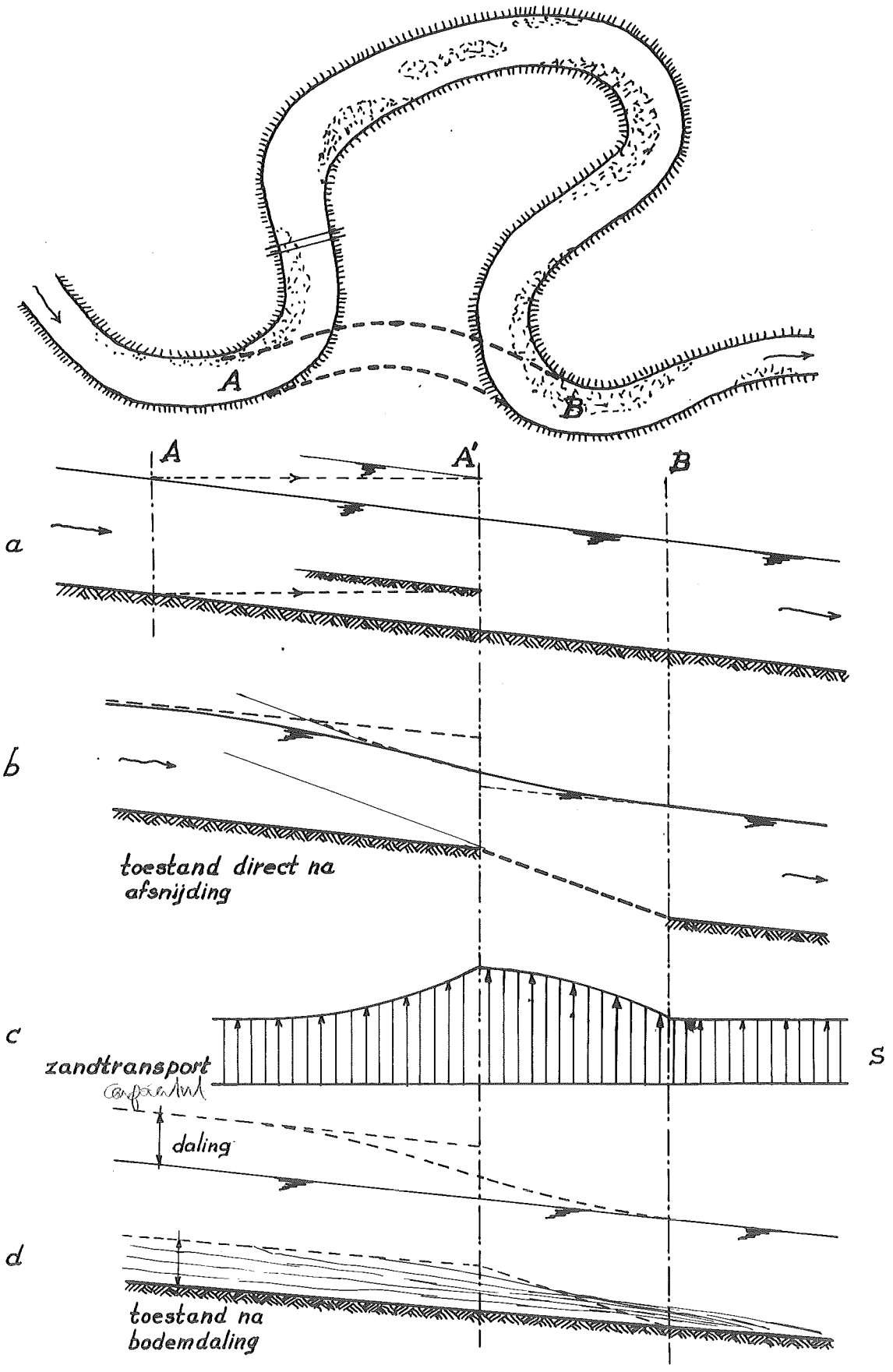

A
B
A
A'
B
a
b
toestand direct na
afsnijding
c
zandtransport
daling
S
d
toestand na
bodemdaling

fig. 6.3-9.

In het bovengenoemde geval is afsluiting van de oude geul geen moeilijk vraagstuk; het verval tussen A' en B en dus tussen het water boven en beneden de afsluitdam, is niet groot, en door het grote verschil in lengte zal de oude geul ook uit zichzelf wel dichtzanden. Anders wordt dit indien we een rivier met gesplitste geulen hebben. Afsluiting van één van de geulen kan nodig zijn omdat bij gesplitste geulen de capaciteit van elk der geulen kleiner is dan die van de ongesplitste geul; de vaardiepte is dus ook kleiner (fig. 6.3-10).

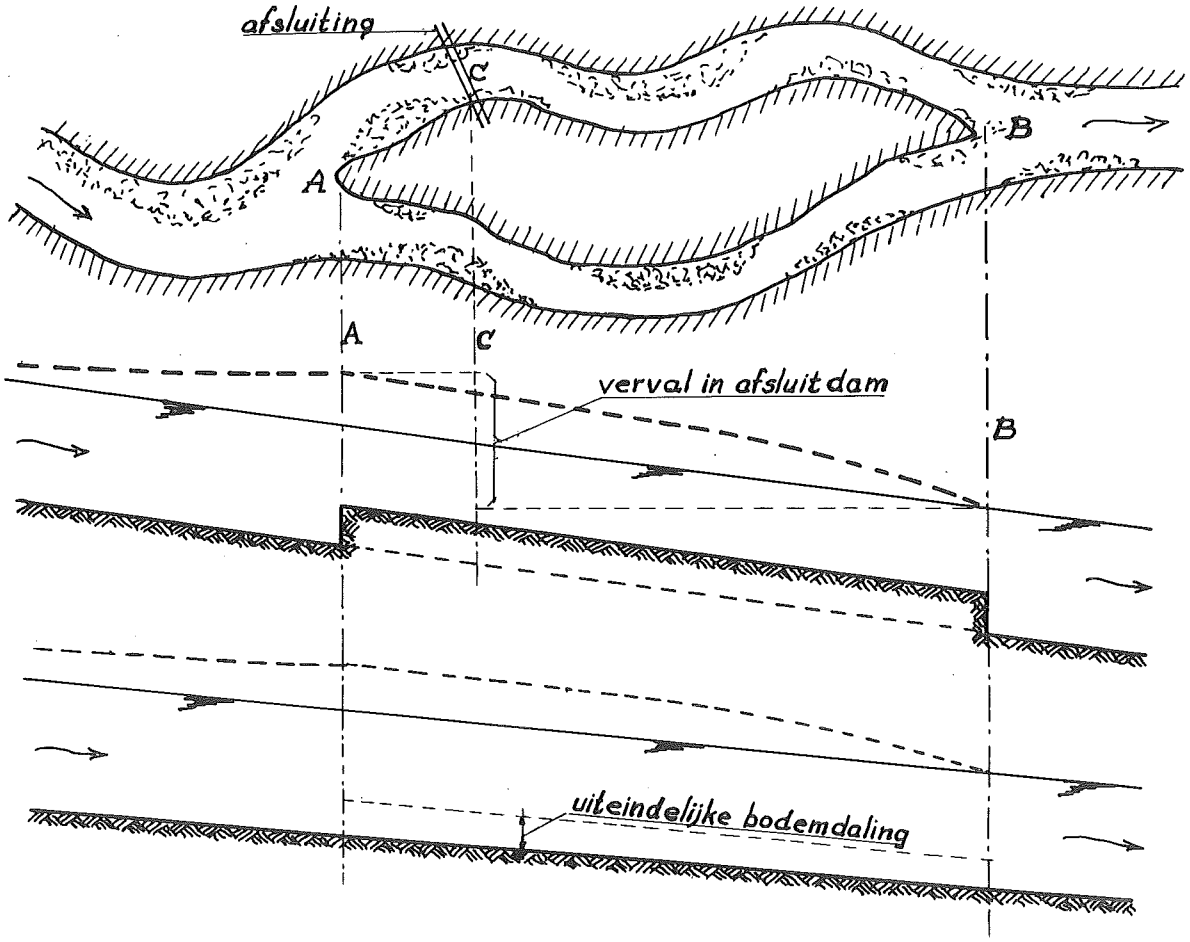


fig. 6.3-10

Sluiten we nu één geul af dan wordt de afvoer door de andere geul vergroot. Bovenstrooms van B zal dus het verhang I moeten toenemen als Q toeneemt (de waterstand in B blijft onveranderd omdat beneden B niets wordt gewijzigd). Verder naar boven wordt dus de diepte groter, I neemt geleidelijk af tot de nieuwe evenwichtsdiepte is bereikt (I_{bodem} evenwijdig aan $I_{waterspiegel}$), behorende bij de grotere Q. In A krijgen we dus een opgestuwde waterspiegel ten opzichte van het riviervak boven A; dit geeft bovenstrooms een positieve stuwkromme. Ook hier is geen zandevenwicht; het vak A-B zal uitschuren tot dezelfde dwarsprofielcapaciteit is verkregen als in de ongesplitste rivier. In de tussentijd zal weer uitgeschuurd zand neerslaan beneden B.

We zien dat in de afgesloten tak de waterspiegel horizontaal moet zijn (er is geen afvoer) en dat dus het verschil in waterstand boven en beneden de afsluitdam gelijk moet zijn aan het verval A-B, d.w.z. het vergrote verval A-B. Door dit grote verval is bij bovenrivieren de sluitingstechniek moeilijker dan bij getijstromen waar tijdens de kentering van het getij in het geheel geen stroom staat in het sluitgat. In dit geval kunnen we dus bijvoorbeeld geen gebruik maken van caissons die alleen in stroomloze toestand aan de grond kunnen worden gezet. Het sluiten met behulp van zandspuiten is alleen mogelijk indien het spuiten met een dergelijke capaciteit kan geschieden dat meer zand in het laatste sluitgat kan worden gebracht dan de stroom wegvoert. Nu is deze stroomsnelheid bij benadering gelijk aan $\sqrt{2gz}$, waarin z het verval tussen A en B is. Is dit verval groter dan ongeveer een halve meter dan is deze oplossing vrijwel ondoenlijk. We kunnen dan het laatste sluitgat, na het van tevoren bezonken te hebben (ter voorkoming van verticale ontgronding tijdens het naar elkaar toe spuiten van de afsluitdam) afstorten met zware steen en geleidelijk afdichten. Een andere oplossing is het tegelijk aanbrengen van twee sluitdammen, dus het verdelen van het verval. Tenslotte kan men ook een zeer geleidelijke sluiting krijgen door de zandverdeling over de twee takken zodanig te beïnvloeden, dat de af te sluiten tak veel meer zand krijgt(door baggeren, zandleidende schermen, enz.). Dit heeft het voordeel, dat de nieuwe toestand zich geleidelijk instelt (b.v. in enige jaren), en dat ongewenste aanzandingen beneden B vermeden worden.

Een geleidelijk instellen van de gewenste toestand is trouwens altijd te prefereren. Zeer sterk spreekt dit bij omvormen van een samengesteld bed tot een enkelvoudige geul. Bij een dergelijke regulering dient steeds zeer veel zand te worden verplaatst, omdat de nieuwe geul slechts ten dele overeenstemt met een van de aanwezige geulen en deze laatste bovendien veel kleiner in capa-

citeit is omdat er meer geulen zijn. Zou men de regulering in één laagwaterseizoen tot stand brengen (op zichzelf reeds een onmogelijk karwei), dan zou men toch de nieuwe geul niet in eens op volle capaciteit willen baggeren, hetgeen zeer duur zou zijn omdat men de natuur niet het opruimwerk zou laten verrichten. De uitgebouwde kribben, leidammen, enz. zouden dus een extra weerstand geven met het risico dat bij het eerstkomend hoogwater deze werken vernield zouden worden. De aanvankelijke mislukking van de regulering van een deel van de Weichsel is hiervan een voorbeeld.

In fig. 6.3-11 is een voorbeeld gegeven van een dergelijke regulering over een korte lengte.

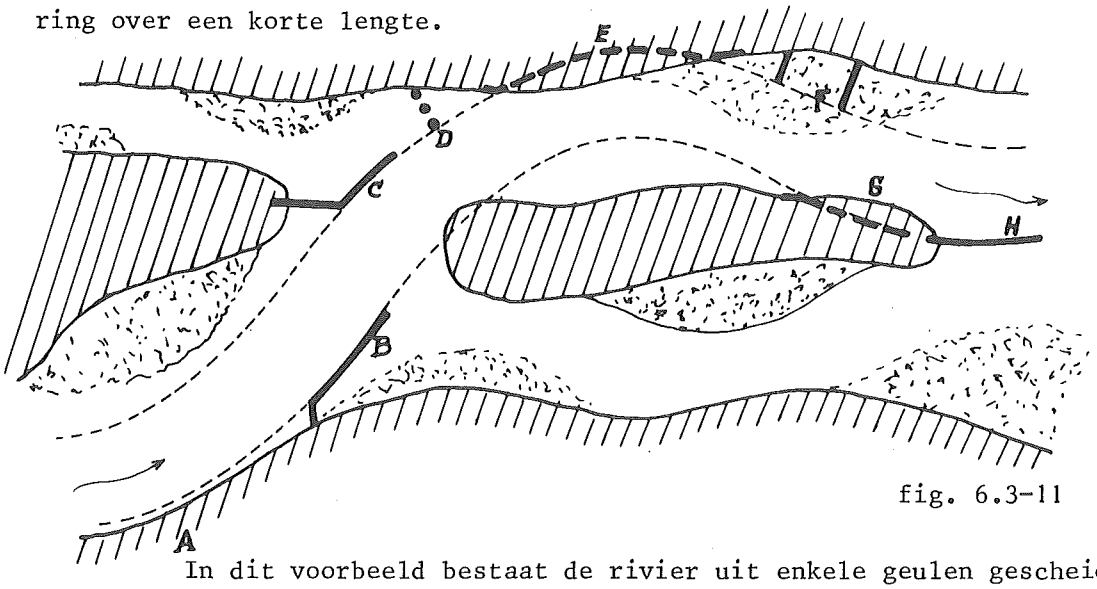


fig. 6.3-11

In dit voorbeeld bestaat de rivier uit enkele geulen gescheiden door eilanden en zandbanken; de rechteroever biedt weerstand tegen uitschuring (A). Wil men de rivier geleidelijk in één geul krijgen, dan kan men bijvoorbeeld beginnen met strekdam B uit te bouwen. De kruin hiervan mag niet te hoog liggen en de lengte mag niet zodanig zijn, dat de oude geul geheel gesloten wordt, omdat bij hoogwater de af te snijden geul water moet afvoeren i.v.m. de vereiste capaciteit en zand moet ontvangen voor aanzanding. Door de extra weerstand zal deze geul in enkele jaren aanzanden terwijl de andere geul dan uitgeschuurd is. De uitschuringen bij E en G kan de rivier zelf bewerken mits men de werken bij C, D en F heeft uitgevoerd, en tijdig tot fixatie van E en G overgaat. Bij een dergelijk ontwerp zal men er uiteraard rekening mee moeten houden, dat er een tijdsverloop zit tussen ontwerp en uitvoering; intussen zal de rivier zich gewijzigd hebben.

De regulering van een samengesteld bed is dus een gecompliceerd probleem; gerekend dient te worden op teleurstellingen en extra kosten door herziening van de plannen gedurende de uitvoering en door vernieling van werken. Moeilijker is wellicht nog het vraagstuk van de bovenbeëindiging van een regulering of, wat op hetzelfde neerkomt, de regulering van een kort riviervak of van een enkel punt, zoals bijvoorbeeld de fixatie van de rivier ten behoeve van een overbrugging. Een goed voorbeeld van deze moeilijkheden levert de fixatie van de rivier de Ganges in O. Pakistan ten behoeve van de bouw van Hardinge bridge (fig. 6.3- 12.)

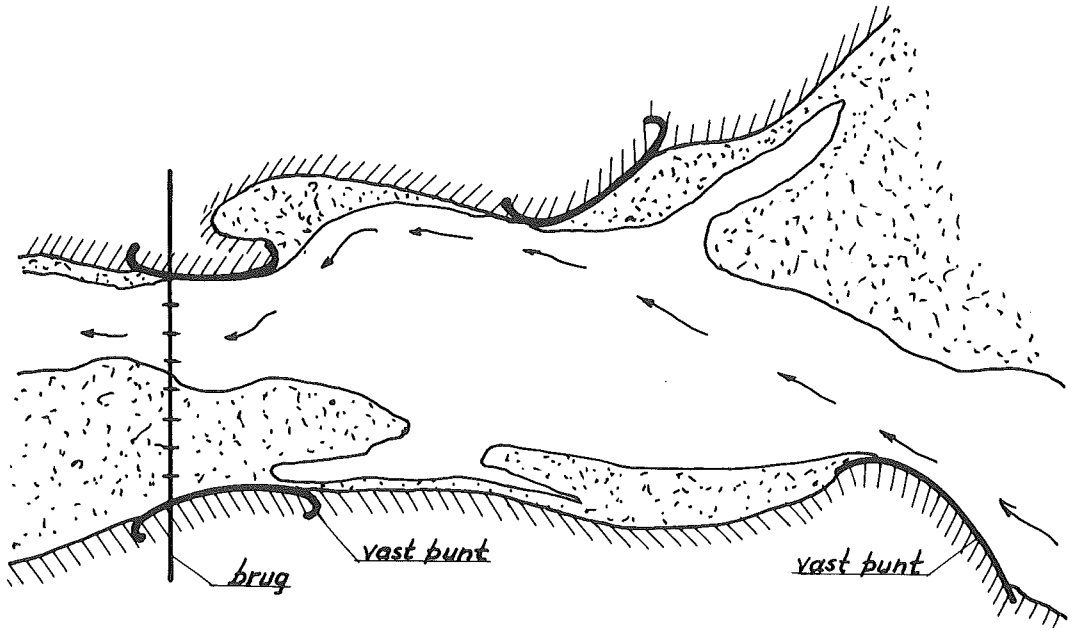


fig. 6.3- 12.

Bij deze fixatie heeft men indertijd alleen de directe omgeving van de brug vastgelegd. Bovenstrooms bleef de rivier kronkelen, zodat de aanstroming naar de brugopening zich telkens wijzigde en zich niet alleen zeer ongunstige scherpe bochten ontwikkelden, maar bovendien de oeververdediging en de bruggpijlers zwaar werden aangevallen door de grote verdiepingen. De uiteindelijke kosten zijn dan ook zeer hoog geweest, en nog is de toestand niet zonder gevaar.

Indien mogelijk zal men de regulering laten aansluiten aan een aanwezige natuurlijke fixatie, zoals een harde klei- of rotsoever. Is deze niet aanwezig dan moet de regulering zodanig zijn, dat bij omlegging van de rivier bovenstrooms toch een soepele aansluiting verkregen wordt. We krijgen dus een soort fuik waarvan de bovenstroomse breedte gelijk kan worden aan de totale breedte van de meanderbelt. Uiteraard behoeft deze niet direct in

zijn geheel te worden aangelegd, maar wel moet men de toestand in het oog houden om tijdig tot uitbreiding te kunnen overgaan. In fig. 6.3-13 is het principe van een dergelijke oplossing aangegeven.

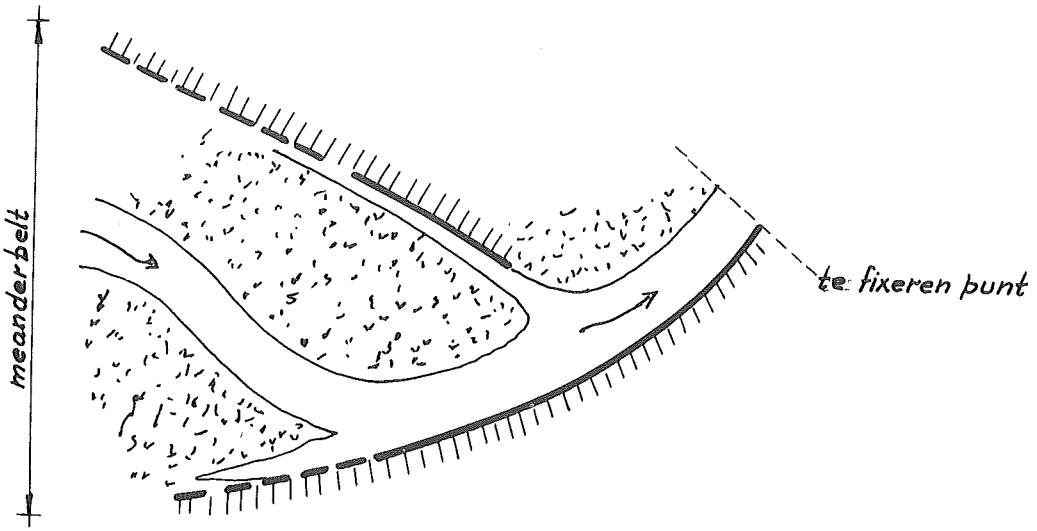
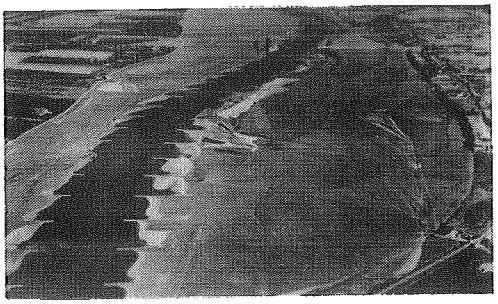


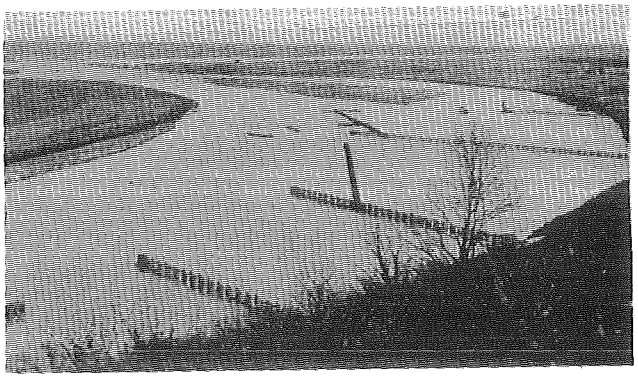
fig. 6.3-13.



Genormaliseerd
laagwaterbed

Bochtafsnijdingen
gekanaliseerde Maas
(foto K.L.M. Aerocarto n.v.)





Regulering m.b.v. paalwerken

6.4 Oever- en bodemverdediging.

Voor deze paragraaf wordt verwezen naar het diktaat " Regulation Structures".

Par. 6.4. Oever- en bodemverdedigingen.

6.4.1. Inleiding.

Van de oever- en bodemverdedigingen zal in het volgende alleen de stroomgeleidende funktie, zoals o.a. voorkomt bij reguleringswerken in het laagwaterbed, worden behandeld.
Onder stroomgeleidingswerken worden niet alleen begrepen de doorlopende oeververdedigingen en strekdammen en de puntopleggingen, zoals kribben en bolwerken, zoals die bij de regulering van rivieren behandeld werden. Hieronder vallen ook de geulafsluitingen, scheidingsdammen tussen geulen, overlaten en bodembekledingen die in rivieren toepassing vinden. Een uitzondering wordt gemaakt voor de bodem- en oeververdedigingen rond kunstwerken zoals stuwen. De hieraan te stellen eisen zijn vaak zwaarder dan die voor stroomgeleidingswerken, dit mede in verband met de optredende grondwatervraagstukken en de afwijkende turbulentie. Hierop zal nader worden ingegaan bij de behandeling van de stuwen en andere kunstwerken.
Van de stroomgeleidingswerken zal in het volgende eerst het een en ander worden opgemerkt betreffende type, vorm, onderlinge afstand, peilen en afmetingen.
Vervolgens wordt behandeld de constructieve opbouw, zowel van het grondlichaam als van de beschermende afdekconstructie, waarbij ook nog enige uitvoeringsvraagstukken aan de orde komen.

6.4.2. Type, vorm en onderlinge afstand.

In principe bestaan stroomgeleidingswerken uit z.g. dichte constructies opgebouwd uit een grondlichaam al of niet afgedekt met een verdediging.
Voor kribben, strekdammen en afsluitdammen wordt echter een enkele keer gebruik gemaakt van waterdoorlatende constructies. Een bekend voorbeeld hiervan zijn kribben opgebouwd uit houten paalwerken (zie fig. 6.4-1).
Deze open constructies absorberen een gedeelte van de energie van het erdoor stromende water, waardoor plaatselijk de stroomsnelheid en als gevolg daarvan weer de sedimenttransportcapaciteit afneemt, zodat sedimentatie in de kribvakken gaat optreden.
Op deze manier kan een aan erosie onderhevig talud worden gestabiliseerd en een overbodige rivierarm worden afgesloten.
Op het eerste gezicht lijkt deze waterdoorlatende constructie erg veel voordelen

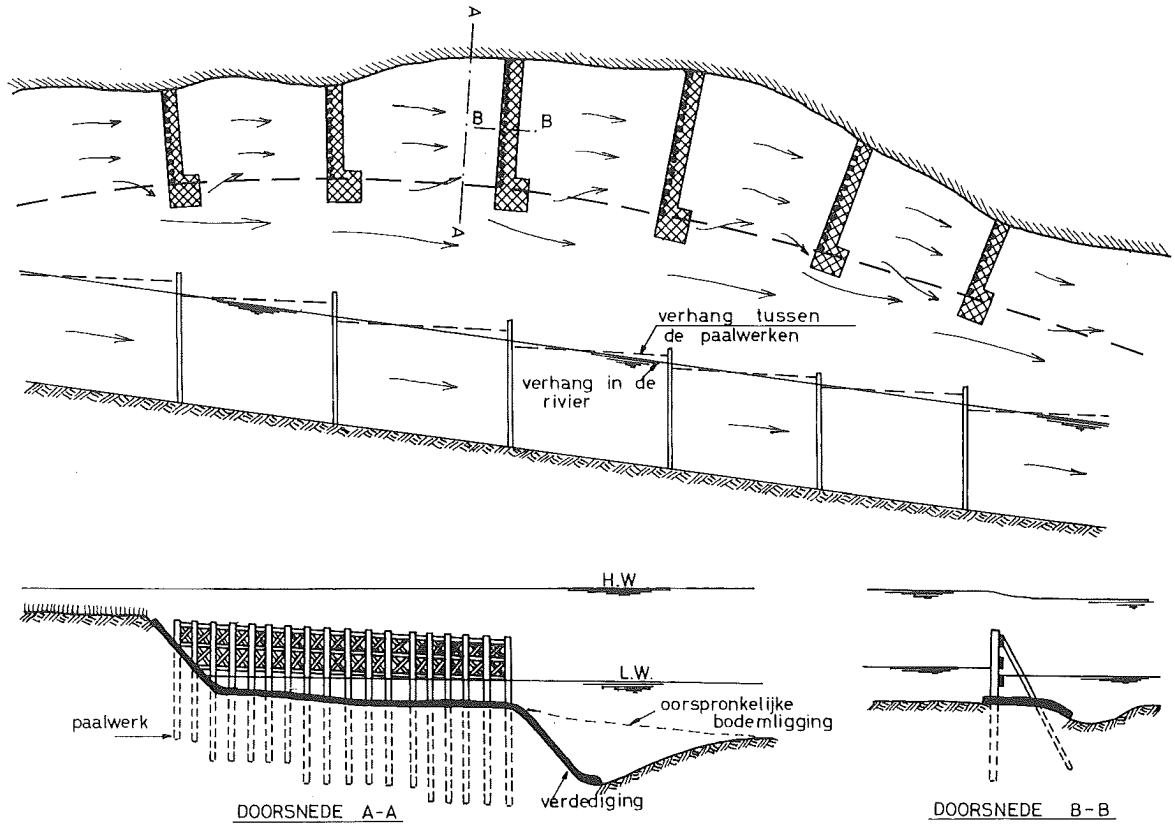


fig. 6.4.-1 Toepassing van "open" kribben.

te bieden. De stromingscondities worden niet zo abrupt veranderd als bij dichte constructies, zodat sedimentatie en erosie slechts lokaal en langzaam verlopen. Juist door de simpelheid van de constructie zijn er in de praktijk echter belangrijke nadelen aan verbonden.

Men kan hier enigszins aan tegemoetkomen door bodemverdedigingen aan te brengen daar waar ontoelaatbare erosie plaatsvindt. Zo zal men veelal niet alleen t.p.v. de kribkop zelf een bodemverdediging moeten aanbrengen tegen de daar optredende stroomversnellingen, maar men is meestal ook genoodzaakt om tussen en zelfs benedenstrooms van de paalwerken een bodemverdediging te maken vanwege de daar aanwezige sterk turbulente stroming. Vooral bij rivieren waarbij men te maken heeft met drijvende bomen of andere vegetatie en met ijsgang, waardoor grote vernielingen aan de constructie kunnen worden aangericht, kunnen de kosten voor het onderhoud vaak sterk oplopen. Vandaar dat men veelal dichte constructies toepast, die dan meestal op een dusdanige hoogte worden aangebracht, dat ze bij hoge rivierwaterstanden worden overstroomd.

Zoals bij de principes van regulering vermeld werd, kunnen bij het vastleggen van laagwatergeulen doorgaande of puntopleggingen worden toegepast. Een tussen-

oplossing vindt een enkele keer toepassing in de puntoplegging met breed afgerond voorfront, het bolwerk. Deze wordt wel toegepast als geïsoleerde oplegging op plaatsen waar de stroomaanval variabel van richting kan zijn, of waar de onderlinge afstand der opleggingen zeer groot is en dus grote verdiepingen voor een puntoplegging zouden optreden.

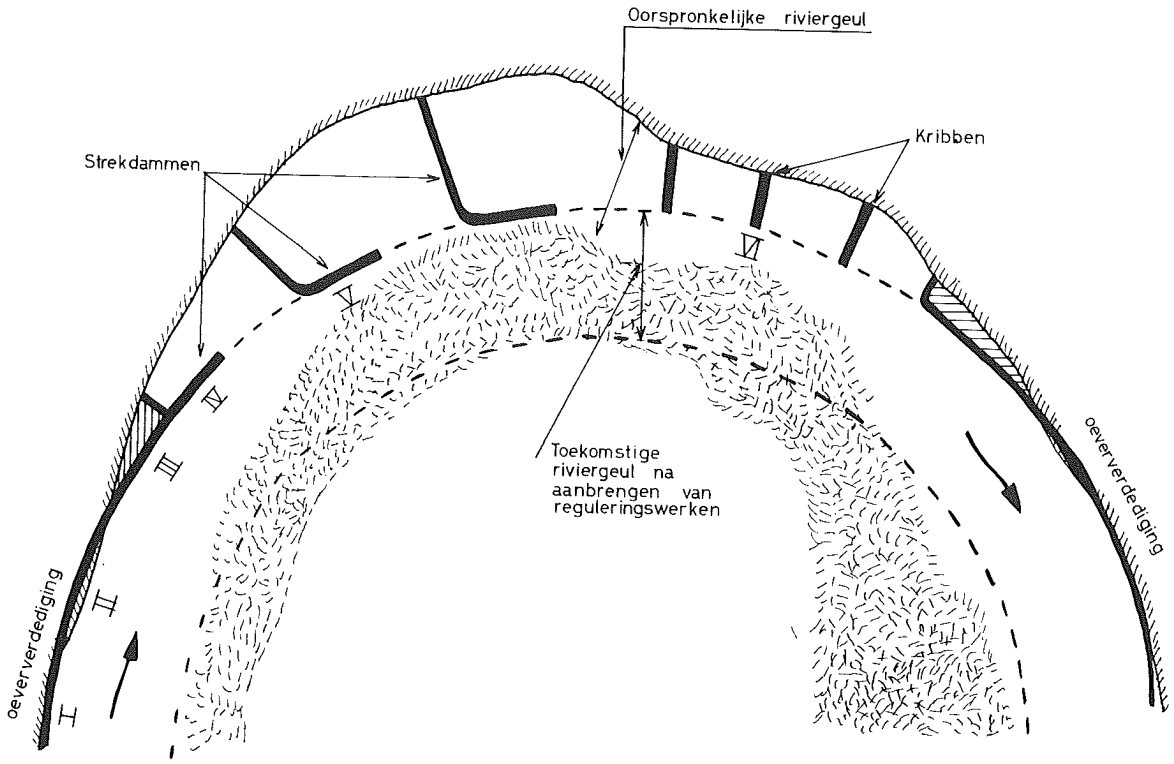


fig. 6.4.-2 Type opleggingen.

De keuze tussen de verschillende typen is een kostenaangelegenheid en hangt af van de situatie. In figuur 6.4.-2 is dit toegelicht aan de hand van een eenvoudig voorbeeld van een oevercorrectie. Hier is de onregelmatige oever gereguleerd tot een stroombegrenzing van regelmatig gebogen vorm. De gekozen grenslijn strookt in sectie I voor een deel met de bestaande oever; een doorlopende oeververdediging is dan de eenvoudigste, veiligste en goedkoopste oplossing.
In fig. 6.4.-3 is een voorbeeld van een dergelijke oeververdediging gegeven. Benedenstrooms hiervan in sectie II ligt de grenslijn in het hoogwaterbed. Men heeft hier de keuze tussen direct afschaven met behulp van baggerwerk en daarna verdedigen, of de natuur dit schaafwerk laten doen en later afdekken. Het laatste kan goedkoper zijn maar is dit niet indien de samenstelling van de grondlagen zodanig is, dat grote glijdvlakken en afschuivingen kunnen ontstaan. Bene-

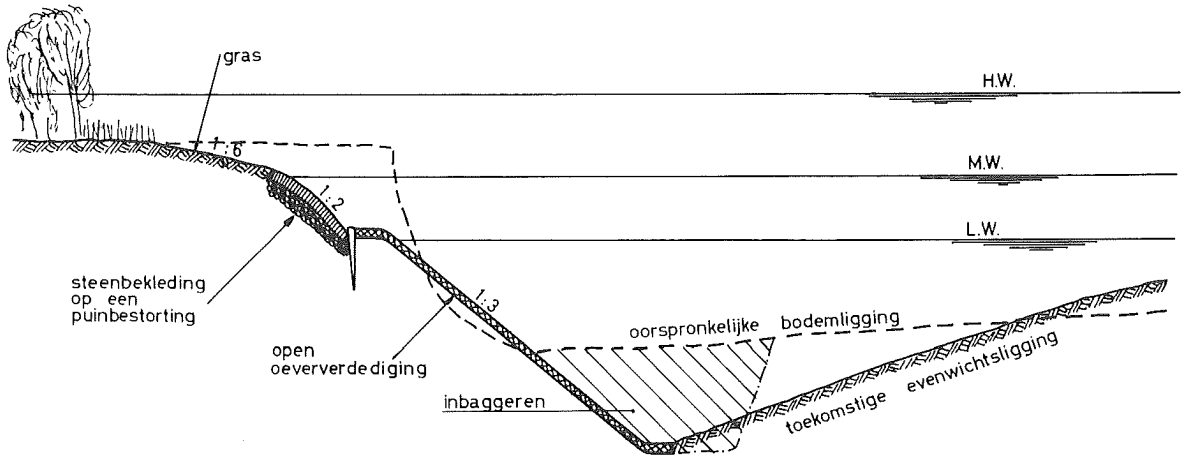


fig. 6.4.-3 Doorsnede over een oeververdediging.

denstrooms van deze afschaving in sectie III is een verdedigde grondaanvulling gedacht waarbij het aanvullen met grond goedkoper kan zijn dan het maken van een verdedigd binnentalud van de strekdam. Wordt de aanvulling met grond groot, dan is een strekdam goedkoper zoals in sectie IV is aangegeven.
Een dwarsdoorsnede van zo'n strekdam is gegeven in fig. 6.4.-4, waarbij na uitschuring de verdediging in tweede en derde fase wordt aangebracht.

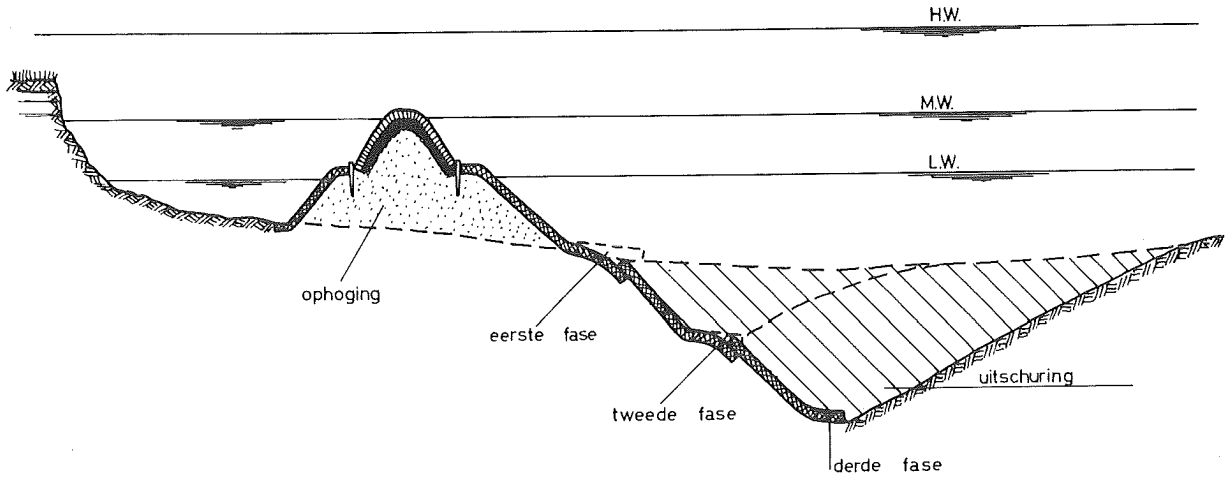


fig. 6.4.-4 Doorsnede over een strekdam.

Een dergelijke strekdam zonder landverbinding kan niet te lang worden, anders zouden bij hoge waterstanden de stroomsnelheden achter de strekdam zo groot worden, dat ontgronding kan optreden. Dan heeft men de keuze tussen strekdammen -

met landverbinding ter verhindering van achterloopsheid (sectie V) - en kribben (sectie VI). Is de afstand tussen normaallijn en oever groot, dan zal men het aantal verbindingen met de oever tot een minimum beperken. Is de afstand klein, dan zijn puntopleggingen (kribben) voordeliger. Een voorbeeld van een kribconstructie is gegeven in fig. 6.4.-5.

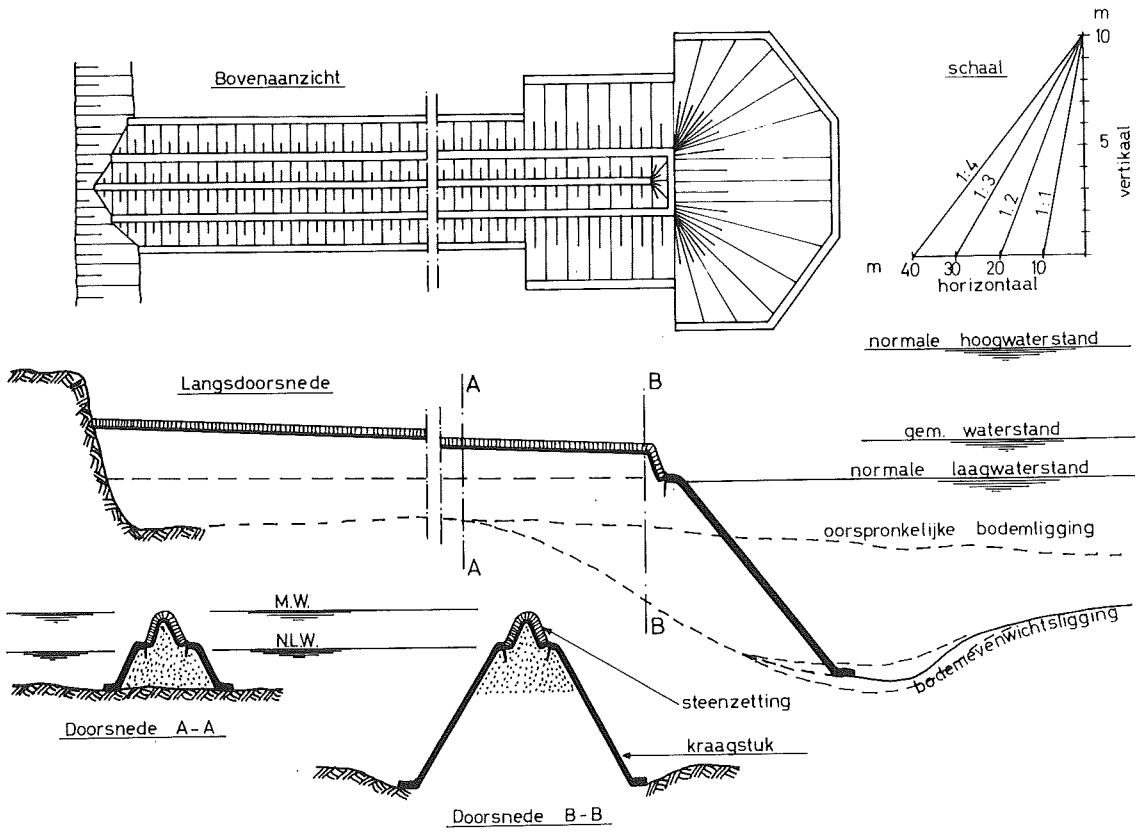


fig. 6.4.-5 Bovenaanzicht en langs- en dwarsdoorsnede over een krib.

Wordt de afstand tot de oever heel klein, dan functioneert de krib niet goed meer, en kan zich in het kribvlak geen enkelvoudige elliptische neer ontwikkelen die stroomgeleiding geeft. Een grondaanvulling met oeververdediging is dan beter. Hiermee in verband staat het vraagstuk van de onderlinge afstand van de oplegpunten, dus van de kribkoppen en in relatie daarmee de verhouding van lengte en breedte der kribvakken. Eerder werd vermeld dat de puntopleggingen de volle "oplegdruk" moeten leveren om de geul vast te houden. Dit is niet geheel juist. In de kribvakken worden door de hoofdstroom neren aangedreven die zich min of meer als kogellagers gedragen (fig. 6.4.-6) en een soort "elastische" ondersteuning geven.

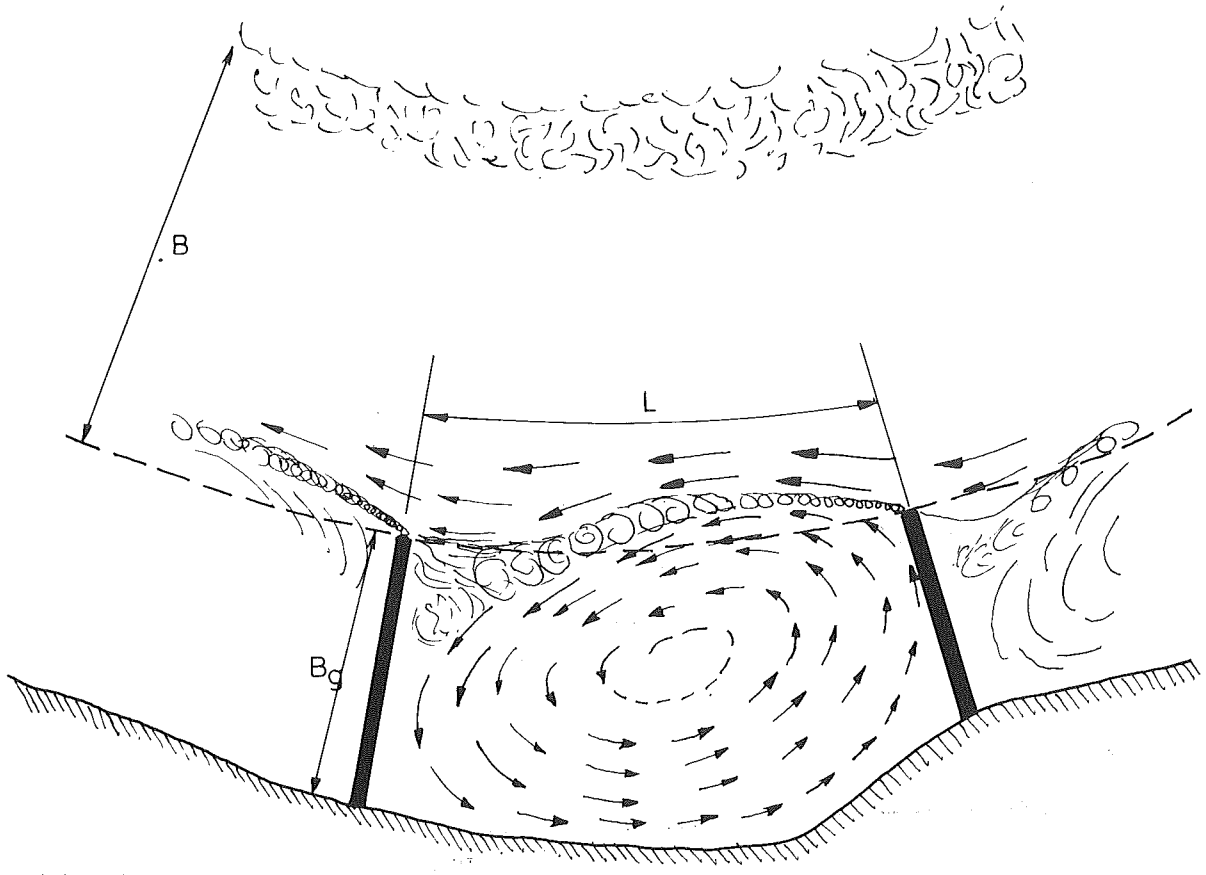


fig. 6.4.-6 Waterbeweging in een neer tussen twee kribben.

Het vraagstuk van de onderlinge afstand tussen kribben in een riviersectie is nog niet goed opgelost. De hiervoor benodigde theoretische achtergrondkennis ontbreekt nog voor een groot gedeelte. Wel weten wij, dat de wervels, welke tussen de neren in de kribvakken en de hoofdstroom in de rivier ontstaan, een belangrijke rol spelen bij het geleiden van de hoofdstroom.
Er is gebleken dat een enkele ellipsvormige neer een zo gunstig mogelijke ondersteuning voor de hoofdstroom betekent. Dit geldt dan voor een ellipsvorm waarvan de verhouding tussen de lengteas van de ellips (in de richting van de hoofdstroom) en de ellipsas er loodrecht op kleiner dan 2 is.
Hieruit volgt dat de toepassing van relatief korte kribben niet erg aantrekkelijk is, omdat dit een groot aantal kribben vergt. $\left(\frac{L}{Bg} \leq 2\right)$
Een andere faktor van belang bij de neeraandrijving is de daarvoor benodigde energie.
Het beschikbare verschil in energiehoogte tussen twee opeenvolgende kribben is gelijk aan $\Delta H = i.L. = \frac{V^2.}{C^2 h} . L.$

Wil er nog sprake zijn van terugstroming in de neer, dan mag dit verschil in ieder geval niet groter worden dan de energiehoogte $\frac{V^2}{2g}$ in de hoofdstroom van de rivier. Hieruit volgt de betrekking $L = \alpha . \frac{C^2 h}{2g}$, waarin $\alpha \leq 1$ moet zijn.

Uit laboratoriumproeven is gebleken dat $\alpha = 0{,}5$ of iets groter.
Nemen wij als voorbeeld een C-waarde van 45 $m^{1/2}/s$, dan wordt de maximale kriblengte $L = \pm 50$ h.
In het algemeen wordt de onderlinge afstand tussen twee kribben echter gegeven in relatie tot de rivierbreedte [6.4.-4], [6.4.-5], [6.4.-8].
Een maximum lengte L van 1 à 2x de rivierbreedte wordt daarbij aangehouden; in smalle rivieren 0,5 à 1x de samengetrokken breedte B.
Dit laatste is duidelijk een vereiste als het gaat om de scheepvaart en niet zo zeer om de neren op zich. Dit is in fig. 6.4.-7 weergegeven.

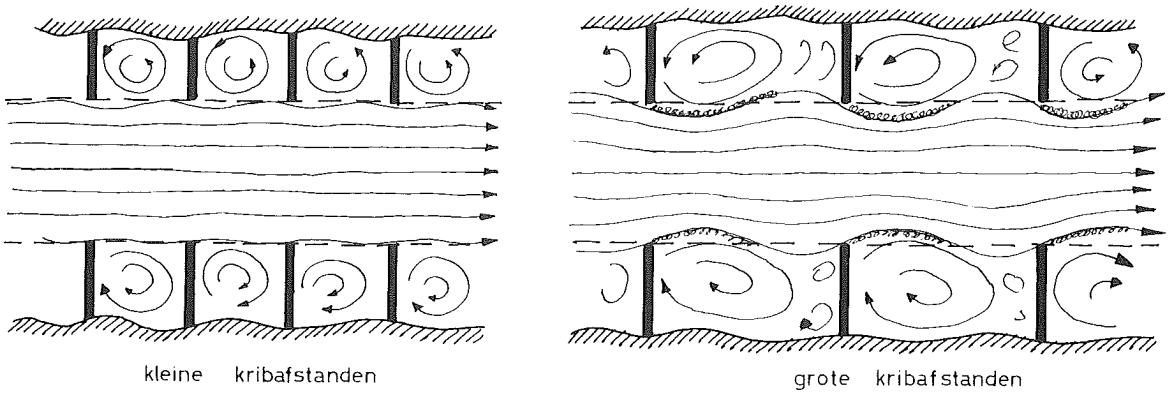


fig. 6.4.-7 Kribben in een genormaliseerde rivier t.b.v. de scheepvaart.

Hoe groter de verhouding L/B, hoe sterker ook de versnellingen en vertragingen van de stroom en ook hoe meer hinder de scheepvaart ondervindt. Dit laatste wordt nog eens verduidelijkt in fig. 6.4.-8.

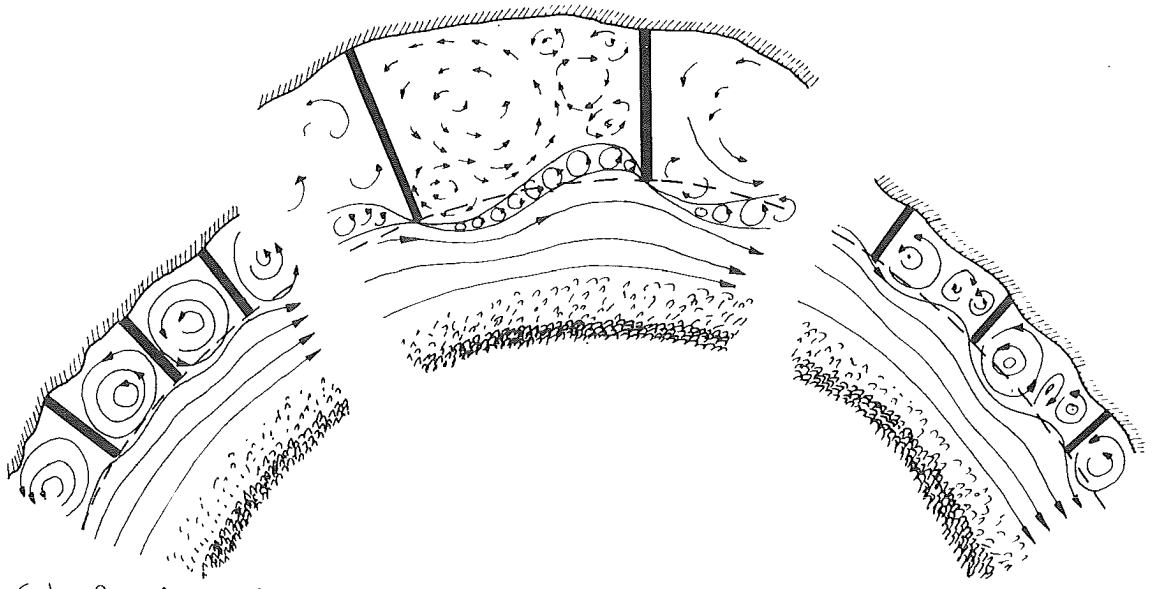


fig. 6.4.-8 Kribvorming bij verschillende verhoudingen van de kribvakken t.o.v. de rivierbreedte.

Er is in het verleden nog wel eens gediscussieerd over de vraag welke richting gegeven diende te worden aan de verbindingsdammen van kribkoppen en strekdammen met de wal; stroomopwijzend, stroomafwijzend of loodrecht op de stroom. Elk heeft zijn eigen voor- en nadelen. Maar het eenvoudigste en goedkoopste is toch de verbindingsdam die loodrecht staat op de stroombanen.

6.4.3. De evenwichtsligging van de voet.

Kennis van de toekomstige evenwichtsligging van de bodem voor en rondom uit te voeren werken tot vastlegging van de geul is van groot belang voor de stabiliteit van de te ontwerpen kunstwerken. Dit geldt uiteraard bij het maken van nieuwe riviervakken; ook bij het vastleggen van bestaande geulen is dit van belang, omdat hierbij verdiepingen optreden in buitenbochten. Soms zal men in dit laatste geval de verdediging niet verder doortrekken dan tot de aanwezige voet; naarmate daarna verdiepingen optreden kan men de verdediging verder doortrekken (zie fig. 6.4.-4). Het bezwaar hiervan is niet alleen dat men deze verdieping goed in het oog moet houden en steeds uitvoeringsmaterieel bij de hand moet hebben. Daarenboven komt het gevaar dat tijdens of direkt na hoogwater dusdanige uitschuringen optreden, dat de stabiliteit van het hele werk verloren gaat en grote afschuivingen optreden. Indien enigszins mogelijk zal men daarom direkt de voet op volle diepte baggeren en verdedigen (fig. 6.4.-3 en 6.4.-5). De moeilijkheid is echter dat de berekening van genoemde evenwichtsligging nog niet exact mogelijk is. Een benadering is echter wel te geven.
Bij de behandeling van de driedimensionale waterbeweging (par. 2.2.8) hebben wij gezien dat in rivierbochten spiraalstroming (helicoidale stroming) optreedt, waarbij het oppervlaktewater naar de buitenbocht afwijkt en de bodemstroom naar de binnenbocht. Bij de behandeling van het zandtransport in rivieren (blz. 3.2-10 en volgende) hebben we verder gezien dat de sleepkracht langs de bodem hierdoor een component krijgt welke gericht is naar het middelpunt van de bocht. Er zal hierdoor bodemtransport plaatsvinden van de buitenbocht naar de binnenbocht. Dit proces gaat door tot er een evenwichtssituatie is bereikt. Zoals uit figuur 3.2.-4 blijkt zal men bij de bepaling van de voethoogte rekening moeten houden met de extra uitschuring, welke kan optreden gedurende hoogwater. De tijdfactor speelt hierbij een belangrijke rol. Bij een korte duur van het hoogwater zal de hierbij behorende evenwichtsdiepte nooit worden bereikt. De bodemhoogte zal uiteindelijk gaan schommelen rondom een zekere evenwichtsligging.

6.4.4. Kruinshoogte van de werken.

De hoogte van de kruin van kribkoppen e.d. wordt enerzijds bepaald door de kosten

en uitvoeringsmogelijkheden, anderzijds door funktionele eisen. In verband met de kosten zal men de werken zo laag mogelijk houden. Hieraan is echter een grens gesteld door de eis dat de kruin sterk moet zijn in verband met overstromend water bij hogere rivierstanden. Een sterke kruin vraagt om zetwerk van basalt, enz. en is dus werk "in de droge". De overgang van nat naar droog werk - meestal in de vorm van een tussenberm die gelegenheid biedt kraagstukken vast te leggen en die steun kan geven aan het zetwerk op het talud daarboven - ligt op een hoogte die uitvoering in de droge gedurende een redelijke periode mogelijk maakt; bijvoorbeeld op een rivierstand met een cumulatieve frequentie of onderschrijdingsduur van gemiddeld enige maanden per jaar. Daarboven komt dus de afgeronde kruin van zetwerk met een hoogte van toch al gauw een half à één meter. Dit betekent voor vele rivieren een kruinshoogte die niet veel lager mag komen dan de gemiddelde rivierstand.

Het andere extreme punt is de hoogst toegelaten kruinshoogte. Deze wordt bepaald door de hoogte van het hoogwaterbed. Indien de kunstwerken hoger zouden liggen dan het maaiveld zou bij zeer hoge rivierstanden stroming optreden achter de kribben, afsluitdammen, enz. Stroomconcentratie achter deze werken zou erosie en vernieling der werken kunnen geven. Daarom dient de kruin lager te liggen dan het hoogwaterbed.

Tussen bovengenoemde minimum en maximum kruinhoogte zit meestal nog een speling van enige meters. Een exacte bepaling van de gewenste hoogte is niet te berekenen, maar de functionele eisen van het kunstwerk geven wel bij benadering aan hoe hoog de kruin boven het minimum moet komen.

Bij een enkelvoudige geul die gereguleerd wordt hebben de oplegpunten tot doel, om het water een bepaalde bochtwerking te geven die een stabiele geulconfiguratie oplevert.
Is de kruin van de oplegpunten laag dan kan bij hoge rivierstanden de bochtwerking - de spiraalstroming - verzwakt worden doordat het oppervlaktewater de bocht niet volgt maar uitwaaiert over het hoogwaterbed in de buitenbocht. Dit zou kunnen leiden tot een flauwer dwarsverhang van de bodem en tot verlies van stabiliteit van de geul indien een optredende bodemstoring een grotere invloed zou krijgen dan het bochteffect. Dit laatste lijkt weinig aannemelijk indien we het tijdeffect van vereiste uitschuring en aanzanding in aanmerking nemen, en indien we verder overwegen dat bij een hogere waterstand - en dus groter h - ook een grotere straal r mag worden toegepast waarbij toch nog stabiliteit van de bocht aanwezig is. Deze overwegingen geven dan ook geen aanleiding de kruinshoogte hoger te leggen dan het eerder genoemde minimum.

De verbindingsdammen die kribkoppen en strekdammen met de oever verbinden zal men over het algemeen naar de oever een flauw oplopende kruinshoogte geven

(1 : 200 à 1 : 100). Hierdoor wordt de stroomsterkte bij de oever beperkt zodat de de oever van het hoogwaterbed door de aanwezige natuurlijke begroeiing niet zal eroderen.

Een moeilijker probleem geeft de rivier met samengesteld bed die door takafsluitingen of stroomgeleidingswerken in een enkelvoudig bed wordt gebracht. Ten aanzien van de takafsluiting kan worden verwezen naar het rekenvoorbeeld uit de voorgaande sectie. Bij hoge rivierstanden als water over de afsluitdam stort zal in de afgesneden tak bovenstrooms van de dam aanzanding optreden. Benedenstrooms zal enige uitschuring kunnen plaatsvinden als de stroomsnelheid groter wordt dan de kritieke snelheid bij begin van beweging. Men zal dus geneigd zijn om de dam zo hoog te leggen dat ook bij zeer hoge rivierstanden deze snelheid niet wordt bereikt. Dit is echter overdreven. Door zwevend zand en slib zullen bij lagere standen aanslibbingen optreden terwijl ook de benedenmond geleidelijk zal verzanden. Een hoogteligging van de dam die ligt even beneden het hoogwaterbed is dan ook aangewezen.

Hebben we te maken met een stroomgeleidingsdam (bijv. B uit fig. 6.3.-11) dan zullen we de kruin eenzelfde hoogte als boven genoemd geven. In dit geval zal een versterkte tendens tot verzanden van de oude arm optreden doordat - ten gevolge van het vroeger besproken Bulle-effect - extra zand zijwaarts wordt verplaatst.

Tenslotte is er nog het probleem van de kribhoogte bij een genormaliseerde rivier met scheepvaart. We kunnen stellen dat de kribben in dat geval tenminste tot die waterstand moeten reiken waarbij de volle gewenste vaardiepte aanwezig is. Zouden we de kribben lager leggen, dan zou bij een waterstand daarboven water over de kribben stromen, water dat niet ten goede komt aan de vaardiepte in het laagwaterbed. De hoogte van de kribben zal hoger moeten zijn dan de bovengenoemde indien in het lengte-profiel van de rivier sterke variaties optreden in waterspiegelbreedte boven de genoemde waterstand. In dat geval zullen tijdens hoogwater lokale aanzandingen en uitschuringen optreden die pas afgevlakt worden als de waterstand bij rivierdaling onder de kribkophoogte is gekomen. Deze extra hoogte is wel te berekenen als een tijdsafhankelijk vraagstuk maar hierin zijn zoveel variabele faktoren dat dit weinig zin heeft. Men kan hierbij denken aan een verhoging van enkele decimeters tot een meter. Bij de regulering van het hoogwaterbed wordt op dit probleem teruggekomen.

6.4.5. Talud en eventuele tussenbermen.

De taludhelling wordt bepaald door stabiliteitseisen van ondergrond, overgang ondergrond - afdekking, en afdekmateriaal en zal aldaar worden behandeld. Bij sommige ontwerpen wordt het talud van kribben aan de rivierzijde flauwer gelegd dan de gebruikelijke 1 : 3 à 1 : 5. Hierdoor wordt de stroomgradient voor de kribkop over een grotere breedte verdeeld waardoor de verdieping voor de kop wat kleiner wordt. Het is echter zeer de vraag of dit economisch voordeel geeft.

Een tussenberm wordt soms toegepast ter hoogte van de bestaande rivierbodem, indien de voet wordt ingebaggerd. Verder wordt een tussenberm meestal toegepast ter hoogte van de overgang tussen twee typen oeververdediging. Deze typen zijn dan het constructietype dat toegepast wordt voor werk onder water, en het type dat om uitvoering en onderhoud in de droge vraagt. De overgang ligt dan op die hoogste die het de uitvoerder van het werk mogelijk maakt om het werk "in de droge" uit te voeren en te onderhouden in een voldoend aantal dagen per jaar.

6.4.6. Het grondlichaam van de stroomgeleidingswerken.

Bij oeververdedigingen is het grondlichaam meestal reeds grotendeels aanwezig; volstaan kan worden met plaatselijke correcties zoals afgravingen en aanvullingen. Het afgraven onder water kan slechts tot beperkte diepte met werktuigen als draglines; op grotere diepte moet gebaggerd worden met een emmerbaggermolen of een snijkopzuiger. Taludbaggeren is met deze apparaten zeer moeilijk; meestal baggert men dan ook in trapjes, waarna afvlakking geschiedt door de stroom, of door het langstrekken van draglines, enz. Indien aanvullingen geschieden met het aanwezige rivierzand is opspuiten niet mogelijk omdat het talud te flauw uitvloeit. Deze aanvulling dient te geschieden door aanstorting met de hand of met bakken. Op nazakken dient gerekend te worden; directe afdekking met zetwerk is daarom in de eerstvolgende periode niet gewenst.

Moeilijker wordt het vraagstuk indien het grondlichaam in de stroom moet worden opgebouwd, zoals bij afsluitdammen, strekdammen en kribben. In dit geval zal men steeds moeten nagaan in hoeverre gebruik kan worden gemaakt van het aanwezige zand, en op welk ogenblik van de uitbouw de stroomsterkte zo groot is geworden dan het op te zetten talud niet te maken is of een groot deel van het aanvullingszand wegstroomt. Voor de koppen van de uit te bouwen afsluitdammen en kribben kan een zogenaams kopeffect ontstaan; de stroom gaat zich concentreren en veroorzaakt erosie. In een dergelijk geval zal men de bestaande bodem eerst moeten vastleggen voordat de uitbouw begint.

Is zandstorten niet meer effectief (doordat de capaciteit van storten te groot zou moeten worden of doordat het niet mogelijk is het gestorte zand direct

af te dekken) dan zal men moeten overgaan tot zwaarder materiaal. Dit kan zijn grind of stortsteen maar bij gebrek aan deze materialen wordt ook wel gebruik gemaakt van lagen zinkstukken met steenbestorting en zandinwassing, of van rijshoutworsten zoals die ook bij de later te bespreken afdekconstructies worden toegepast.

6.4.7. De afdekconstructie van stroomgeleidingswerken.

Afdekconstructies van de bodem kunnen tot taak hebben de bescherming van de bodem tegen de eroderende krachten van het water, of de afdichting van de bodem ter verhindering van infiltratie en waterverlies, of de beinvloeding van de ruwheid van de bodem. Bij rivierwerken komt over het algemeen alleen de eerste functie aan de orde; daarom worden ze ook wel oever- en bodemverdedigingen genoemd.

In het volgende zal eerst een overzicht gegeven worden van de eisen die aan deze verdedigingen worden gesteld, de krachten die werkzaam zijn en de toegepaste berekeningen. Vervolgens zullen een aantal practische toepassingen worden gegeven; uiteraard is deze opsomming niet uitputtend doch dient alleen als voorbeeld. [6.4.-1].

De krachten die op de constructie werken zijn de zwaartekracht en de opwaartse druk, de stroomdruk als gevolg van het stromende, turbulente en golvende water, en de grondwaterdruk. Daarnaast werken er op langere termijn chemische en organische krachten.

De eisen die aan de constructie gesteld worden kunnen als volgt omschreven worden:

1. de grondmassa, waarop de verdediging rust (zowel talud als bodem) moet als geheel in evenwicht zijn, en ook in evenwicht blijven bij te verwachten verdiepingen aan de randen (bij talud aan de voet);
2. de verdediging zelf moet in zijn geheel in evenwicht blijven op de bodem of talud;
3. intern mogen in de afdekkende verdediging geen verstoringen van het evenwicht optreden;
4. de afdekmaterialen zoals stortsteen dienen stabiel te zijn;
5. de door de verdediging afgedekte gronddeeltjes moeten een stabiele ligging hebben; dus geen doorzuiging bij filterafdekking en geen naar beneden kruipen bij gesloten verdediging van een talud;
6. de verdediging moet bestand zijn tegen alle verdere mechanische, organische en chemische aantastingen;
7. de constructie moet uitvoerbaar en te onderhouden zijn;

8. de constructie moet goedkoop in aanleg en onderhoud zijn.

In het volgende worden deze eisen nader onderzocht.

1. Stabiliteit ondergrond

De stabiliteit van de ondergrond is afhankelijk van taludhelling en bovenbelasting, van de grondstruktuur (korreldiameter en frequentieverdeling, korrelstapeling en cohesie), van de gelaagdheid, maar vooral van de grondwaterstand en -beweging. De berekening van het evenwicht doet men nog steeds, bij gebrek aan beter, met behulp van cirkelvormige glijdvlakken tenzij de aanwezigheid van slappe lagen een andere afschuiving waarschijnlijk maakt. Op de grondmechanische berekeningen waarbij de te stellen veiligheidscoefficient het moeilijke punt is wordt hier niet nader ingegaan. Over het algemeen blijkt wel dat, zolang het grondwater geen rol speelt, vrij sterke taludhellingen kunnen worden toegepast (1 : $1\frac{1}{2}$ of nog steiler). Zodra het grondwater hoger is dan de buiten waterstand, en grondwaterstroming optreedt, wordt de zaak ongunstiger. Toch zal zelden een toestand optreden waarbij een taludhelling van 1 : $1\frac{1}{2}$ à 1 : 2 in de bovenlagen, en een taludhelling 1 : 3 in de diepte tot verlies van evenwicht zal leiden. Alleen indien de grondwaterstand sterk kan naijlen bij een dalende waterstand, of wanneer zeer slappe lagen aanwezig zijn zal men goed doen grondmechanisch advies te vragen. Uiteraard mag het ook niet voorkomen dat door uitschuring aan de voet van het talud aldaar steile hellingen ontstaan die de stabiliteit van het hele talud in gevaar brengen. Het vraagstuk van deze voet werd reeds eerder behandeld.

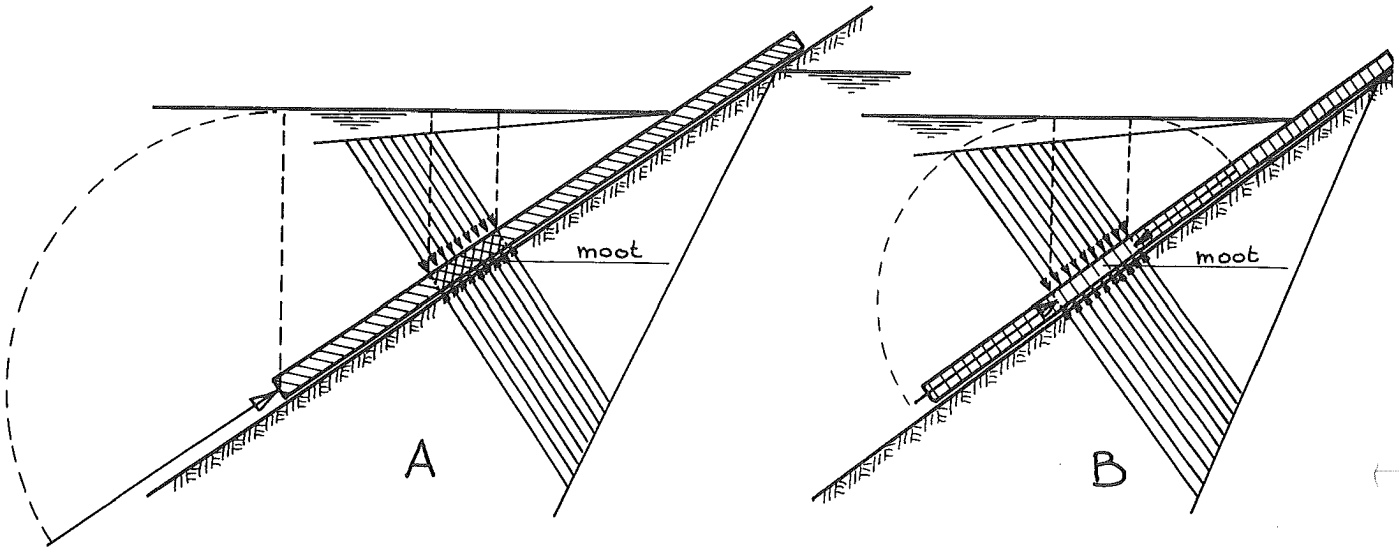
2. Stabiliteit van de bekleding als geheel

Verlies van stabiliteit van de bekleding kan optreden door zettingen van de ondergrond, door uitschuringen aan de randen van de bekleding, of door afglijden van de gehele bekleding langs het talud. Door zettingen kunnen scheuren optreden, die aangrijpingspunten geven voor de stroming; of die leiden tot verstoring van de functie, bijvoorbeeld de filterfuntie. Door erosie langs de rand kan afbrokkeling of afschuiving van de constructie optreden. Een eerste eis is daarom dat de bekleding flexibel is, ook al in verband met de vaak onefffen bodem bij uitvoering onder water.

Ook in dit geval speelt het grondwater een grote rol bij de stabiliteit. Treden er overdrukken op onder de afdekking dan wordt de component van de zwaartekracht loodrecht op het talud verminderd door de overdruk. Dit geeft een vermindering van de kritieke schuifspanning waardoor afglijden of plaatselijk oplich-

ten van de bescherming kan optreden.

Bij porueze filterafdekkingen is dit gevaar niet groot; indien de porositeit van de afdekking groter is dan die van de ondergrond dan leert berekening ons dat voor verstoring van het evenwicht niet gevreesd behoeft te worden bij de gebruikelijke taludhellingen. Bij waterdichte of slecht doorlatende afdekking ligt dit anders. De berekening hiervan wordt in het volgende gegeven.
Bij deze berekening treden enkele complicaties op waarvoor aannamen gedaan moeten worden. In de eerste plaats is er de complicatie van de volledige of minder volledige waterdichtheid. Is de afdeklaag volledig waterdicht dan werkt de opwaartse kracht in zijn geheel aan de voet van de afdeklaag (fig. 6.4.-9), en dus niet in een doorsnede loodrecht op het talud. Op een mootje van de afdeklaag werkt deze kracht dus niet direct ten gunste van het evenwicht van dit mootje.



A = geheel waterdicht
B = licht poreus

Fig. 6.4.-9. Opwaartse waterdruk in bodemverdediging

Heeft de waterdichte afdekking echter nog zoveel porien dat de hydrostatische druk van het water in het inwendige kan optreden dan werkt de opwaartse druk direcht ten gunste van het mootje. Is de afdekking elastisch en kan zij druk opnemen dan geven beide aannamen hetzelfde resultaat. Is de constructie echter plastisch en kan zij nauwelijks langdurige druk opnemen zoals bij asfalt dan zal bij

de grens van afschuiven de elastische constructie blijven liggen doch de plastische opstuiken en naar beneden afzakken. Hiertegenover staat dat bij een visceuse constructie de normaaldrukken ook druk zullen geven in de lengterichting van de afdekking, zodat een toestand kan ontstaan tussen de volledige waterdichte en de minder waterdichte constructie. In onderstaande berekeningen nemen we aan dat de hydrostatische druk zich niet in het inwendige manifesteert; dit is dus de meest ongunstige aanname.

Een volgende vraag kan zijn of de constructie trek kan opnemen. Indien dit het geval is kan namelijk het deel van de constructie boven water het deel onder water nog vasthouden als dit wil afschuiven. Bij een asfaltplaat mogen we deze aannamen niet doen; elk mootje moet in evenwicht blijven. Dit geldt ook indien een bepaald deel van de plaat afgelicht zou kunnen worden maar bij voldoende elastische eigenschappen vastgehouden wordt door de omgeving die in evenwicht verkeert. Tenslotte kan ook nog de vraag worden gesteld of kruip kan optreden tussen ondergrond en plaat. Ook dit zou het evenwicht ten gunste kunnen beinvloeden. We nemen voor de berekening de eenvoudigste aannamen, namelijk elk mootje in evenwicht, en geen interne hydrostatische druk.

De berekening wordt nu (fig. 6.4.-10).:

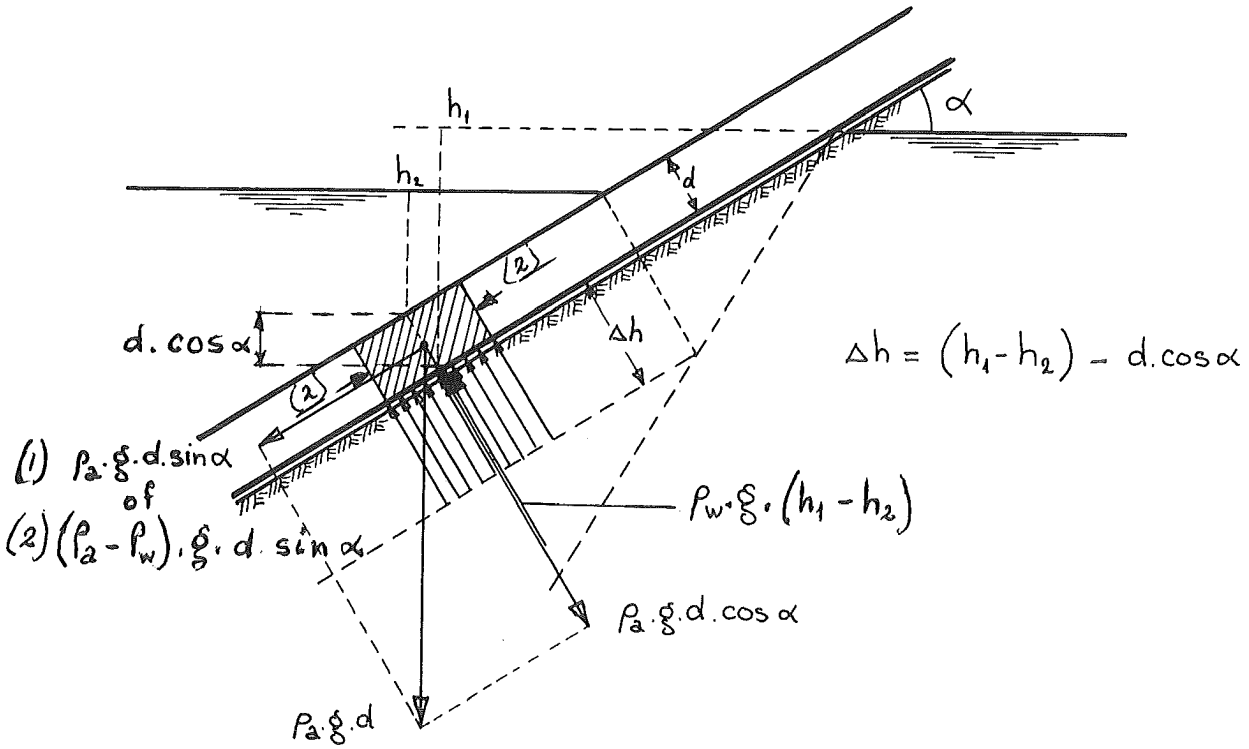


Fig. 6.4.-10. Evenwicht dichte oeververdediging

1. Kriterium voor <u>oplichten</u> van een moot: overdruk water groter dan gewichtsontbondene van de plaat loodrecht op het vlak van de plaat. Er is evenwicht zolang gelet:

$$\rho_w.g.\ (h1 - h2) \leq \rho_a.g.d.\cos\alpha \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6.4.-1)$$

dit geeft met $(h1 - h2) = \Delta h + d.\cos\alpha$

$$d \leq \left(\frac{\rho_w}{\rho_a - \rho_w} \right) \cdot \frac{\Delta h}{\cos\alpha.} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6.4.-2)$$

waarin ρ_a = dichtheid bekleding.

<u>Voorbeeld</u>: Gevraagd de dichte van een asfaltbekleding ($\rho_a = 2300$) bij een max. drukverschil $\Delta h = 0{,}25$ m en een taludhelling 1 : 3 ($\cos\alpha = 0{,}95$)

$$\therefore d \geq \frac{1000}{1300} \cdot \frac{0{,}25}{0{,}95} \quad (= \underline{\underline{0{,}20\ m}})$$

2. Kriterium voor <u>afschuiven</u>.

<u>Kriterium (1)</u>:

$$\rho_a.g.d.\sin\alpha \leq \left[\rho_a.g.d.\cos\alpha - \rho_w.g.(h1 - h2) \right] \ tg\phi \quad \ldots\ldots\ldots \quad (6.4.-3)$$

<u>Kriterium (2)</u>:

$$(\rho_a - \rho_w).g.d.\sin\alpha \leq \left[\rho_a.g.d.\cos\alpha - \rho_w.g.\ (h1 - h2) \right] tg\Phi \quad (6.4.-4)$$

Uit (6.4.-3) volgt:

$$d \geq \frac{\Delta h}{\cos\alpha \left[\left(\frac{\rho_a - \rho_w}{\rho_w} \right) - \frac{\rho_a}{\rho_w} \cdot \frac{tg\alpha}{tg\phi} \right]} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6.4.-5)$$

Uit (6.4.-4) volgt:

$$d \geq \frac{\Delta h}{\cos\alpha \left(\frac{\rho_a - \rho_w}{\rho_w} \right) \cdot \left[1 - \frac{tg\alpha}{tg\phi} \right]} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6.4.-6)$$

Voorbeeld: taludhelling 1 : 3 ($\cos\alpha = 0{,}95$ en $tg\alpha = 0{,}33$)

$\phi = 35^{\circ}$ ($tg\phi = 0{,}70$)

volgens kriterium (1), waarbij het bekledingsmateriaal geen trekktrachten kan opnemen (zoals bij asfalt), geldt:

$$d \geq \frac{0,25}{0,95.(1,3 - 2,3.0,47)} \quad (= 1,20 \text{ m})$$

Volgens kriterium (2) geldt:

$$d \geq \frac{0,25}{0,95.1,3.(1 - 0,47)} \quad (= 0,38 \text{ m})$$

Uit bovenstaande berekening valt zondermeer af te leiden waarom asfalt als taludbedekking alleen boven de H.W.-stand wordt toegepast.
Bij de bovenstaande berekeningen is nog geen rekening gehouden met de krachten uitgeoefend door stroom en golfslag. De stroom is meestal niet maatgevend voor de hele laag; bij een gladde homogene afdekking (asfalt) is deze kracht te verwaarlozen klein; bij een verdediging afgedekt door bestorting is de kracht maatgevend voor de later te behandelen deklaag. Bij golfslag kan lokaal trilling of oplichting van de dichte bekleding optreden. Bij een materiaal als asfalt kan dit op den duur leiden tot vermoeidheidsverschijnselen waardoor breuk kan optreden. Overigens zal men dit trillen of zelfs oplichten altijd moeten voorkomen, omdat hierdoor de bodemkorrels onder de bekleding kunnen gaan afzakken, waardoor beneden uitzakkingen of scheuren kunnen optreden. Bij deze berekening zal men dus niet alleen de grondwaterverhoging, maar ook de waterspiegelverlaging door golfslag in rekening moeten brengen.
De ϕ-waarde op de overgang tussen grondmassa en bodembescherming is dus een belangrijke faktor bij eventueel verlies van evenwicht. Deze overgang mag dus niet glad zijn (glad afgewerkte betonplaat) of op den duur glad worden (bijv. door rotting van plantaardige afdekkingen). Is de afdekking flexibel (asfalt, nylondoek) en de te bedekken bodem ruw afgewerkt, dan is de ϕ-waarde op de overgang gelijk te stellen aan die van de ondergrond.

3. Het interne evenwicht van de verdediging.

Ook hier bestaat in sommige gevallen het gevaar van inwendige glijdvlakken of van oplichting van deklagen. Een voorbeeld van het eerste is bij de open filter bescherming de toepassing van tussenlagen met een lage ϕ-waarde (afgerond grind), of de opbouw van een filter waarbij de buitenste deklaag veel minder doorlatend is dan de filterlagen eronder. Bij de waterdichte constructies is er het voorbeeld van de asfaltplaat met een te groot percentage aan bitumen, waardoor reeds bij een kleine helling vloeiingsverschijnselen optreden. Oplichten van een deel van een asfaltplaat kan ook optreden indien de plaat uit een aantal lagen bestaat waarvan de onderlagen meer doorlatend zijn dan de bovenlaag.

In dat geval kan de grondwateroverdruk zich concentreren op deze bovenlaag; indien deze laag niet goed vastgehect is aan de onderlaag kan afscheuring optreden. Daarom is de toepassing van asfalt in lagen aangebracht minder gebruikelijk geworden.

4. Stabiliteit van het afdekmateriaal

De oever- en bodemverdedigingen kan men in meerderheid onderbrengen in twee groepen. In de groep van de gesloten,ondoorlatende of slecht doorlatende bekledingen bestaat de constructie meestal uit een samenhangende plaat die het geheel van de krachten moet opnemen. Daarbij zijn de grondwaterdrukken meestal maatgevend en worden de krachten van het stromende water in eerste instantie verwaarloosd. Bij de open filter bekledingen daarentegen bestaat de constructie veelal uit functioneel verschillende onderdelen, waarbij de deklaag speciaal bestand moet zijn tegen de krachten van het stromende water, maar waarbij dan de grondwateroverdrukken kunnen worden verwaarloosd. In het volgende zullen eerst de afdeklagen bij open constructies worden behandeld; daarna zal worden bezien in hoeverre de bovengenoemde verwaarlozingen gerechtvaardigd waren.

Het vraagstuk van stabiliteit en begin van beweging van bestortingen is gebaseerd op dezelfde principes als het eerder gesproken vraagstuk van begin van beweging van een rivierbodem. Uiteraard steken de onregelmatige bestortingen door de visceuse grenslaag heen; de bestorting is dus als hydraulisch ruw te beschouwen. Ook hier is de stroming turbulent en is de voor het evenwicht maatgevende sleepkracht enige malen groter dan de gemiddelde sleepkracht. Ook in dit geval zitten we met het probleem van de definitie van "begin van beweging". Indien zo nu en dan een enkele steen in beweging komt is dit niet zo erg, zeker niet bij een horizontale bodemverdediging. Bij elk bestortingswerk wordt er op gerekend dat in de toekomst aanvullende onderhoudsbestortingen nodig zijn. Het is een economisch optimalisatieprobleem; aan de ene kant de aanlegkosten met lichtere of zwaardere steen (resulterend in een dunnere of dikkere laag), aan de andere kant de gekapitaliseerde onderhoudskosten met meer of minder nastortingen. Over het algemeen zal men bij bestortingen het kriterium wat strenger stellen dan bij het begin van beweging van een zandbodem. In de formule voor begin van beweging:

$$\psi = \frac{hi}{\Delta D} \qquad \text{(geen ribbels, dus } \mu = 1)$$

zal men voor de factor ψ dan ook waarden vinden van 0,03 à 0,04 en niet gaan tot de waarde 0,05.

Bij praktische berekeningen kunnen we met de term hI meestal niet veel beginnen. Daarom vervangen we deze door $\bar{v}^2/C^2$ waarbij weer de moeilijkheid optreedt

welke waarde we aan C moeten toekennen. Bij dergelijke ruwe bestortingen kunnen we bij een waterdiepte van enige meters, dus een h/k waarde van enige tientallen, aanhouden 30 à 35 $m^{\frac{1}{2}}/sec$. Verder is het overzichtelijker indien we bij de stabiliteit niet werken met de snelheid maar met de snelheidshoogte $v^{-2}/2g$. We vinden dan voor de maatgevende steenafmeting:

$$D = \frac{A}{\Delta} \cdot \frac{\bar{v}^2}{2g} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6.4.-7)$$

waarbij dan voor A waarden optreden die in de buurt van één liggen. Uit verschillende onderzoekingen zijn dergelijke waarden inderdaad naar voren gekomen. We kunnen stellen dat:

$$A = 0{,}6 - 1{,}5$$

waarbij de te kiezen waarde afhangt van: [6.4.-2]

kleine turbulentie	- grote turbulentie
hoekige vorm	- ronde vorm stortsteen
meer toegelaten verlies	- minder toegelaten verlies van bestorting

Een punt hierbij is de snelheidsverdeling in de vertikaal. Indien het water eerst over een gladde bodem stroomt (betonplaat) en daarna de bestorting bereikt zal de bodemsnelheid bij het bereiken van de bestorting groter zijn dan bij normale stroming; de kracht op de steen zal dus ook groter zijn. Ook bij versnelling van het water zal de bodemstroming sterker versnellen dan de gemiddelde snelheid.

In de formule is de relatieve dichtheid Δ opgenomen. In onderstaande staat is een overzicht opgenomen van de dichtheid en relatieve dichtheid van verschillende toegepaste bestortingsmaterialen.

	ρ_{st}	Δ
zand, grind	2650	1,65
stampbeton	2200	1,20
gewapend beton	2400	1,40
asfaltbeton	2300-2400	1,30 à 1,40
mijnsteen	2200-2500	1,20 à 1,50
graniet	2500-3100	1,50 - 2,1
basalt	2700-3200	1,70 - 2,2
baksteen	1750-2150	0,75 - 1,15
koperslak keien	2750	1,75
loodslakken	3000-4000	2 à 3

Bovengenoemde formule voor de maatgevende diameter geldt voor een horizontale bodem. In geval van een talud dienen we de diameter te verhogen op dezelfde wijze als werd behandeld bij het evenwicht van een zandtalud. De formule wordt in dat geval:

$$D \geq \frac{A}{\Delta} \cdot \frac{\bar{v}^2}{2g} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 - \frac{\sin^2\alpha}{\sin^2\phi}}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (6.4.-8)$$

Voor de $\bar{v}^2$ (dus de C^2hI) nemen we de snelheid (en dus de diepte) aan de voet van de verdediging. In theorie zouden we hoger op het talud met kleinere steen kunnen volstaan. We doen dit niet vanwege de eenvoud maar ook omdat nabij de waterspiegel meer turbulentie (golfslag) optreedt.

Een andere vereenvoudiging is de verwaarlozing van de verkleining van de schuifspanning per eenheid van oppervlak bij taluds.

Voorbeeld taludbestorting

talud 1 : 3, dus $\sin\alpha = 0{,}32$, $\sin^2\alpha = 0{,}1$

stortsteen: kalksteen $\rho_z = 2400$,

$\phi = 40^o$ $\sin^2\phi = 0{,}4$

stroomsnelheid max. : $\bar{v} = 2{,}50$ m/sec

normale turbulentie, enigszins afgeronde steen, enig verlies aan bestorting toegestaan.

Dit geeft $A = 0{,}8$

Nu is dus:

$$D > \frac{0,8}{1,4} \cdot \frac{6,25}{20} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 - \frac{0,1}{0,4}}} = 0,20 \text{ m}$$

Dit geeft een maatgevend steengewicht van:

$$G = 0,5 \cdot D^3 \cdot 2400 = 10 \text{ KGf}$$

(In de praktijk gebruiken we nog het oude gewichtstelsel).
Uiteraard is het niet mogelijk - en ook niet gewenst - om één stukgewicht te eisen. Steengroeven leveren stortsteen in bepaalde gewichtsgroepen, bijv. 5-40 kg, 10-80 kg, 60-200 kg., enz. Bij D50 van 10 kg kunnen we bijv. eisen D10 > 5 kg en D90 < 25 kg.
Bovendien kunnen we als eis stellen dat alle steen met diameter kleiner dan 2 cm uitgezeefd moet worden en dat stenen met een diameter groter dan 0,30 m stukgeslagen moeten worden. Ditzelfde kan men eisen van platte stenen. Een vraag is dan nog hoe dik de laag steen moet zijn. Dit hangt van de wijze van aanbrengen en de mogelijkheid van inspectie af. In elk geval moet de onderliggende laag worden afgedicht. Dit vraagt een laagdikte van $1\frac{1}{2}$ à 2 maal D50 dikte. Bij een porienvolume van 40% komt men in dit geval dus op:
(0,30 à 0,40) x 0,60 x 2400 = 450 à 600 kg per m^2. Dit zijn gebruikelijke maten bij rivieren.

Eerder werd vermeld dat bij dichte, gladde bekledingen de sleepkracht van water meestal te verwaarlozen is vergeleken met de grondwateroverdrukken. Grondwateroverdrukken kunnen al gauw een aantal decimeters bedragen (vooral bij plotselinge waterspiegeldalingen); afdekplaten zullen dus al gauw enkele decimeters dik moeten zijn. Hoe dik zou nu een plaat moeten zijn als er alleen sleepkracht op werkte.

Bij een gladde plaat is de wand hydraulisch glad; de ψ-waarde ($= \frac{hI}{\Delta D}$ krit.) is dan ongeveer het dubbele van de waarde bij ruwe bodem. De waarde A in de formule voor de dikte van de steen of plaat wordt hierdoor de helft. De constante van Chézy is bovendien groter dan bij een ruwe bodem, C^2 is dus een aantal malen groter. Alles bij elkaar, wordt hierdoor de waarde A niet 0,6 à 1,5 maar wellicht 0,05 à 0,1. Dit betekent bij het voorgaande voorbeeld een plaatdikte van wellicht 1 cm in plaats van de eerdergenoemde steendiameter van 20 cm. Vergeleken met de eerdergenoemde dikte ter compensatie van grondwateroverdruk is deze dikte dus inderdaad verwaarloosbaar.

Een andere vraag is of bij een open filter afdekking, waar we alleen rekening he hebben gehouden met de sleepkracht van het water, een eventueel drukverschil boven en onder de afdekking of een eventuele grondwaterstroming door het filter zo klein is dat deze verwaarloosd kan worden. Nemen we deze bij de berekening mee dan blijkt de formule te worden:

$$D \geq \frac{A}{\Delta'} \cdot \frac{\bar{v}^2}{2g} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6.4.-9)$$

waarin: $\Delta' = \Delta - I_g$

I_g is dan het energieverhang van het grondwater dat door de filter stroomt. Het komt er dus op neer dat de relatieve dichtheid van de afdeklaag een schijnbare verlaging ondergaat. We kunnen ook schrijven:

$$\Delta' = \Delta - \frac{Z_g}{d}$$

waarin Z_g het drukverval is (ten opzichte van het hydrostatische drukverloop) over de laag- of plaatdikte d. Het geldt namelijk ook voor een dichte afdekking.

Bij een dichte plaat ligt het vraagstuk ten aanzien van het grondwater eenvoudig, we mogen aannemen dat bij een plotselinge waterspiegeldaling de drukvermindering zich niet direct voort kan planten in de ondergrond.

Voorbeeld:

Hoe dik moet de betonnen afdekplaat van de bodem zijn indien de waterstand plotseling kan dalen met 0,3 m en daarbij een max. stroomsnelheid kan optreden van 3 m/sec .

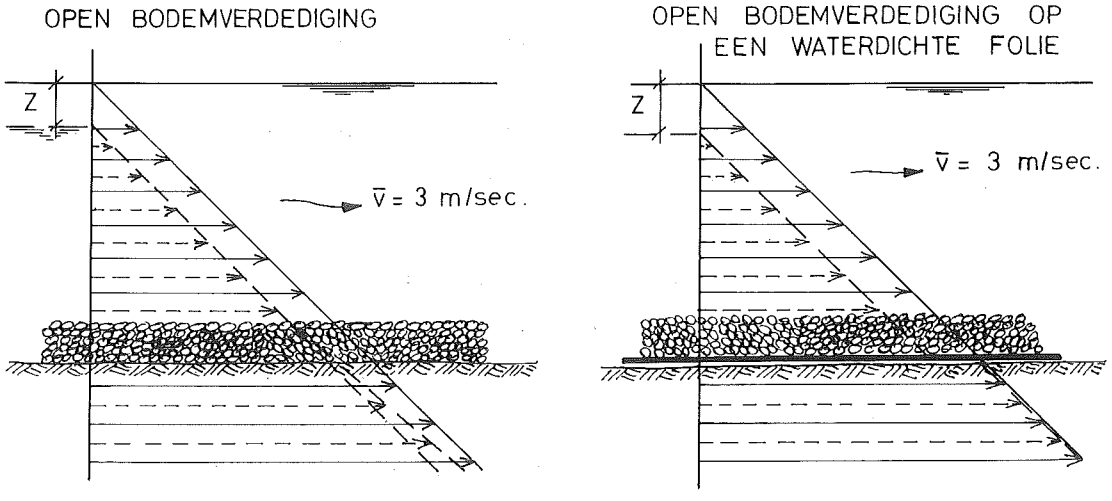


Fig. 6.4.-11. Evenwicht bodemplaat

Hiervoor geldt het kriterium van oplichten. Zie vergelijking (6.4.-2), waarbij $\alpha = 0$ en $\rho_{beton} = 2400$.

$$d \leq \left(\frac{\rho_w}{\rho_b - \rho_w}\right). \Delta h.$$

Dit geeft: $d = 0{,}22$ m.

Eenzelfde redenering kan ook nog gelden voor de in fig. 6.4.-11 gegeven constructie, waarbij stortsteen op een waterdichte folie wordt toegepast. Bij een porïenvolume stortsteen ($\rho_{st} = 2600$) van 40% wordt de laagdikte:

$$d \leq \frac{1}{0{,}4} \cdot \frac{\rho_w}{\rho_{st}-\rho_w} \cdot \Delta h \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6.4.-10)$$

Dit geeft: $d = 0{,}47$ m.

De steendiameter van het afdekmateriaal wordt gevonden met vergelijking (6.4.-7) met $A = 0{,}8$:

$$D \leq \frac{0{,}8}{1{,}6} \cdot \frac{3^2}{20} = 0{,}225 \text{ m.}$$

Bij open constructies ligt het vraagstuk veel moeilijker, omdat niet bekend is hoe snel de storing zich in de ondergrond zal voortplanten en dus hoe het verloop van het drukverschil boven en onder de bestorting zal zijn. Is er geen vrije grondwaterspiegel, zoals in het voorgaande voorbeeld, dan zal er ook geen grondwaterstroming te verwachten zijn; wij nemen aan dat de drukstoot door de waterspiegeldaling veroorzaakt, zich zeer snel voortplant in de poreuze deklaag en bodem. Wij nemen aan, dat er geen drukverschil kan bestaan boven en onder de laag.

Is er wel een vrije grondwaterspiegel, zoals bij een talud, dan plant de daling zich als golf voort in de bodem. Er gaat water uittreden en nu moeten wij wel met een stromingsverhang rekening houden. Is de porositeit van de afdeklaag groot ten opzichte van die van de ondergrond, dan zal slechts weinig water uittreden en dus geen groot drukverschil boven en onder de afdekking kunnen optreden.

5. Filterwerking van open verdedigingen

Bij een open verdediging kunnen we steeds een tweetal functies onderscheiden namelijk:

1. de filter die grondwaterstroming moet doorlaten maar gronddeeltjes moet vasthouden;
2. de afdekking die het filter moet beschermen tegen stroom en golfslag.

Bij een heel enkel type zijn beide functies in één constructie verenigd, bijvoorbeeld bij poreuze beton. Meestal zijn beide functies echter gescheiden in afzonderlijke constructieonderdelen, bijvoorbeeld betonblokken op textielweefsel, of stortsteen op rijshouten zinkstuk.

In het voorgaande is reeds ingegaan op de afdekking. Thans dient iets gezegd te worden over het filter.

Aan een filter kunnen twee hoofdeisen gesteld worden, namelijk: [6.4.-7] en [6.4.-6]

1. het filter moet zodanig poreus zijn dat geen grondwateroverdruk van betekenis onder het filter kan optreden;
2. het filter moet zodanig fijn van porien zijn dat geen onderliggend materiaal doorgezogen kan worden.

De eerste eis betekent dat de porositeit (de coeff. van Darcy) van het filter altijd groter moet zijn dan die van de onderliggende grond. Zou dit niet het geval zijn dan kan zich - bij sterke grondwaterstroming - onder het filter een grote overdruk opbouwen. Bestaan een filter uit een aantal filterlagen dan gelden de eisen ook voor elke laag ten opzichte van de onderliggende laag.

De porositeit van een laag moet dus niet alleen groter zijn dan die van de onderliggende laag maar dit moet ook gehandhaafd worden; dat wil zeggen fijne korrels uit de onderliggende laag mogen niet penetreren in de bovenliggende laag en deze verstoppen. Hiervoor stelt men wel:

$$\frac{D15 \text{ bovenliggende laag}}{D15 \text{ onderliggende laag}} = 5 \text{ à } 40 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6.4.-11)$$

bovenlaag homogene ronde korrels = 4 à 10
" homogene hoekige " = 6 à 20
" gegradeerde " = 12 à 40

} afhankelijk van pakking [6.4.-3]

De tweede eis heeft betrekking op het doorzuigen van korrels. Ten gevolge van de drukfluctuaties van het stromende water ontstaan locale grondwaterstromingen. Uittredend grondwater kan in dat geval korrels van de onderliggende laag door de bovenliggende laag heenzuigen indien de stroomsterkte groot genoeg is, en de porien van de bovenliggende laag wijd genoeg. De stroomsterkte kan men

beperken door de weerstand te vergroten, dus door de laag dikker te maken. Dit is een oneconomische oplossing. In de praktijk wordt dit wel gedaan door jaarlijks na te storten met steenbestortingsmateriaal totdat de laag zo dik is geworden dat geen bodemmateriaal meer wordt meegenomen, en dus het nazakken van de bestorting is gestopt.

Een betere oplossing is om de porienwijdte klein te houden. In vele gevallen kan dit echter niet door één afdeklaag. Stel dat de bodem bestaat uit zand van 100 µm en dat de stroomkerende afdeklaag een steendiameter moet hebben van 20 cm. De porien van deze laag zijn dus veel te groot. Echter kan ook met één tussenliggende filterlaag geen goede oplossing gevonden worden; de sprongen in diameter zijn dan nog te groot. Gesteld kan worden dat deze sprong de volgende waarde moet hebben:

$$\frac{\text{D50 bovenliggende laag}}{\text{D50 onderliggende laag}} = 5 \text{ à } 60 \quad \ldots\ldots\ldots \quad (6.4.-12)$$

waarin voor de bovenliggende laag:

homogene ronde korrels - 5 à 10
" hoekige " - 10 à 30
gegradeerde " - 12 à 60

De variatie hangt af van de pakking (links wijde, rechts dichte pakking).
Ook stelt men wel:

$$\frac{\text{D15 bovenliggende laag}}{\text{D85 onderliggende laag}} \lesssim 5 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6.4.-13)$$

In fig. 6.4.-12 is een voorbeeld gegeven van een dergelijk filter met twee filterlagen en een afdeklaag.

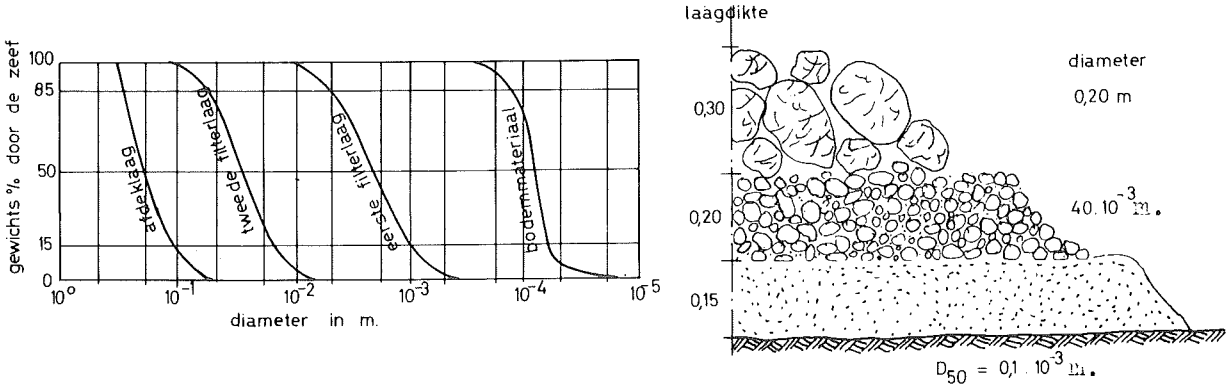


Fig. 6.4.-12 Opbouw filter

Uiteraard moet de dikte van een filterlaag groot genoeg zijn om een goede korrelgrootteverdeling over voldoende porienlengte te krijgen. Als minimum dikte

wo

wordt aangenomen:

grindzand	- 10 cm
grind	- 20 cm
stortsteen	- 1 à 2 maal de steendiameter

Deze waarden moeten verhoogd worden indien de uitvoeringsmethode variatie in dikte zou geven (storten onder water). Indien we de filterconstructie aan de hand van bovenstaande eisen bepaald hebben, dan kunnen we deze toetsen, speciaal ten aanzien van de doorlatendheid welke naar buiten toe moet toenemen, door middel van een proefopstelling. We brengen daartoe de toe te passen filterlagen in omgekeerde volgorde in een bak aan zoals in onderstaande figuur 6.4.-13. Op de scheiding van twee lagen sluiten we een manometer aan. Door nu tussen onder- en bovenzijde van dit filter een drukverschil aan te brengen, kunnen we direct de drukverdeling door het gehele filterpakket heen aflezen. Deze dient zo regelmatig mogelijk te verlopen.

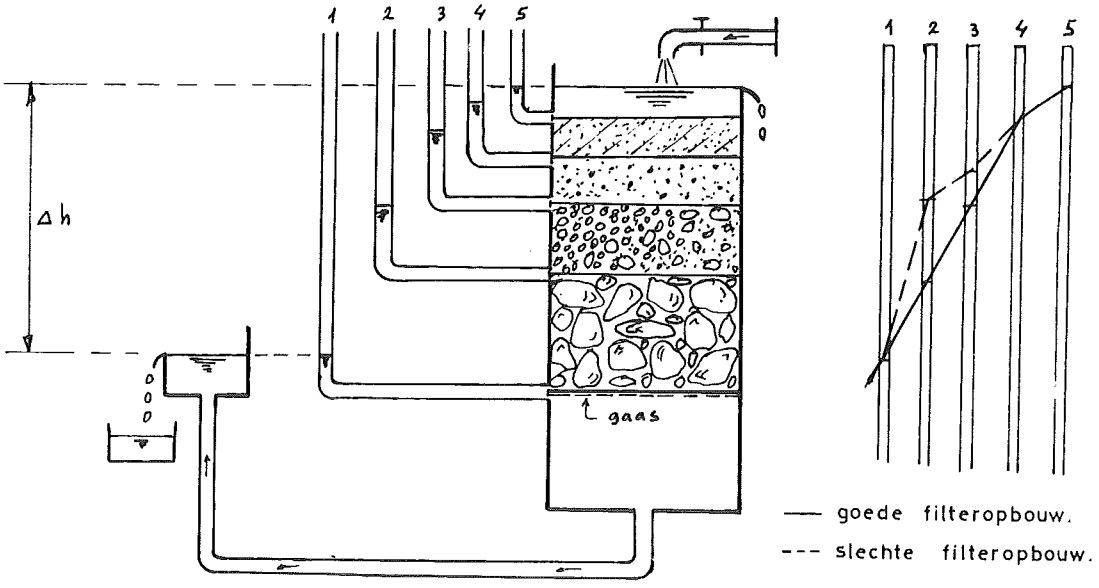


Fig. 6.4.-13. Filteronderzoek

Door nu Δh, al of niet snel, te laten varieren kunnen we zien hoe snel de drukken in de diverse lagen zich aanpassen. Hieruit kunnen we dan de overdrukken vinden welke op iedere laag afzonderlijk werken.

In het bovenstaande zijn dus de filters opgebouwd uit niet samenhangende lagen steenachtig materiaal. We kunnen echter ook een filter maken van ander materiaal , bijvoorbeeld van rijshout of riet. Porienwijdte en laagdikte hangt weer af van de ondergrond. Grote porien hebben we bij Gelders rijshout, kleinere bij Hollands rijshout (wilgentwijgen), nog kleiner bij droog pijpriet, zeer fijn bij groen bladriet.

Vormt het filter een samenhangend geheel dan kunnen we daarop ineens de afstorting aanbrengen.

In plaats van plantaardig materiaal kunnen we tenslotte ook zeer dunne textielweefsels toepassen, mits dit fijn genoeg geweven is om de onderliggende grond vast te houden.

Voorbeelden hiervan zijn de polyetheen en polypropeen weefsels die met verschillende maaswijdte geleverd kunnen worden. Bij deze toepassingen gaat de wijze van uitvoering van de bodembescherming een dominerende rol spelen, vooral als de uitvoering onder water moet geschieden. Zo kunnen beschadigingen optreden indien van grote hoogte stortsteen op het filter wordt geworpen. Een beschermende afdeklaag is dan nodig; deze kan bestaan uit riet en dergelijke, maar ook uit een voorzichtig erop aangebrachte laag grind, enz.

6. De duurzaamheid van de verdediging

De constructie moet een grote mate van houdbaarheid en duurzaamheid bezitten. Hieronder verstaan we de weerstand, die de constructie moet kunnen bieden aan alle vernielende oorzaken. Deze kunnen bestaan uit mechanische, organische en chemische aantastingen. We dienen hierbij vooral te letten op de verschillen die er bestaan t.a.v. deze weerstand bij toepassing van onder- en bovenwaterconstructies. Het overgangsgebied, dat zowel onder- als boven water moet voldoen, stelt weer andere c.q. zwaardere eisen.

Deze vernielende oorzaken kunnen o.a. de volgende zijn:

I Mechanische:

a. Golfslag, stroming en turbulentie.
b. Vorst, dooi en vooral ijs en ijsschotsen.
c. Temperatuurswisselingen in de constructie, vooral in het overgangsgebied.
d. Scheepsankers, aanvaringen door schepen; het meren van schepen langs oevers, waarbij de schroef draait.
e. Sportvissers en jeugd, speciaal bij losliggende stenen bij taludverdedigingen.

II Chemische:

a. Agressieve stoffen in het water, zoals o.a. koolwaterstoffen, zuurstof.
b. Olie op het water, afkomstig van schepen (bij asfalt).
c. Zeewater.
d. Electro-chemische werking bij toepassing van verschillende metalen.

III Organische:

a. Paalworm, e.d. speciaal bij zinkstukken, damwanden, e.d.
b. Aantasting door algen (vooral bij asfalt) en draadwieren.
c. Plantengroei, welke door de constructie heengroeit zowel door asfalt als door "open"constructies.

7. Uitvoering en onderhoud van de constructie.

Bij het bepalen van de keuze van reguleringswerken spelen de wijze en de mogelijkheden van uitvoering en onderhoud een belangrijke rol. Deze mogelijkheden worden niet zozeer door technische beperkingen als wel door economische vergelijkingen bepaald. In het volgende zijn een aantal factoren genoemd die bij de keuze van invloed kunnen zijn.

1. uitvoering en onderhoud boven water (in de droge) of onder water (in de natte);
2. uitvoering en onderhoud van de wal af, of van het water af;
3. uitvoering met groot (bagger) materieel of zonder dit materieel;
4. uitvoering ineens of in fasen (met behulp van de natuur).

Enkele van deze factoren hangen nauw met elkaar samen; in feite kan men alleen punt 1 vrijwel onafhankelijk van de andere punten beschouwen.

In het algemeen kan men zeggen dat constructies die boven water worden uitgevoerd en onderhouden de voorkeur genieten. De uitvoering is eenvoudiger, beter, en beter te inspecteren; de constructies zijn degelijker, sterker en vaak goedkoper. Men zou dan ook kunnen overwegen om die delen van oeververdedigingen, kribben, enz. die onder water liggen, in de droge te maken met behulp van bouwputten en bemalingen. Afgezien van het vraagstuk van het latere onderhoud is er het kostenvraagstuk, waardoor deze uitvoeringsmethode normalerwijs niet de voorkeur heeft. Wel zal men proberen om de uitvoering boven water en het daarbij behorende constructietype tot een zo laag mogelijk niveau door te voeren. Daarbij kunnen we niet afdalen tot de laagste waterstand op bovenrivier of getijrivier. Voor de uitvoering en het onderhoud is tijd nodig, en als grens zal me

men daarom kiezen de waterstand van de bovenrivier die gemiddeld nog enkele maanden per jaar wordt onderschreden, of de waterstand van de getijrivier die nog enige uren per getij wordt onderschreden.

Ten aanzien van punt 2 kan men stellen dat het nooit gaat om een volledige uitvoering van de wal af of van het water af. Steeds is er een zekere vermenging, maar de vraag is waar het zwaartepunt ligt. Zonder twijfel zal men dan kiezen voor een uitvoering van het water af indien deze mogelijkheid bestaat. Dit vereist echter dat de rivier bevaarbaar is. In dat geval geven de aanvoerwegen van materialen, enz. minder moeilijkheden; vooral is dan de uitvoering van de werken onder water beter te realiseren. Moet het gehele werk van de wal af worden gemaakt dan zal men toch met drijvende bakken, glijgoten en dergelijke moeten werken om op grotere diepte, dus verder uit de wal, de werken tot stand te brengen. Dit hangt samen met de punten 3 en 4.

Heeft men geen baggermaterieel ter beschikking dan zal men de uitschuring vóór de vaste punten aan de natuur moeten overlaten. Dit geeft niet alleen groot risico in verband met het optreden van grote afschuivingen maar bovendien vereist het de herhaalde en langdurige aanwezigheid van aannemerspersoneel en materieel. De werken zullen daardoor duurder worden, al zullen deze kosten over een groter aantal jaren uitgesmeerd kunnen worden. Daarom zal men, ook bij afwezigheid van baggermaterieel in het betrokken land, toch moeten overwegen om dergelijk materiaal aan te voeren, en de vaste punten ineens op volle diepte uit te voeren.

8. De economie van de werken

Bij de vaststelling van de keuze van de vaste punten, oever- en bodembekledingen, uitvoeringswijze, enz. speelt uiteraard het kostenvraagstuk de grootste rol. Men moet echter wel zo reëel zijn om de risico-factor daarin mee te laten spelen. Een uitvoering ineens is wellicht duurder dan een optimistisch ontwerp betreffende een uitvoering in fasen, maar het risico is veel kleiner.

Van zeer groot belang is dat de keuze van constructies en uitvoering zo mogelijk aangepast wordt aan de werkmethoden en beschikbaar personeel, en aan de beschikbare materialen. Dit kan echter wel tot grote moeilijkheden leiden indien de schaal van de werken van een geheel andere orde is als de aldaar gebruikelijke. Men kan dan zelfs in de verleiding komen om, bijvoorbeeld bij werk in ontwikkelingslanden, personeel, materieel en materialen te importeren, omdat dan de kosten lager uitvallen. De juiste aanpak lijkt een tussenoplossing met inschakeling van lokale arbeid en materialen, zodat een ontwikkeling mogelijk wordt welke tot zelfstandigheid van uitvoering kan leiden.

6.4.8. Toepassing van afdekconstructies in verschillende soorten materialen.

Afhankelijk van o.a. de bodemgesteldheid zoals het al of niet waterdoorlatend zijn en de aanwezige grondwaterstanden en rivierstanden kunnen we een keuze maken tussen:

I Open constructies:
Dit zijn "niet waterdichte" bekledingen, die zodanig zijn uitgevoerd, dat het eronder aanwezige bodemmateriaal niet kan worden doorgezogen. De doorlatendheid moet verder groot zijn om het grondwater achter de constructie de drukvariaties van het buitenwater zo snel mogelijk te kunnen laten volgen, opdat er geen opwaartse drukken kunnen ontstaan.

II Gesloten constructies:
Dit zijn "waterdichte" bekledingen, welke zo zwaar van gewicht moeten zijn, dat ze in staat zijn om de maximale optredende opwaartse drukken te kunnen weerstaan. Bij gesloten constructies volgt het grondwater het buitenwater nl. slechts ten dele of helemaal niet, hetgeen afhankelijk is van de doorlatendheid van de onderliggende grond.

III Tussenoplossingen:
Deze zijn gedeeltelijk open en gedeeltelijk gesloten. De constructie met een open teen met daarboven een gesloten bekleding wordt vrij veel toegepast, omdat de voordelen van een gesloten constructie blijven, terwijl de onderdrukken sterk gereduceerd worden.
Ook worden er veel constructies toegepast, waarvan de onderlagen gesloten zijn, terwijl de bovenste afdekking open is zoals o.a. zetsteen met vlijlagen op een ondergrond van klei.

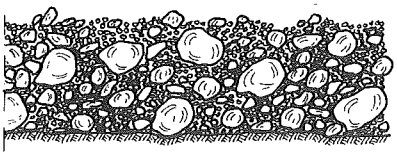
In het volgende zullen zeer in het kort een aantal voorbeelden worden opgesomd.

In fig. 6.4.-14 zijn een aantal voorbeelden gegeven van open oever- en bodembekledingen. Uiteraard bestaan er nog vele andere oplossingen maar de gegeven reeks heeft tot doel om een indruk te geven van de principes en van de overgang tussen de verschillende typen.

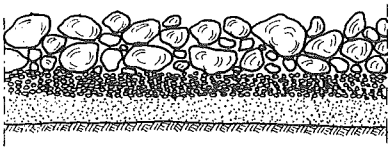
Bij deze open verdedigingen kunnen de beide hoofdfuncties - filterwerking, en bescherming tegen stroom en golfslag - gecombineerd zijn (de nrs. 1, 2, 7, 11, 13, 14, 16) of gescheiden (3, 4, 5, 8, 9, 10, 12). Men kan ook onderscheid maken tussen samenhangende constructies of filters, en niet samenhangende con-



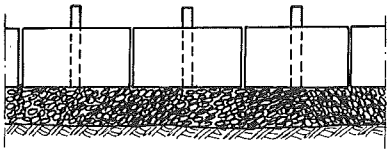
1. Stortsteen, normale sortering groeve



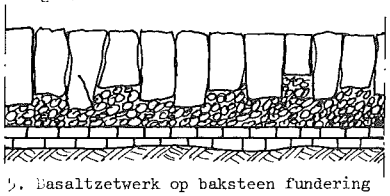
2. Stortsteen, speciale gradering diameter



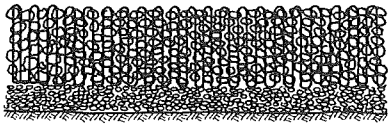
3. Stortstéen op filterlagen (zand, grind, enz.)



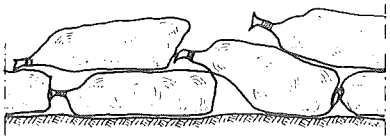
4. Geperforeerde betonblokken op laag fijn grind.



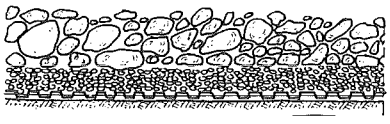
5. Basaltzetwerk op baksteen fundering en gruisvulling



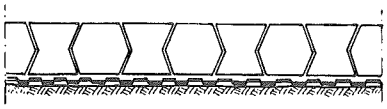
6. Steen in geplastificeerd metaalgaas eventueel op filter



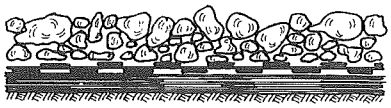
7. Zand in zakken van jute (chem. geïmpregneerd) of geweven kunststofvezel



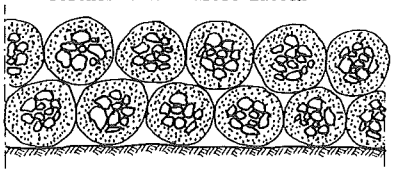
8. Stortsteen op geweven kunststoffilter, beschermd door deklaag.



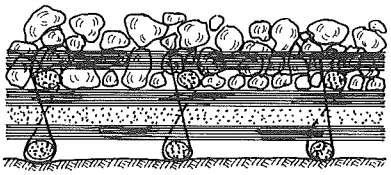
9. Betonzetwerk op geweven kunststoffilter



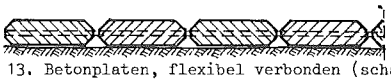
10. Stortsteen op stro- of rietfilter, beschermd door azobé latten



11. Steen in rijshoutworsten, door metaaldraad omwonden



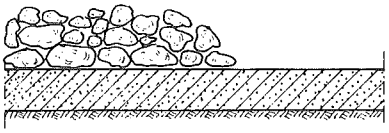
12. Stortsteen op rijshoutmatrassen (zinkstuk, kraagstuk, hangstuk).



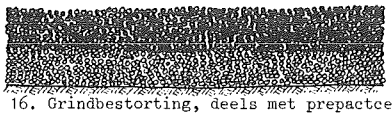
13. Betonplaten, flexibel verbonden (scharnieren, kabels)



14. Dubbel kunstvezeldoek met prepactcement gevuld



15. S.R.O.-filterplaat, eventueel met stortsteen afgedekt



16. Grindbestorting, deels met prepactcement aaneengekit

fig. 6.4.-14. Voorbeelden van open bekledingsconstructies.

structies of filters. Daar tussen in staan constructies die weliswaar onsamenhangend zijn maar die zodanig gezet en opgesloten zijn dat zij een zekere samenhang hebben (4, 5, 9).

Zoals eerder gezegd speelt bij de keuze een groot aantal factoren een rol. Deze factoren zoals beschikbare materialen, personeel en materieel bepalen uiteindelijk de gekapitaliseerde kosten van aanleg en onderhoud. Naast de kwaliteit van de constructie speelt de uitvoeringsmogelijkheid ook een grote rol. Punten hierbij zijn:

- de houdbaarheid op de lange duur (boven water, onder water);
- de filterkwaliteit (snelfilter dus geen drukverschil bij uitstroming, langzaam filter dus ongeschikt bij waterstroming, gronddoorlatendheid);
- uitvoering alleen met gespecialiseerde arbeid;
- uitvoering onder water alleen met speciaal materieel;
- uitvoering op talud alleen met speciale voorzieningen.

In het volgende zullen de gegeven voorbeelden in het bijzonder op deze punten worden bezien.

Voorbeeld 1:

Meest simpele oplossing maar grond doorlatend. Bij storten in dieper water bodem opgewoeld en laagdikte sterk varierend. Verbeterd door toepassing van speciaal materieel (doseringsbakken, glijgoten). Op onderwatertaluds nog ongunstiger.

Gronddoorlatendheid te verbeteren door speciale gradering.

Voorbeeld 2:

Overigens zelfde bezwaren; bij storten in diep water bovendien ontmenging door verschil in valsnelheid. Veel verlies van fijn oppervlakte materiaal door stroming en golfslag.

Voorbeeld 3:

Functiescheiding; goede oplossing boven water. Onder water en vooral op onder water-taluds moeilijk uitvoerbaar.

Verbetering functie afdeklaag door toepassing van zetwerk in plaats van stortwerk.

Voorbeeld 4:
Zetwerk van betonblokken op filter van fijn grind. Indien de filtercapaciteit van de blokken te klein is dan perforatie met plastic buisjes; ook doeltreffend voor oppakken zware blokken. Uitvoering in de droge; onderhoud onder water wel mogelijk, (duikers, duikerklokken) maar kostbaar. Aan de randen moet opsluiting plaats vinden met damwand of perkoenpalen (fig. 6.4.-15).

Voorbeeld 5:
Oud-Hollands basaltzetwerk; specialistenwerk. Baksteen geeft goede drukverdeling op slappe bodem (fig. 6.4.-16). Esthetisch fraaier dan 4.

Voorbeeld 6:
Combinatie filter en deksteen door toepassing fijner materiaal, maar samengevoegd in gevlochten manden of afgedekt door gaas. Soms hieronder nog extra fijn filter (fig. 6.4.-17).

Voorbeeld 7:
Doorvoering van 6 geeft oplossing zand in textielzakken (jute - snel verteerd of kunstvezel).

Voorbeeld 8:
Volgende stap: geweven textieldoek als filter (polyeteen of enkalonvezeldraad of polypropeen band geweven met maaswijdte en treksterkte naar keuze). Ter voorkoming van beschadiging door vallende stortsteen wordt eerst een laag fijner dekmateriaal aangebracht met glijgoten, enz. Het moeilijke probleem is de uitvoering onder water. Een van de methoden is om er een drijvende constructie van te maken door een laag riet op het filter te bevestigen. In dat geval is de plaatsing van het zinkstuk of kraagstuk dezelfde als bij een oud-Hollands zinkstuk van rijshout. Het riet geeft dan tevens bescherming van het filter tegen de vallende stortsteen (fig. 6.4.-18). Bij taludtoepassing kruislings wiepen op het stuk bevestigen om afglijden stortsteen tegen te gaan (zie oplossing 12).

Voorbeeld 9:
Zelfde principe maar nu met zetwerk. Alleen boven water uitvoerbaar. Om locale zetting - en scheuren - van het filter tegen te gaan dient in de betonblokken samenhang gebracht te worden.

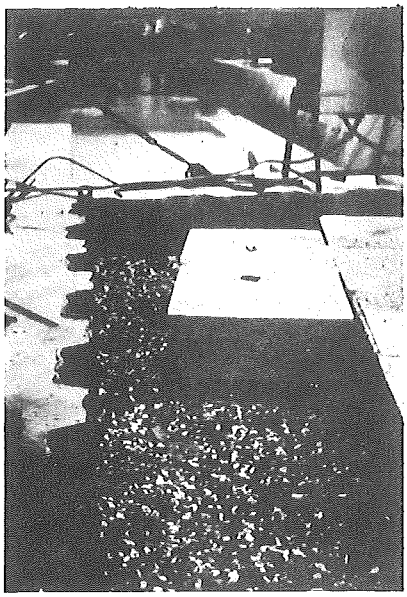


Fig. 6.4.-15. Betonblokken op filter

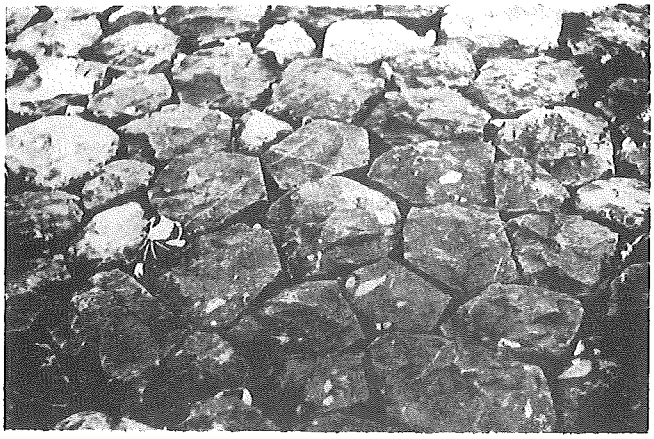


Fig. 6.4.-16. Zetwerk op basalt



Fig. 6.4.-17. Stortsteen, opgesloten tussen harmonicagaas ("steenmatras")

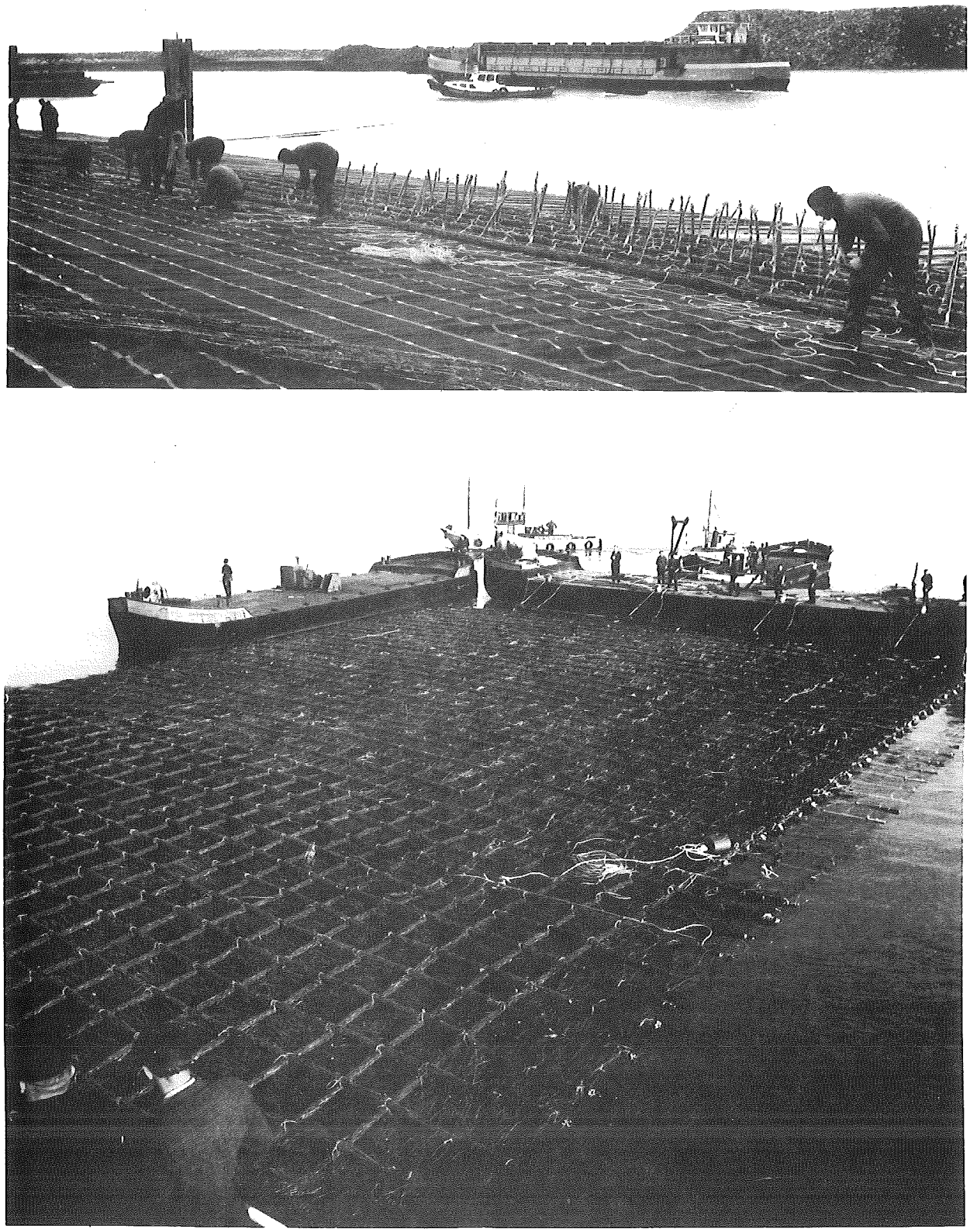


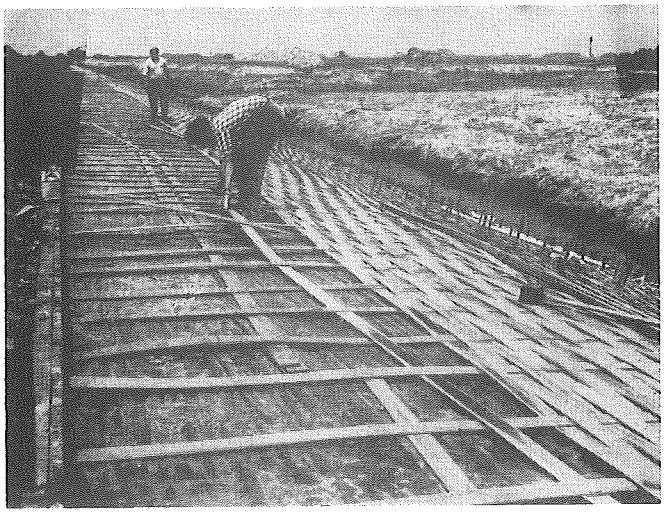
Fig. 6.4.-18. Filter van "Nicolon" polypropeen weefsel waarop vastgestikt een beschermende en drijvende rietlaag, waarop een rooster van wiepen.

Voorbeeld 10:
Strofilter beschermd tegen de vallende stortsteen door houten azobé vlechtwerk. Op taluds vlechttuinen van azobé aanbrengen. Ook dit is een constructie in de droge, waarbij het riet of stro vergaat (fig. 6.4.-19).

Voorbeeld 11:
Bij deze rijshoutworsten met steenvulling wordt de 6 à 10 m lange worst van ongeveer een halve meter diameter op de wal vervaardigd en vervolgens het talud afgerold (fig. 6.4.-20). Om het later narollen tegen te gaan worden daarna staken onder water geslagen. Het geheel wordt meestal met steen afgedekt. Behalve in Italië wordt de constructie weinig toegepast. Soms wordt metaalgaas toegepast als omhulling in plaats van rijshout.

Voorbeeld 12:
Bij het voorgaande voorbeeld heeft het filter enige samenhang in de lengterichting; loodrecht op het talud bestaat deze niet en moet door plaatsen van staken stabiliteit verkregen worden. Bij de nu te bespreken oplossing met de zogenaamde filtermatrassen bestaat samenhang in beide richtingen. Deze matrassen, meestal bestaand uit plantaardig materiaal, zoals gevlochten bamboe, lianen, touw, houten plankjes, enz. zijn bovendien drijvend aan te voeren hetgeen de uitvoering vergemakkelijkt. De Nederlandse versie van deze constructie is de van ouds toegepaste rijshout matras, uitgevoerd als zinkstuk (horizontale bodem), kraagstuk (taludbedekking van laagwaterberm tot voorbij de voet) of kraagstuk (taludbedekking tot enige meters onder water zoals bij kanalen toegepast). (fig. 6.4.-21). De constructie bestaat uit een onder- en een bovenroosterwerk van rijshout wiepen (± 10 à 15 cm diameter, 0,90 m hart op hart) waartussen een filter van 2 of 3 lagen rijshout of riet). De roosterwerken worden met touw samengekneld zodat een vrij stijve matras ontstaat. De grootste toegepaste matrassen hadden maten van ongeveer 25 bij 80 meter. Bij deze dikke matrassen (0,50 m) wordt geen overlap toegepast tussen opeenvolgende matrassen; dit zou een te grote onregelmatigheid geven. De naden tussen de matrassen worden volgestort met steen. Bij zeer dunne matrassen, zoals de eerderbesproken kunstvezelstof, bestikt met een rietlaag, kan dit wel.

Op vele details betrekking hebbende op drijvend transport en afzinken wordt hier niet verder ingegaan. Ook niet op de samenstelling van de filterlagen, welke mede bepaald wordt door de stortdiepte van de stortsteen, of de eventuele aantasting door paalworm, enz.



Opbouw van het azobé-kraagstuk

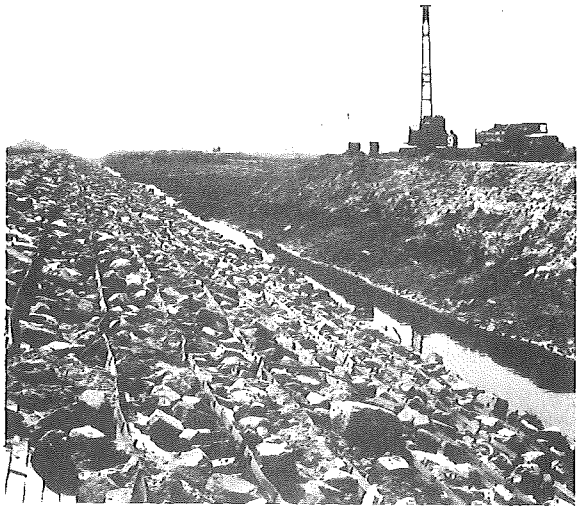


Fig. 6.4.-19. Oeververdediging, bestaande uit azobé-kraagstukken met bestorting

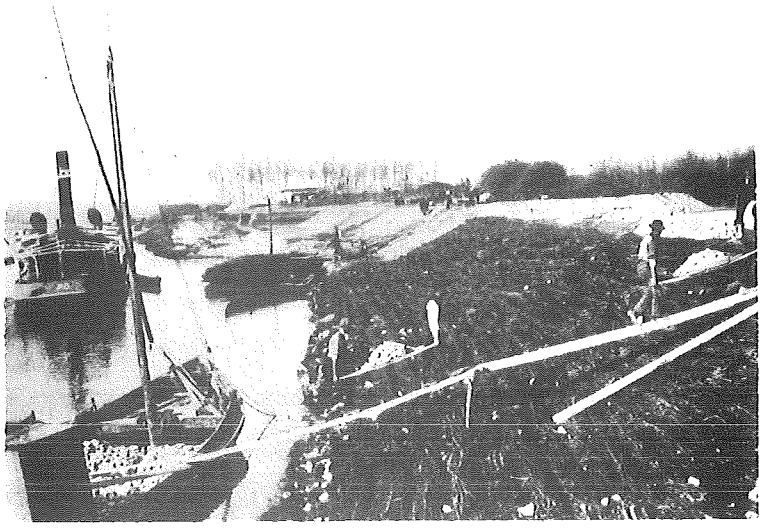


Fig. 6.4.-20. Verdediging van een talud m.b.v. stortsteen, verpakt in rijshout



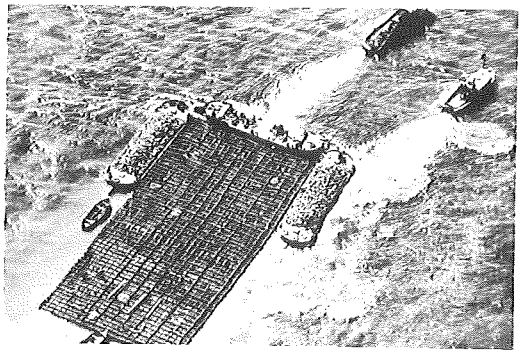


Fig. 6.4.-21. constructie en transport van een zinkstuk

Een belangrijk punt bij deze matrassen van plantenvegetatie is dat alleen toepassing onder water een houdbare oplossing geeft. Boven water vindt snel vertering en verlies aan elasticiteit plaats. Dit geldt niet voor de kunststofvezel.

Een nadeel van de rijshoutmatrassen is dat de constructie arbeidsintensief is en vraagt om gespecialiseerde arbeid. In verband met de loonstijgingen wordt dan ook steeds meer gezocht in de richting van machinaal vervaardigde kunststofmatrassen.

Voorbeeld 13:

Deze oplossing, die wel is toegepast bij oeververdedigingen langs de Mississippi, bestaat uit betonplaatjes, flexibel verbonden door staalkabels door de plaatjes in beide richtingen of door scharnieren. Fabrikage en plaatsing vragen om een kostbaar apparaat dat alleen verantwoord is bij grote capaciteit. Bovendien is de constructie weinig aanbevelendswaardig, in het bijzonder bij fijnzandige oever. Het bodemmateriaal wordt namelijk door de naden gezogen.

Voorbeeld 14:

Bij deze oplossing wordt een dubbele lap kunstvezelstof ten dele opgevuld met prepact-cement. Hierdoor ontstaat wel een zekere flexibiliteit en porositeit, maar de duurzaamheid is klein en de uitvoering moeilijk. Ook voor deze moderne oplossing is weinig enthousiasme op te brengen.

Voorbeeld 15:
Ook deze oplossing heeft tot nu toe overwegende bezwaren. Door een menging van zand met Special Road Oil is wel een materiaal verkregen dat samenhangend, flexibel, enigermate waterdoorlatend en ook onder water te dumpen is, maar het slijt snel zodat afdekking met bestorting gebodem is. Dan is ook het voornaamste voordeel verdwenen.

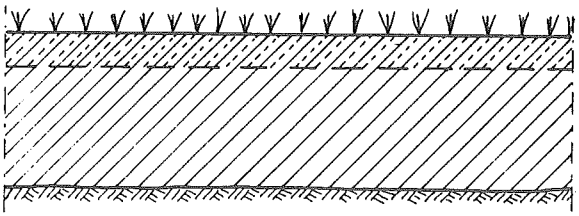
Voorbeeld 16:
Bij deze oplossing wordt een bestorting van gebroken grind ten dele gepenetreerd met prepact-cement. De bovenlaag wordt daardoor aaneengekit doch behoudt een zekere porositeit. Het later optreden van scheuren behoeft geen schade te geven als de eenheden maar groot genoeg blijven. Ook deze oplossing is niet zeer aanlokkelijk; moeilijkheden bij toepassing onder water en waterdichtheid bij overdosering van de prepact-cement.

Overzien we de mogelijkheden dan zal de keuze meestal vallen op de steenbestorting of de matras met steenbestorting. Steenbestorting onder water oplossing 2, of met speciaal stortmaterieel 3; steenbestorting boven water 3, doch liever 5 of 4. Bij toepassing van matrassen onder water oplossing 12 of 8 met riet bestikt, boven water oplossing 8, 9 of 10.

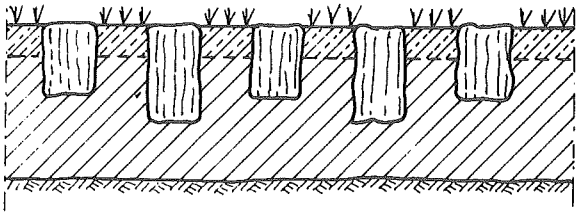
Overgaande naar de dichte afdekconstructies kan worden opgemerkt dat de mogelijkheden hier veel kleiner zijn dan bij de open constructies. Beton en vooral asfalt spelen hier de hoofdrol. In fig. 6.4.-22 zijn enkele mogelijkheden aangegeven.

Voorbeeld 1:
Dit geeft de goedkoopste mogelijkheid, namelijk een met gras of andere vegetatie begroeide kleilaag. Deze natuurlijke verdediging is uiteraard alleen mogelijk op plaatsen waar gras kan groeien, dus daar waar tijdens de groeiperiode vrijwel steeds zuurstof aanwezig is. Is het gras gedurende die periode een aantal weken onder water, dan sterkft het af. Toepassing is dan ook alleen mogelijk boven een niveau dat op enige hoogte boven de gemiddelde waterstand ligt. Voor een stevige groei mag het talud niet te steil zijn(1 : 5), terwijl de ondergrond bacterierijk ("warm") en voedzaam moet zijn.

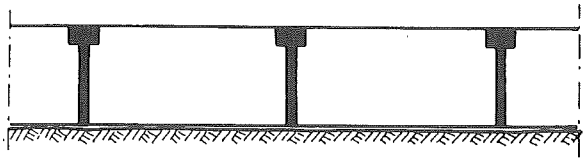
Voorbeeld 2:
Grote stroomsnelheden kan een dergelijke grasmat niet verdragen. Enige versteviging is dan nog te bereiken door het "verankeren" van de grasmat met uit-



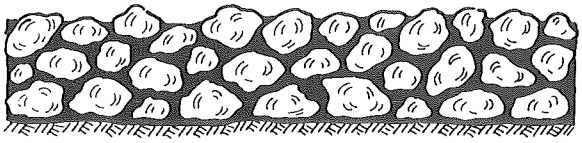
1. Klei met gras



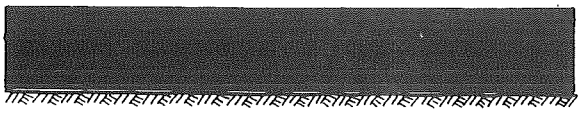
2. Klei met gras en basaltversterking



3. Betonplaten met asfaltvoegen

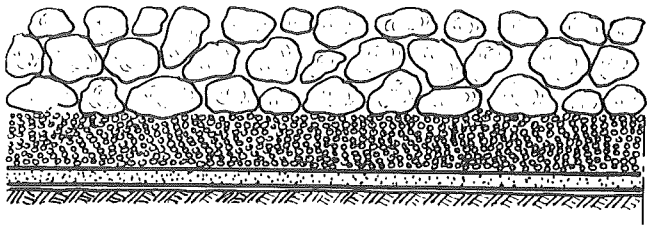


4. Met asfalt gepenetreerde stortsteen

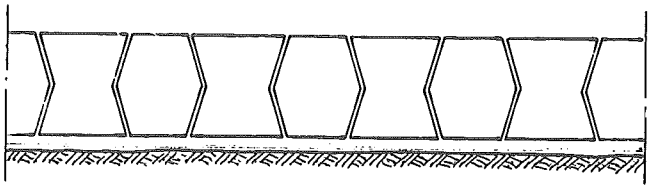


5. Asfaltbeton

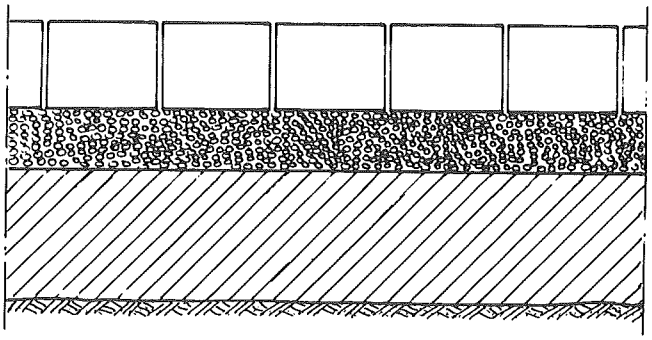
fig. 6.4.-22. Voorbeelden dichte afdekconstructies.



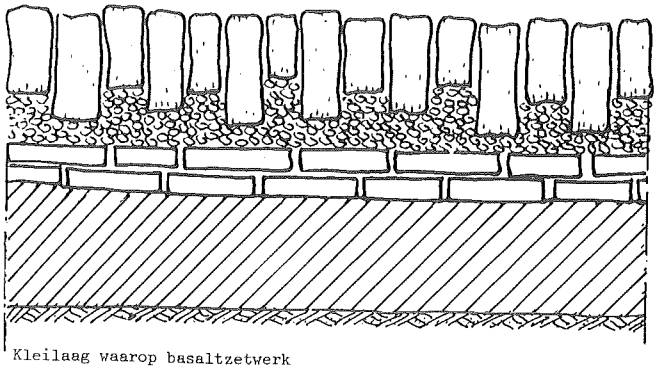
1. Lagen asfaltpapier afgedekt door bestorting.



2. Betonblokken op plastic-folie



3. Kleilaag waarop betonblokken op fijn grind



4. Kleilaag waarop basaltzetwerk

fig. 6.4.-23. Voorbeelden van samengestelde constructies.

eenstaande basaltzuilen. In een dergelijk geval zal men, indien een dichte constructie gewenst is, overgaan tot beton of liever asfalt.

Voorbeeld 3:
Betonplaten van varierende afmetingen; en al dan niet gewapend worden boven water nog wel toegepast. De constructie is weinig populair, de platen zijn star, scheuren vaak en zijn lelijk van uiterlijk. De onderzijde moet ruw zijn, anders moet het talud flauw zijn. In de meeste gevallen zal men dan liever overgaan tot asfaltconstructies.

De toepassing van asfalt in de waterbouwkunde heeft zich na de oorlog zeer sterk ontwikkeld, zij het met veel vallen en opstaan. Na de oorlog bleken vele honderduizenden vierkante meters steenglooiing zich in desolate toestand te bevinden. Het opnieuw zetten van de glooiingen zou veel te veel tijd en arbeid kosten. Een groot deel van deze glooiingen is daarop gepenetreerd met asfalt, waardoor een hechte doch lelijke constructie werd gevormd. Ook werd hierdoor een open zetwerk of bestorting gewijzigd in een dichte constructie.
Aanhechting tussen de koude steen en de warme asfalt vindt niet plaats. De over de bestorting uitgegoten asfalt scheurt dan ook op de duur van de steen af waarna de steen omringd is door asfalt (fig. 6.4.-24).

Na deze eerste toepassingen heeft het gebruik van asfalt voor oever- en bodembekledingen een grote ontwikkeling ondergaan, dit zowel in de samenstelling , de wijze van uitvoering en de mogelijkheden van toepassing. Het heeft weinig zin om in kort bestek hierop nader in te gaan; de gecompliceerdheid van dit materiaal en zijn toepassingen zou direct om een omvangrijke behandeling vragen. Vraagstukken betreffende de visco-elasticiteit, de temperatuurgevoeligheid, de bitumen dosering, gewenste porositeit en zuurstofgevoeligheid, toepassing van warm gestorte asfalt onder water, enz. kunnen niet in enkele bladzijden worden behandeld. Ook bij uitvoerige bestudering is toepassing meestal alleen verantwoord in overleg met de specialisten op dit gebied.

Na de behandeling van open en gesloten afdekconstructies dient nog iets gezegd te worden over een samengestelde constructie. Dat is een constructie die ten opzichte van het grondwater als dicht kan worden beschouwd maar waarbij de deklaag een open constructie is. In fig. 6.4.-23 zijn hiervan enige voorbeelden opgenomen.

De voorbeelden 1 en 2 vinden weinig toepassing bij reguleringswerken. Het doel van de constructies is de infiltratie van water in de grond te verhinde-

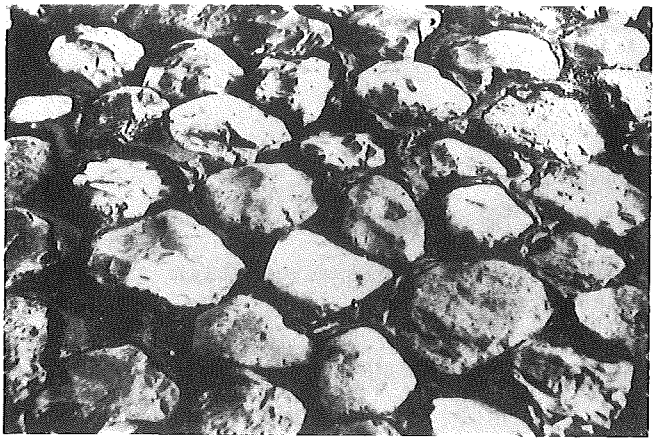


Fig. 6.4.-24. Basaltglooiing met asfalt als voegvulling

ren (irrigatiekanalen) of om bovenstrooms van stuwen of sluizen met behulp van een waterdichte laag de kwellengte onder de constructie te verlengen. In deze gevallen is de waterdruk boven de constructie dus groter dan in de grond, zodat de afdichting tegen de bodem gedrukt wordt en dus licht kan zijn. De afdekking behoeft alleen weerstand te bieden tegen het over de constructie stromende water.

Bij de voorbeelden 3 en 4 zien we een combinatie van een dichte constructie (kleilaag) met een open constructie. Deze constructies hebben het voordeel dat bij beschadiging de schade beperkt blijft. De klei moet echter van goede samenstelling zijn, dus niet verweken onder water en weerstand bieden aan stromend en golvend water.

6.4.9. Beëindigingen en overgangen.

Bij bodemverdedigingen moet men als eis stellen dat de randen van de verdediging flexibel moeten zijn. Is de rand star dan kunnen lokale verdiepingen langs de rand aanleiding geven tot het opwekken door de stroom van neren die verdere ontgronding geven waardoor afbrokkeling van de rand kan optreden. Het opsluiten van zetwerk met behulp van perkoenen of damwand is wel steeds gewenst maar niet afdoende. Bij toepassing van een starre verdediging zal men steeds als overgang tot de beweeglijke bodem een flexibele constructie toepassen bijvoorbeeld een steenbestorting of filter.

Bij taludverdedigingen zal men de verdediging nog een aantal meters buiten de voet van het talud laten doorlopen, ook al heeft men de hoogteligging van de voet berekend en direct op diepte gebaggerd. Ook hier zullen tijdelijk en lokaal kleine verdiepingen kunnen optreden. Deze kunnen dan opgevangen worden door een flexibele overlapping.

De bovenbeeindiging van een taludverdediging gaat in vele gevallen over in een grastalud. Deze overgang moet liefst niet te abrupt zijn. Zo geeft bijvoorbeeld een basaltglooiing die naar boven geleidelijk overgaat in een glooiing met gras in de voegen, gevolgd door een met gras bedekte glooiing niet alleen een sterke maar ook een esthetisch fraaie oplossing.

Overgangen tussen verschillende typen verdedigingen vindt men vooral op de overgang tussen "nat" en "droog" werk. Toepassing van een berm van enige meters breedte is dan gebruikelijk. Bij toepassing van kraagstukken dient deze berm voor het vastleggen van het drijvendé kraagstuk. Bij toepassing van zetwerk boven de berm geeft de berm steun aan de constructie (damwand, enz.) die het zetwerk moet opsluiten.

Hoofdstuk 6.

[6.4.-1] Bendegom, L. van en anderen "Principles governing the design and construction of economic revetments" XXII P.I.A.N.C.-congress, section I, subject 6. Paris 1969

[6.4.-2] Cox, R.G. "Velocity forces on submerged rock" USWES - Vicksburg 1958

[6.4.-3] Belyashevskii en anderen "Behaviour and selection of the composition of graded filters in the presence of a fluctuating flow"

[6.4.-4] Nakel, E. "Gewässerausbau" VEB Verlag für Bauwesen, Berlin 1970

[6.4.-5] Press, H. "Binnenwasserstrassen und Binnenhäfen" Wilhelm Ernst, Berlin 1956

[6.4.-6] Richardson, E.V. en anderen "The design of spurs for rivertraining" I.A.H.R., July 1975

[6.4.-7] Robertson, J.M. "World construction" March 1959

[6.4.-8] Winkel, R. "Die Grundlagen der Flussregelung" Wilhelm Ernst, Berlin 1947

Hoofdstuk 7.

Toepassingen.

7.1. Inleiding.

In hoofdstuk 1 werden een aantal aspecten genoemd, waarbij de rivier nut dan wel hinder kan opleveren voor de mens. In dit hoofdstuk 7 wordt nader ingegaan op deze aspecten.
Uitdrukkelijk wordt hierbij gesteld, dat deze aspecten bezien worden uit de gezichtshoek van de rivieringenieur, en dat er geen enkele pretentie bestaat om op de stoel van de betrokken specialisten (waterkracht, irrigatie, werken enz.) te gaan zitten. Voor zover de aspecten zelve ter sprake komen, is het doel alleen, om enig illustratief inzicht te geven, en om de soort van vraagstukken aan te duiden, waarmee de rivieringenieur te maken krijgt. Een uitzondering is gemaakt bij het aspect hoogwaterbeheersing. Bij dit aspect ligt het zwaartepunt op de riviertechnische zaken; het wordt dan ook in de vakgroep als specialisme behandeld. De grotere uitvoerigheid is ook te motiveren dan het feit, dat in de wereldliteratuur geen samenvatting te vinden is van dit onderwerp, doch slechts behandeling van deelaspecten.
In de laatste paragraaf van dit hoofdstuk wordt getracht inzicht te geven in de zogenoemde multi(ple) purpose projecten. Veelal wordt in een rivierproject slechts één aspect gediend; uiteraard dient daarbij wel gestreeft te worden om andere rivierbelangen te ontzien. In verband met de hoge kosten van vele rivierprojecten wordt tegenwoordig meer en meer gezocht naar oplossingen, waarbij een project bedregulering, reservoir, stuw) meer belangen kan dienen. Het begrip "multipurpose projects" mag niet verward worden met het tegenwoordig meer naar voren komende begrip "river valley scheme". Bij dit laatste gaat het niet om een enkel project, maar om de optimale benutting van de hele rivier. Hierbij worden vele soorten rivierwerken, over de hele rivier verspreid, zodanig geintegreerd, dat de mensheid het grootste nut van de rivier heeft. Het bekendste voorbeeld is wellicht de benutting van de Tennessee-rivier in de U.S.A. ontwikkeld door de

Tennesse Valley Authority. De Rijn daarentegen is in 't geheel geen voorbeeld van een "river valley scheme", omdat de vele werken, die in deze rivier zijn uitgevoerd, niet op elkaar zijn afgestemd. In dit hoofdstuk wordt niet ingegaan op de principes van rivier valley schemes. Ook wordt niet ingegaan op juridische, administratieve en internationale aspecten van rivieren. Ten aanzien van deze onderwerpen kan verwezen worden naar het boek van L.A. Teclaff - The river basin in history and law.Martinus Nijhoff, The Hague, 1967.

7.2 Hoogwaterbeheersing en drainage in het hoogwaterbed

7.2.1 Inleiding
7.2.2 Berekening van hoogwatergolven
7.2.3 Waarschijnlijkheid van hoogwatergolven
7.2.4 Beheersing door bedijking
7.2.5 Beheersing door verkleining van de maximale afvoer
7.2.6 Beheersing door vergroting van de afvoercapaciteit
7.2.7 Keuze en rechtvaardiging
7.2.8 Drainage in het hoogwaterbed

7.2.1 Inleiding

In deze paragraaf zal worden behandeld het probleem van de overstroming van het hoogwaterbed in midden- en benedenloop van rivieren als gevolg van uitzonderlijk hoge rivierafvoer, en het probleem van de mogelijkheden tot tegengaan van dergelijke overstromingen. Niet besproken worden dus de overstromingen langs kusten en in estuaria en benedenrivieren als gevolg van tyfoons in een deel van de tropengordel, van stormvloeden in de depressiegordel, en van vloeden als gevolg van zeebevingen. Onbesproken blijft ook het optreden van modderlawines als gevolg van grondverweking in bovenlopen. Tenslotte zal ook onbesproken blijven het vraagstuk van overstroming als gevolg van rivierblokkade door ijs- en vegetatiedammen. Ten aanzien hiervan wordt verwezen naar de sub-paragrafen 2.3.2 en 2.3.3.

De overstroming van het hoogwaterbed van rivieren is een volkomen natuurlijk en vrijwel jaarlijks terugkerend verschijnsel, behorend bij de morfologische opbouw van de rivier (zie hoofdstuk 4). Dat dit verschijnsel toch de aandacht kan trekken komt doordat de mens bezit heeft trachten te nemen van delen van dit hoogwaterbed en een enkele keer de consequenties hiervan moet accepteren. Het hoogwaterbed biedt echter zoveel aantrekkelijke aspecten voor de mens dat langs vele rivieren dichte bevolkingen zijn ontstaan en grote investeringen zijn verricht. Aantrekkelijke aspecten zijn een vlak, vrijwel horizontaal oppervlak met een vaak vruchtbare bovenlaag en een stevige ondergrond, gunstige grondwaterstanden met de mogelijkheid van watervoorziening uit en drainage in de rivier, de lozing van afvalwater, scheepvaartverbinding en visserij.

In een eerste stadium van bewoning vestigt de bevolking zich op natuurlijke verheffingen als oeverwallen of op kunstmatige terpen of in paalwoningen. Door het grote bergend vermogen van het hoogwaterbed zullen extreme hoogwaters niet veel hoger komen dan normale hoogwaters. Echte rampen komen dan ook zelden voor al zal de bevolking bij extreme hoogwaters nog meer ontbering ondervinden dan in andere jaren. Het grote bezwaar van deze toestand is echter dat het gebied niet tot ontwikkeling kan komen door beperkingen opgelegd aan landbouw, veeteelt, industriële vestigingen, woningen en communicatie.
Enige verbetering treedt op als in een later stadium wordt overgegaan tot omkading van stukken land. Overstroming treedt later op, waardoor het vee langer in de wei kan blijven en een tweede oogst wellicht mogelijk wordt; anderzijds kan na het hoogwater water worden vastgehouden voor irrigatie. Zolang deze kaden betrekkelijk laag blijven en geen weerstand gaan vormen bij de afvoer van hoge vloeden, is deze eerste stap aan te bevelen. In Nederland kennen we in dit opzicht de zomerkaden in het hoogwaterbed van de Rijntakken. Deze zomerkaden dienen om de uiterwaarden in de meeste jaren te beschermen tegen zomerhoogwaters die bezwaren zouden geven ten aanzien van beweiding en hooioogst. De kruin van deze kaden ligt gemiddeld op enkele meters beneden extreem hoge winterhoogwaters, zodat zij nog geen grote weerstand geven tegen afstroming van deze hoogwaters. In deze kaden bevinden zich sluisjes die in de winter open staan zodat dan de uiterwaarden reeds ten dele gevuld zijn als de kaden overstromen. Beschadiging van kaden wordt hierdoor tegengegaan.
Een geleidelijke verhoging van kaden leidt tot vermindering van het aantal overstromingen maar is al in vele gevallen de oorzaak geweest van rampen. Twee redenen zijn hiervoor aan te wijzen. In de eerste plaats leidt dit tot verhoging van topstanden ten gevolge van de weerstand tegen afstroming in het hoogwaterbed, en - in geval van zeer hoge omdijkingen die inundatie bij extreme hoogwaters tegengaan - ten gevolge van de vermindering in berging. In de tweede plaats wordt de bevolking, door het steeds zeldzamer worden van overstromingen, in de verleiding gebracht tot bewoning en industrialisering van het lagere deel van het hoogwaterbed. Komt er in dat geval een overstroming dan gaat alles diep onder water en treedt een ramp op. Het aanleggen van dijken kan een goede oplossing geven, maar vraagt dus wel om een grondig onderzoek ter voorkoming van dergelijke rampen.

Behalve dijkaanleg zijn er meestal ook andere oplossingen ter verbetering van de toestand. Ook hierbij is steeds een voorstudie nodig, die zich moet richten op een drietal geheel verschillende aspecten.

In de eerste plaats dienen studies te worden gemaakt over het karakter van de hoogwatergolven in de betrokken rivier. Daarbij gaat het om vorm en inhoud, voortplanting, vervorming en demping van de golf. Aan de hand van enige waargenomen hoogwatergolven (waterstanden, afvoeren) en terreingegevens (stroomvoerende dwarsprofielen, bergende breedten) kan de vereiste kennis verkregen worden. Deze kennis is nodig als basis voor een tweetal onderzoekingen, te weten:

a, het extrapoleren van het bovengenoemde karakter naar de extreem hoge, nooit waargenomen hoogwatergolf, waartegen men zich wil beschermen, de zogenaamde maatgevende hoogwatergolf;

b, het berekenen van de veranderingen in deze golf die zullen optreden als gevolg van de uit te voeren werken. In 7.2.2 wordt hierop nader ingegaan.

Een tweede categorie van studie heeft betrekking op de waarschijnlijkheid van optreden van hoogwatergolven. Dit vraagstuk speelt een grote rol bij de vaststelling van de maatgevende hoogwatergolf. In 7.2.3 wordt dit vraagstuk nader besproken.

De derde groep van onderzoekingen heeft ook betrekking op deze maatgevende hoogwatergolf, namelijk de vaststelling ervan op sociaal-economische gronden. De moeilijkheid is dat het hierbij niet alleen gaat om een vergelijking en een eventuele optimalisatie van kosten en baten, maar dat ook andere factoren zoals ontwikkelingsdruk en welzijn vaak een grote rol spelen. In 7.2.7 wordt hierop nog kort ingegaan.

Het zwaartepunt van de studie betreffende hoogwaterbestrijding ligt veelal op een vergelijkend onderzoek naar de verschillende technische mogelijkheden tot verbetering van de toestand. Naast de direkte bescherming door dijken, besproken in 7.2.4, bestaat soms de mogelijkheid de maximale topafvoer te verminderen. Dit kan geschieden door beter gebruik te maken van de aanwezige berging in het hoogwaterbed of in meren, door de bouw van al dan niet regelbare reservoirs, of door het afleiden

van water bovenstrooms van het te beschermen gebied. Populair gezegd wordt dus in de vergelijking van Chézy:

$$Q = C \cdot B \cdot h^{3/2} \cdot i^{1/2}$$

door verkleining van Q_{max} ook h_{max} verlaagd.

Een derde groep van mogelijke oplossingen omvat de vergroting van de afvoercapaciteit van de rivier, dus in bovenstaande vergelijking door vergroting van de gladheid C, het dwarsprofiel Bh of het verhang i. In 7.2.5 en 7.2.6 worden deze oplossingen nader behandeld.

In sub-paragraaf 7.2.7 worden de verschillende mogelijkheden nader vergeleken aan de hand van enige voorbeelden, terwijl ook nog iets wordt gezegd op de economische en sociale rechtvaardiging van de uitvoering van hoogwaterbestrijdingswerken.

Tenslotte wordt in 7.2.8 een verwant onderwerp behandeld, de drainage van het hoogwaterbed, ook in tijden van lage rivierafvoeren.

7.2.2 Berekening van hoogwatergolven

Reeds in subparagraaf 2.2.5 is de hoogwatergolf ter sprake gebracht. Gedemonstreerd werd hoe het passeren van een dergelijke golf zich aan een in de rivier geplaatste peilschaal mededeelt. In hoeverre het hysteresis-verschijnsel, waarop hier wordt gedoeld, meetbaar is wordt thans voorlopig in het midden gelaten.
In subparagraaf 2.2.6 is nader ingegaan op het voortplanten en vervormen van de hoogwatergolf. Duidelijk is hier naar voren gekomen het verschil tussen de (gemiddelde) snelheid van het water (de deeltjes) en de voortplantingssnelheid van de golf. In Engelstalige landen wordt dit verschil tot uiting gebracht door het hanteren van geheel verschillende benamingen, respectievelijk "velocity" en "celerity". Het feit, dat de voortplantingssnelheid (c) niet gelijk is voor het gehele oppervlak van de golf, is oorzaak van vervormen en dempen ervan.
In deze subparagraaf zullen de verschillende berekeningsmethoden aan de orde komen, welke het proces van voortplanten en vervormen van een hoogwatergolf met meer of minder nauwkeurigheid beschrijven. Gezien de beschikbare literatuur over dit onderwerp mag het geen wonder heten hierbij opnieuw op een Engelse vakterm te stuiten, en wel een waarvoor geen Nederlands equivalent bestaat.

Flood routing is de groep van methoden en procedures om, uitgaande van een op zekere plaats gemeten afvoerverloop (golf), voor een benedenstrooms aan de rivier gelegen punt de karakteristieke eigenschappen van de hoogwatergolf te voorspellen. Onder de karakteristieke eigenschappen kunnen worden verstaan: topstand, topafvoer, golfvolume, waterstandsverloop, voortplantingssnelheid, tijdstip van aankomst e.d.

Het zijn in hoofdzaak drie groepen van parameters welke de voortplanting van een hoogwatergolf bepalen:
1, golfparameters, welke de vorm van de hoogwatergolf beschrijven;
2, geulparameters, waarmee de geometrie van de rivierbedding wordt bepaald, zoals dwarsprofiel, bodemverhang, bergend oppervlak, ruwheid;
3, parameters, welke zijdelingse in- of uitstroming beschrijven.

Uit twee van bovengenoemde groepen parameters kan met behulp van flood routing de derde worden bepaald. Gewoonlijk is het de eerste uit de

tweede en derde, maar ook andere mogelijkheden zijn denkbaar.
Beperken we ons tot het normale geval, dan zullen we in het algemeen over de volgende basisgegevens moeten beschikken:

A. Rivierbed of reservoir
   1. de topografie van de rivier of het reservoir met aangrenzend hoogwaterbed of dal;
   2. dwarsdoorsneden over rivierdal of reservoir om mede met behulp van de onder 1. genoemde gegevens berging als functie van de waterstand te kunnen bepalen;
      ook om als randvoorwaarde te dienen in een eventueel samen te stellen wiskundig model;
   3. het bodemverhang van de stroomvoerende geul;
   4. de weerstand van de geul in de vorm van een ruwheidscoëfficient zoals de C van Chézy of de n van Manning (als functie van de afvoer);
   5. gegevens betreffende begroeiing, bebouwing, obstakels e.d. in het hoogwaterbed.

B. Afvoergegevens
   1. het verband tussen waterstand en afvoer bij permanentie (afvoerkromme) voor de daarvoor in aanmerking komende plaatsen;
   2. registraties van in het verleden opgetreden hoogwatergolven voor verschillende geschikte plaatsen in de vorm van verloop van waterstand of afvoer als functie van de tijd;
   3. gegevens omtrent zijdelingse in- of uitstroming.

Opmerkingen:
1. De onder A.4 genoemde weerstand van de geul is af te leiden uit onder meer de onder B.1 vermelde gegevens.
2. In vele gevallen is flood routing een middel om een maatgevende topstand te bepalen voor verschillende plaatsen, gelegen aan een rivier. De benodigde gegevens voor het samenstellen van een maatgevende afvoergolf zullen dan eveneens moeten worden verzameld (bijvoorbeeld jaarlijkse topstanden voor een bepaalde plaats over tenminste 20 jaar, zie subparagraaf 7.2.3).

Bovenstaande gegevens kunnen de benodigde begin- en randvoorwaarden leveren voor het oplossen van de vergelijkingen, welke het voortplanten van de hoogwatergolf beschrijven.
Deze vergelijkingen zijn al in 1871 gepubliceerd door De Saint-Venant. Voor een breed rechthoekig dwarsprofiel kunnen deze als volgt worden genoteerd:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\ (A_s\ U) = 0 \qquad (7.2\text{-}1)$$

$$\frac{1}{g}\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{U}{g}\frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial z_b}{\partial x} + \frac{U|U|}{C^2 h} = 0 \qquad (7.2\text{-}2)$$

Vergelijking (7.2-1) is de continuïteitsvergelijking en vergelijking (7.2-2) is de bewegingsvergelijking, in deze vorm ook wel lange golfvergelijking genoemd.
De veronderstellingen, welke ten grondslag liggen aan bovenstaande vergelijkingen, worden hieronder samengevat:

1. vertikale versnellingen van waterdeeltjes worden verwaarloosd, waarmee over de vertikaal een hydrostatische drukverdeling wordt aangenomen;
2. de waterbeweging is één-dimensionaal, d.w.z. alle parameters (behalve t) betreffen over het dwarsprofiel gemiddelde grootheden;
3. de snelheidsverdeling over het dwarsprofiel beïnvloedt niet de voortplanting van de golf;
4. wrijvingsverliezen bij niet-permanente stroming verschillen niet van die bij permanentie;
5. de helling van de bodem (α) is zo klein, dat mag worden gesteld: $\sin\alpha = \mathrm{tg}\,\alpha$ en $\cos\alpha = 1$.

Het oplossen van de De Saint Venant vergelijkingen is lange tijd onmogelijk geweest. Een analytische oplossing van het volledige stelsel bestaat thans nog niet, maar door de opkomst van de computer, gedurende de laatste 25 jaar, is het wel mogelijk geworden dit stelsel numeriek op te lossen. Deze oplossing betreft vanzelfsprekend een benadering, ook al omdat veelal toch vereenvoudigingen in de vergelijkingen worden aangebracht (bijvoorbeeld lineariseren van de wrijvingsterm).
Gedurende de tijd, dat flood routing nog met de hand moest worden uitgevoerd (door analytische of numerieke integratie), was het onontkoombaar bepaalde vereenvoudigingen in het stelsel differentiaalvergelijkingen aan te brengen.

Er waren (en zijn) ook andere redenen om met gesimplificeerde vergelijkingen te werken:

1. verschillen in orde van grootte van de verschillende termen van de bewegingsvergelijking maken het in bepaalde gevallen toelaatbaar door schrappen van termen deze vergelijking te vereenvoudigen, waarmee de berekeningen gemakkelijker uitvoerbaar worden;
2. vereenvoudigingen in de bewegingsvergelijking maken vaak analytische oplossingen mogelijk, welke nuttig zijn bij het verkrijgen van inzicht in een golfverschijnsel;
3. bij vele vereenvoudigde rekenmethoden behoeft de geometrie van de rivier niet in detail te worden vastgelegd. Hierbij gaan de gedachten vooral uit naar de hierna te behandelen hydrologische modellen.

In grote lijnen kunnen de volgende vereenvoudigingen worden doorgevoerd:

1. alleen gebruik maken van de continuïteitsvergelijking, resulterend in de z.g. hydrologische modellen;
2. alleen gebruik maken van de bewegingsvergelijking, resulterend in modellen, waarbij gebruik moet worden gemaakt van aanvullende empirische relaties;
3. vereenvoudigen van de bewegingsvergelijking, maar met behoud van de continuïteitsvergelijking, leidend tot de klasse van de z.g. hydraulische modellen (hiertoe behoort ook het stelsel volledige differentiaalvergelijkingen);
4. gebruik van slechts statistische gegevens, dus verwaarlozen van zowel continuïteits- als bewegingsvergelijking, waarmee een groep van empirische modellen ontstaat.

Het rekenen met de hydrologische modellen wordt in het Engels "storage routing" genoemd. Hierbij kan nog onderscheid worden gemaakt tussen "reservoir routing" en "channel routing". De Puls-methode en de Muskingum-methode kunnen als respectievelijke voorbeelden worden genoemd.

De Puls-methode berust op het gebruik van een numerieke versie van de continuïteitsvergelijking:

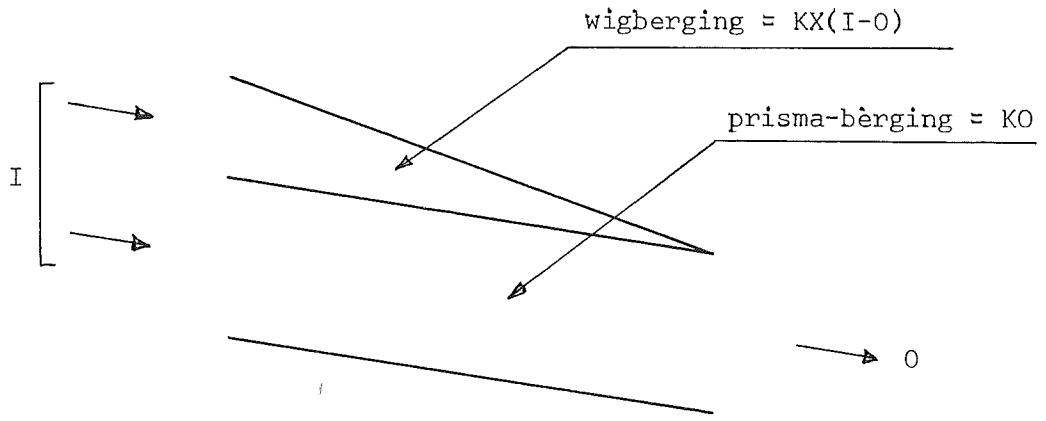
$$\tfrac{1}{2} (I_1 + I_2) \Delta t - \tfrac{1}{2} (O_1 + O_2) \Delta t = S_2 - S_1 \qquad (7.2\text{-}3)$$

In deze vergelijking staat I voor instroming, O voor uitstroming en S voor berging, terwijl de index 1 betrekking heeft op het tijdstip t_1 en index 2 op t_2. Voorts geldt $t_2-t_1 = \Delta t$.
Verder is het nodig om een verband tussen O en S vast te leggen. Bij de Puls-methode geschiedt de flood-routing langs grafische weg.

Bij de Muskingum-methode wordt niet uitgegaan van een vaste relatie tussen afvoer en berging. Met het voorbijtrekken van een hoogwatergolf wordt rekening gehouden door het variëren van het waterspiegelverhang in elk van de vakken, waarin de rivier is verdeeld. Het hiertoe ingevoerde concept van prisma-berging en wigberging (zie onderstaande figuur) resulteert in het volgende verband tussen afvoer en berging:

$$S = KO + KX(I-O) \qquad (7.2\text{-}4)$$

met K en X als coëfficienten.
Deze z.g. Muskingum-vergelijking kan worden opgevat als een bewegingsvergelijking.



Verder geldt uiteraard een continuïteitsvergelijking (7.2-3).

Voor een uitvoeriger behandeling van de Puls- en Muskingum-methode, alsmede andere storage-routingmethoden en empirische modellen wordt verwezen naar het Handbook of Applied Hydrology door Ven te Chow (1964). Bij "routing" door diepe reservoirs kan een rekenwijze als de Puls-methode redelijke uitkomsten geven. Voor toepassing op rivieren is de methode uiteraard volkomen ongeschikt. In het laatste geval mogen ook van de Muskingum geen al te nauwkeurige resultaten worden verwacht. Daarvoor

is het model een te grove schematisatie van de werkelijkheid. Opvallend is bijvoorbeeld, dat alleen bovenstroomse randvoorwaarden een rol spelen. Opstuwing aan de benedenrand kan het model niet weergeven.

Algemeen gesteld hebben hydrologische en empirische modellen een beperkte bruikbaarheid.
Dit hangt samen met het feit, dat de al eerder genoemde geulparameters (zoals vorm en afmetingen van het hoogwaterbed, ruwheid, weerstand en berging van het hoogwaterbed, etc.) alsmede in- en uitstroming beschrijvende parameters tezamen worden weergegeven door slechts enkele z.g. bulkparameters. Hierbij is de invloed van de afzonderlijke parameters niet meer na te gaan.
Wordt een dergelijk model gebruikt voor het "routen" van een hoogwatergolf door een systeem, zonder de bedoeling de invloed van eventuele ingrepen daarin na te gaan, dan is hiertegen niet zo veel bezwaar aan te voeren. De eenvoud van het model is dan een voordeel. Toetsing dient vanzelfsprekend te geschieden aan de hand van opgetreden hoogwatergolven. Aangenomen wordt vervolgens, dat het model ook geldt voor niet waargenomen (veelal hogere) afvoergolven.
Als argument voor het gebruik van zo'n model kan gelden, dat het zich gemakkelijk ertoe leent te worden gekoppeld aan modellen voor de omzetting van neerslag in afvoer. Een toepassingsgebied voor de hydrologische en empirische modellen is nog steeds de voorspelling van hoge afvoer in het kader van een hoogwater-waarschuwingssysteem van een bepaald rivierstelsel. Is het doel van het model de invloed na te gaan van een bepaalde verandering in het afvoersysteem, dan zijn genoemde modellen geheel ongeschikt. Nooit is na te gaan in welke zin de bulkparameters moeten worden aangepast. Wanneer het de bedoeling is het effect van rivierverbeteringswerken op de karakteristieke eigenschappen (bijvoorbeeld topstand, enz.) van een hoogwatergolf te voorspellen moet worden teruggevallen op hydraulische modellen.

De hydraulische modellen hebben als basis de vergelijkingen (7.2-1) en (7.2-2), een stelsel niet-lineaire partiële differentiaalvergelijkingen. Door lineariseren van dit stelsel is in het verleden getracht een analytische oplossing mogelijk te maken.
Afschatten van de orde van grootte van de verschillende termen van bewegingsvergelijking (7.2-2) leidt vaak tot de conclusie, dat bepaalde termen kunnen worden verwaarloosd.

Met betrekking tot hoogwatergolven op rivieren kan dit het geval zijn met de volgende termen:

1. de lokale versnelling $\frac{1}{g}\frac{\partial U}{\partial t}$ en de convectieve versnelling $\frac{U}{g}\frac{\partial U}{\partial x}$
2. de drukterm $\frac{\partial h}{\partial x}$

Henderson (1970) noemt de verwaarlozing 1 en 2 gerechtvaardigd bij rivieren met een sterk verhang en alleen verwaarlozing 1 bij rivieren met een matig tot flauw verhang. Daar tussenin bevindt zich een gebied, waar geen van beide zijn toegestaan. Omdat aan deze uitspraak geen harde criteria worden verbonden is deze voor de praktijk van weinig waarde, al kan er wel een aanwijzing aan worden ontleend.

Zoals al in subparagraaf 2.2.6 is aangetoond, leiden bovengenoemde verwaarlozingen tot de volgende benaderingen:

1. schrappen van de beide versnellingstermen uit de bewegingsvergelijking is de aanzet tot de zogenaamde diffusie-analogie;
2. schrappen van zowel versnellingstermen als drukterm levert de zogenaamde kinematische golf op. In dit geval reduceert de bewegingsvergelijking in feite tot de formule van Chézy voor eenparige stroming.

Laatstgenoemde sterke simplificatie geeft aanleiding tot een zeer eenvoudige uitdrukking voor de voortplantingssnelheid van een hoogwatergolf: $c = 1{,}5\,\frac{B_s}{B}\,U$. (zie subparagraaf 7.2.5)

Op verschillende plaatsen in de literatuur wordt getracht criteria af te leiden voor het mogen toepassen van de kinematische golf. Zo wordt in het standaardwerk van Mahmood en Yevjevich (1975) melding gemaakt van een criterium, opgesteld door Woolhiser en Liggett. Deze maken gebruik van een z.g. kinematisch stroomgetal (kinematic flow number)

$$k = \frac{L \cdot i_b}{F^2 \cdot H}$$

zoals dat is af te leiden door het normaliseren van de verschillende termen van de bewegingsvergelijking waarbij voor L, F en H mag worden ingevuld respectievelijk trajectlengte, Froude-getal en diepte van de basis-afvoer. Het gaat er daarbij dus om te laten zien, dat i.p.v.

$$U = C\sqrt{h\left(i_b - \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{U}{g}\frac{\partial U}{\partial x} - \frac{1}{g}\frac{\partial U}{\partial t}\right)}$$

mag worden gebruik gemaakt van $U = C\sqrt{h\, i_b}$. Bij $k = 1$ zijn de tussen haken vermelde termen van gelijke orde van grootte en is de verwaarlozing

duidelijk niet geoorloofd. Woolhiser en Liggett stellen nu, dat voor $k > 20$ het kinematische model een zeer goede benadering is.

Duidelijk is inmiddels dat de verwaarlozingen slechts onder bepaalde omstandigheden zijn toegestaan. Een ernstig nadeel van de rekenmethoden, welke hierop zijn gebaseerd is dus het niet algemeen toepasbaar zijn. Bij het doorrekenen van maatregelen ter bestrijding van hoogwater bij een bepaalde rivier schuilt hierin een gevaar. In de oorspronkelijke toestand kan een bepaalde verwaarlozing gerechtvaardigd zijn, welke dat niet is voor een te beoordelen nieuwe situatie. Het minste risico geeft dan ook het toepassen van een rekenmodel, gebaseerd op het volledige stelsel differentiaalvergelijkingen. Hiermee komen we tot de z.g. simulatie-modellen. Door alle krachten in rekening te brengen, welke het verschijnsel bepalen ontstaat nu de z.g. dynamische golf.
In verband met de beschikbaarheid van computers en moderne rekentechnieken is er eigenlijk geen reden meer om niet het dynamische golfmodel toe te passen of het moest zijn een gebrek aan gegevens (begin- of randvoorwaarden). Gesteld is echter wel, dat ook indien men er niet geheel in mocht slagen een bevredigend simulatie-model te maken het proberen toch de moeite waard is geweest. Het opstellen en ijken van een dergelijk model dwingt namelijk tot een grondige studie van de werkelijkheid en leidt zodoende als vanzelf tot een begrijpen van het onderhavige hoogwater-systeem.

Begin- en randvoorwaarden

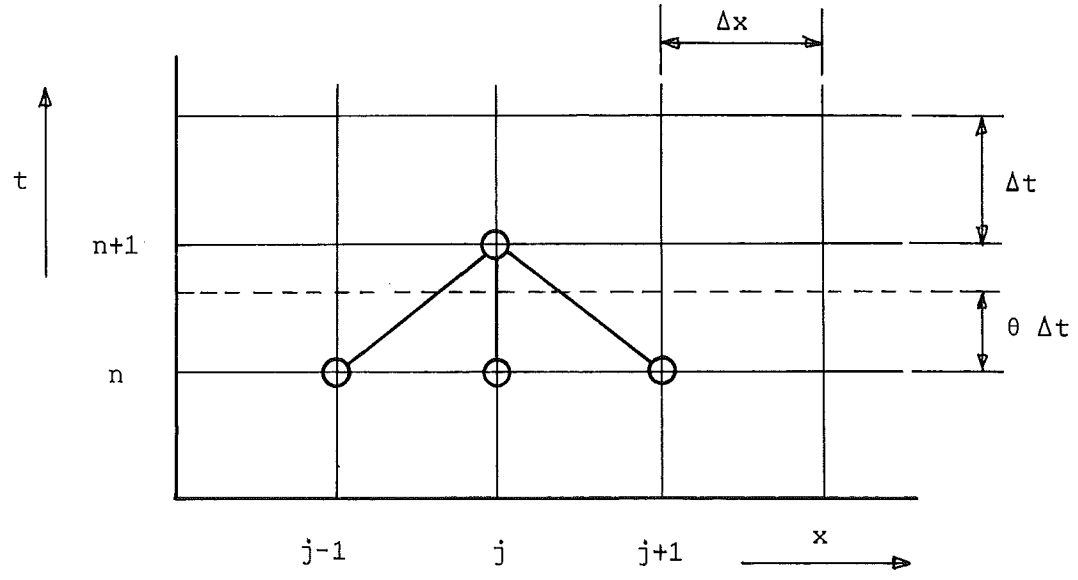
Het stelsel partiële differentiaalvergelijkingen, bestaande uit continuïteits- en bewegingsvergelijking, is van het hyperbolische type. Dit betekent, dat er behalve de beginvoorwaarde (geometrie van de rivier, etc.) ook beneden- en bovenstroomse randvoorwaarden nodig zijn. Het komt er gewoonlijk op neer, dat bovenstrooms het afvoerverloop wordt gegeven en benedenstrooms het verloop van de waterstand. In het algemeen is het niet juist om dat waterstandsverloop zonder meer te bepalen uit de plaatselijk berekende afvoeren door tussenkomst van de ter plaatse geldende afvoerkromme. De fout, welke dan gemaakt wordt, is het niet in acht nemen van het in werkelijkheid optredende hysteresis-verschijnsel, behandeld in subparagraaf 2.2.5. Omzeilen van deze fout is mogelijk door de benedenstroomse randvoorwaarde zover in stroomafwaartse richting te verschuiven, dat de geïntroduceerde opstuwing buiten het te bestuderen traject valt.

Een andere oplossing kan gelegen zijn in toepassen van de formule van Jones, behandeld in subparagraaf 2.2.5. Overigens moet vanuit een permanentie niet te plotseling worden overgegaan tot het invoeren van een hoogwaterregiem wegens het gevaar golven te genereren, welke gedurende enige tijd tegen de randen van het model worden gereflecteerd. Met betrekking tot de eerder behandelde kinematische benadering kan nog worden opgemerkt, dat deze alleen een beginvoorwaarde en een bovenstroomse randvoorwaarde vereist.

Eindige differentie-methode

Voor het numeriek oplossen van het stelsel differentiaalvergelijkingen met bijbehorende begin- en randvoorwaarden kan gebruik worden gemaakt van de methode van de karakteristieken of van een eindige differentie-methode. Laatstgenoemde methoden vinden thans het meest toepassing en zullen in het volgende in beschouwing worden genomen.
Onderscheid kan worden gemaakt tussen expliciete en impliciete methoden. Zoals bekend, kan bij eerstgenoemde de waarde van de afhankelijk variabelen rechtsstreeks worden berekend uit reeds bekende waarden, hetgeen bij laatstgenoemde niet mogelijk is. In het laatste geval zijn iteraties nodig.

Eindige differentie-methoden werken met een vast "reken-rooster" in het z.g. x-t-vlak (zie onderstaande figuur).



Reken-rooster

Als voorbeeld van een eindige differentie benadering van een differentiaalquotiënt het volgende.

$$\frac{\partial h}{\partial t} \simeq \frac{h_j^{n+1} - \tilde{h}_j^{n}}{\Delta t} \qquad (7.2\text{-}5)$$

$$\text{met} \quad \tilde{h}_j^{n} = \tfrac{1}{2}\,\alpha\,(h_{j+1}^{n} + h_{j-1}^{n}) + (1-\alpha)h_j^{n} \qquad (7.2\text{-}6)$$

en $0 < \alpha \leq 1$

$\tilde{h}_j^{n}$ stelt dus een gewogen gemiddelde voor, opgebouwd uit drie waarden op het tijdsniveau n, gelegen rondom punt j. Zoals later zal blijken is deze kunstgreep bij expliciete methoden nodig om uit de hand lopen van het rekenproces (numerieke instabiliteit) te voorkomen.

Eenvoudigheidshalve de convectieve versnellingsterm verwaarlozend kan voor de continuïteits- en bewegingsvergelijking de volgende expliciete eindige differentie benadering worden gegeven:

$$h_j^{n+1} = h_j^{n} + \tfrac{1}{2}\,\alpha\,(h_{j+1}^{n} - 2\,h_j^{n} + h_{j-1}^{n}) - \frac{\Delta t}{2B\Delta x}\,(Q_{j+1}^{n} - Q_{j-1}^{n}) \qquad (7.2\text{-}7)$$

$$Q_j^{n+1} = Q_j^{n} + \tfrac{1}{2}\,\alpha\,(Q_{j+1}^{n} - 2\,Q_j^{n} + Q_{j-1}^{n}) - \tfrac{1}{2}\,g\,A_s\,\frac{\Delta t}{\Delta x}\,(h_{j+1}^{n} - h_{j-1}^{n}) +$$

$$+ \Delta t\,g\,B_s\,i_b\,h_j^{n} - \Delta t\,r\,Q_j^{n} = 0 \qquad (7.2\text{-}8)$$

$$\text{met } r = \frac{g|Q|}{C^2 R A_s}$$

Een impliciete benadering van alleen de continuïteitsvergelijking ziet er als volgt uit:

$$B\,\frac{h_j^{n+1} - h_j^{n}}{\Delta t} + \tfrac{1}{2}\,\alpha\,B\,\frac{h_{j+1}^{n+1} - 2h_j^{n+1} + h_{j-1}^{n+1} - h_{j+1}^{n} + 2h_j^{n} - h_{j-1}^{n}}{} +$$

$$+ \theta\,\frac{Q_{j+1}^{n+1} - Q_{j-1}^{n+1}}{2\Delta x} + (1-\theta)\,\frac{Q_{j+1}^{n} - Q_{j-1}^{n}}{2\Delta x} = 0 \qquad (7.2\text{-}9)$$

Voorts geldt $0 < \theta < 1$.

α en θ kunnen niet willekeurig worden gekozen.

Aan de bovenstaande differentie benaderingen worden namelijk eisen gesteld betreffende:

1. nauwkeurigheid ten aanzien van de resultaten;
2. consistentie van de differentie-vergelijking;
3. convergentie van de oplossing;
4. stabiliteit van het rekenproces.

Vreugdenhil geeft in Jansen (1978) op deze eisen een toelichting aan de hand van de vergelijking van de kinematische golf:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + c \cdot \frac{\partial h}{\partial x} = 0 \qquad (7.2\text{-}10)$$

Een expliciete eindige differentie benadering hiervan luidt:

$$h_j^{n+1} = h_j^n - \tfrac{1}{2} c \frac{\Delta t}{\Delta x} (h^n_{j+1} - h^n_{j-1}) + \tfrac{1}{2}\alpha (h^n_{j+1} - 2 h_j^n + h^n_{j-1}) \qquad (7.2\text{-}11)$$

Rondom het punt $(j \Delta x, n \Delta t)$ kunnen de volgende Taylor-reeksen worden ontwikkeld, waarbij $h = h(j \Delta x, n \Delta t) = h_j^n$:

$$h_j^{n+1} = h + \Delta t \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\Delta t^2}{2} \frac{\partial^2 h}{\partial t^2} + O(\Delta t^3) \quad \text{en}$$

$$h^n_{j+1} = h + \Delta x \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\Delta x^2}{2} \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + O(\Delta x^3)$$

Hiermee is vergelijking (7.2-11) als volgt te schrijven:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + c \cdot \frac{\partial h}{\partial x} = - \tfrac{1}{2} \Delta t \frac{\partial^2 h}{\partial t^2} + \alpha \frac{\Delta x^2}{2\Delta t} \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \ldots\ldots$$

Wegens:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial t^2} = \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial h}{\partial t}\right) = \frac{\partial}{\partial t} \left(- c \frac{\partial h}{\partial x}\right) = - c \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial h}{\partial t}\right) = c^2 \frac{\partial^2 h}{\partial x^2}$$

dus ook:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + c \cdot \frac{\partial h}{\partial x} = \frac{\Delta x^2}{2\Delta t} \left\{\alpha - \left(c \frac{\Delta t}{\Delta x}\right)^2\right\} \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \ldots\ldots \qquad (7.2\text{-}12)$$

Naast elkaar zetten van de vergelijkingen (7.2-10) en (7.2-12) leert, dat het rechterlid van laatstgenoemde vergelijking een z.g. afbreekfout is. Indien deze afbreekfout nul wordt als Δx en Δt naar nul naderen, dan voldoet de differentie-vergelijking aan de eis van consistentie. Omdat tussen Δx en Δt een relatie bestaat, wordt aan deze eis voldaan.

Stabiliteit, hetgeen betekent dat een fout (in dit geval in de waarde van h) tijdens en door het rekenproces niet mag worden versterkt, kan worden onderzocht met de methode van Von Neumann (Richtmijer en Morton, 1967).
Aan deze stabiliteitsvoorwaarde blijkt te worden voldaan als

$$(c \frac{\Delta t}{\Delta x})^2 \leq \alpha \leq 1$$

Hieruit volgt bijvoorbeeld, dat $\alpha = 0$ bij vergelijking (7.2-11) een instabiel rekenschema oplevert. $\alpha = 1$ geeft het rekenschema van Lax.
Een deel van de stabiliteitsvoorwaarde is blijkbaar:

$|c| \frac{\Delta t}{\Delta x} \leq 1$, bekend als de Courant-Friedrichs-Lewy voorwaarde.

Convergentie wil zeggen, dat de oplossing van de differentie-vergelijking die van de differentiaal-vergelijking steeds meer benadert bij verkleining van de maas-wijdte van het rekenrooster.
Richtmijer en Morton (1967) bewezen, dat aan de eis van convergentie automatisch wordt voldaan als aan de eisen van consistentie en stabiliteit is voldaan.

Een indruk van de nauwkeurigheid van de oplossing van de differentie-vergelijking is te verkrijgen door Δx en Δt te variëren (uiteraard binnen de in het voorgaande vastgestelde beperkingen). Vreugdenhil geeft nog een schattingsmethode, waarop hier niet verder zal worden ingegaan, waarmee de nauwkeurigheidseis wordt omgezet in aan Δx en Δt te stellen voorwaarden.

Genoemd wordt thans nog een impliciete differentie benadering van vergelijking (7.2-10):

$$\frac{h_j^{n+1} - h_j^n}{\Delta t} + c\theta \frac{h_{j+1}^{n+1} - h_{j-1}^{n+1}}{2\Delta x} + c(1 - \theta) \frac{h^n_{j+1} - h^n_{j-1}}{2\Delta x} = 0 \qquad (7.2\text{-}13)$$

Aan de belangrijke eis van stabiliteit blijkt hierbij te worden voldaan voor $\theta \geq \frac{1}{2}$. Aan vakgrootte Δx en tijdstap Δt worden geen andere eisen gesteld dan een maximum, opgelegd door de nauwkeurigheidseis.
Consistentie en convergentie zijn in orde. De beste waarde voor θ blijkt te zijn $\theta = 0{,}55$.
Het onvoorwaardelijk stabiel zijn van de impliciete eindige differentie benadering en de grote vrijheid van keuze van Δx en Δt binnen de grenzen, gesteld door de nauwkeurigheid, zijn belangrijke motieven voor het kiezen van deze methode.
Door de mogelijkheid veel groter Δt te kiezen dan bij een expliciete methode, rekent een impliciete methode veel goedkoper.
Bovenstaande geldt niet alleen voor de numerieke benadering van vergelijking (7.2-10), maar ook voor die van het stelsel, bestaande uit de volledige continuïteits- en bewegingsvergelijking.

Bij de methode van de karakteristieken wordt het verband tussen Δx en Δt geheel bepaald door de voortplantingssnelheid c. De methode kent geen instabiliteit, maar heeft als belangrijk nadeel ten opzichte van bovengenoemde eindige differentie methoden, dat de grootheden, welke de waterbeweging beschrijven, niet worden vastgelegd op vaste "rooster-punten".

Een uitvoerige verhandeling omtrent het numerieke benaderen van de oplossing van de De Saint-Venant-vergelijkingen voert hier te ver. Verwezen kan worden naar Jansen (1978) en Mahmood en Yevjevich (1975).

LITERATUUR

Ven te Chow	Handbook of Applied Hydrology Mc.Graw-Hill Book Co., New York 1964
Henderson, F.M.	Open Channel Flow Macmillan Co., New York 1966
Mahmood, K. en V. Yevjevich	Unsteady Flow in Open Channels Water Resources Publ., Fort Collins, Colorado 1975
Jansen, P.Ph.	Rivers and Riverengineering te verschijnen bij Pittman, London 1978
Richtmijer, R.D. en K.W. Morton	Difference-methods for initial-value problems Interscience Publ., New York 1967

7.2.3 Waarschijnlijkheid van hoogwatergolven

Ten vervolge op hetgeen in paragraaf 2.1 is gezegd, worden hier aan de hand van enige voorbeelden verdere toelichtingen gegeven op de toepassing van extreme waarden van hoge rivierafvoeren. Verder kan nog worden verwezen naar een vakgroepdictaatje van ir. P. Huisman, getiteld: "Extreme waarden en decisieproblemen".
Het doel van de extreme waarde theorie is het vervormen van een waarschijnlijkheidskromme tot een rechte lijn met behulp van aangepaste schaalverdelingen van de x- en y-as van het waarschijnlijkheidspapier. Deze rechte lijn geeft de mogelijkheid van extrapoleren naar niet waargenomen zeer zeldzame verschijnselen en brengt discontinuïteiten in de grafiek aan het licht. Het blijkt nu dat met de theorie van Gumbel de beste resultaten worden bereikt; blijkbaar past deze het beste bij de natuurlijke vorm van het rivierprofiel, zoals het verloop van de bergende breedte en het dwarsprofiel bij stijgende waterstand. Grafieken met Gumbelverdelingen worden dan ook meestal gebruikt bij dergelijke onderzoekingen. Alvorens hiermee enkele toepassingen te demonstreren dienen enkele opmerkingen te worden gemaakt.

1. Men kan extreme waarde grafieken maken van de afvoeren of van de waterstanden. De waterstanden hebben wellicht enige voorkeur omdat men dan het - vooral bij extreem hoge waterstanden - onzekere verband tussen afvoer en waterstand uitschakelt.
2. Stroomjaren hebben de voorkeur boven kalenderjaren voor die rivieren waar in december-januari hoge vloeden kunnen optreden. Bij kalenderjaren zou dan een vloedgolf die zich over beide maanden uitstrekt in twee jaren kunnen meetellen.
3. Wordt een grafiek gemaakt naar aanleiding van een kort daarvoor opgetreden hoogst voorgekomen hoogwater dan mag dat hoogwater niet in rekening worden gebracht bij het tekenen van de rechte lijn. We zullen trouwens altijd slechts relatieve waarde mogen hechten aan de ligging van de hoogste punten; dit blijkt ook uit de door Gumbel aangegeven nauwkeurigheidsbanden.
4. Het aantal jaarmaxima dat tenminste vereist is hangt sterk af van eventueel aanwezige discontinuïteiten (knikken, sprongen). De extrapolatie wordt bijzonder moeilijk indien deze discontinuïteiten zich bevinden in het bovendeel van de grafiek.

5. Een probleem is nog de vaststelling van de intervallen tussen opeenvolgende punten. Vroeger nam men alle intervalpercentages gelijk, dus ook het eerste en laatste interval.

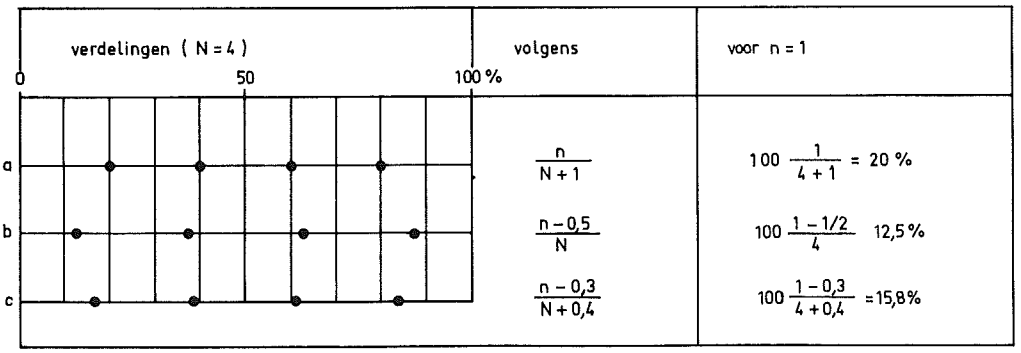


fig. 7.2-1 Verdeling van waarnemingen

In fig. 7.2-1 is dit gedaan voor N = 4 waarnemingen. Bij gelijke intervallen (a) wordt dit dus 20%. Mathematisch is hiertegen bezwaar; andere gaven de voorkeur aan een waarde voor het eerste en laatste interval welke de helft is van de overige. Statistici hebben ook hiertegen bezwaar; oplossing c geeft de huidige opvatting waarbij een middenweg tussen a en b wordt gevolgd.

Het eerste voorbeeld van een extreme waarde grafiek betreft de Waiau rivier in Nieuw Zeeland, een klassiek voorbeeld van statistici. In fig. 7.2-2 is de extreme waarde grafiek gegeven voor een periode van 21 jaar. Tevens is een dwarsprofiel van een rivier getekend, niet van de betrokken rivier want die is onbekend, maar ter toelichting op de problemen.

Het is niet erg begrijpelijk waarom de Waiau door statistici wordt aangehaald; in wezen is het een ongelukkig voorbeeld met grote onzekerheid in de extrapolatie. Het aantal van 21 punten is bijzonder klein, gelet op de grote discontinuïteiten. De eerste discontinuïteit ligt bij 16.000 cubic feet per second. De 5 punten horizontaal op een rij kunnen geen toeval zijn; zij wijzen op een sterke onttrekking van water, bijvoorbeeld naar een depressie zoals op het dwarsprofiel gearceerd is aangegeven. Zolang deze depressie niet is opgevuld, kan

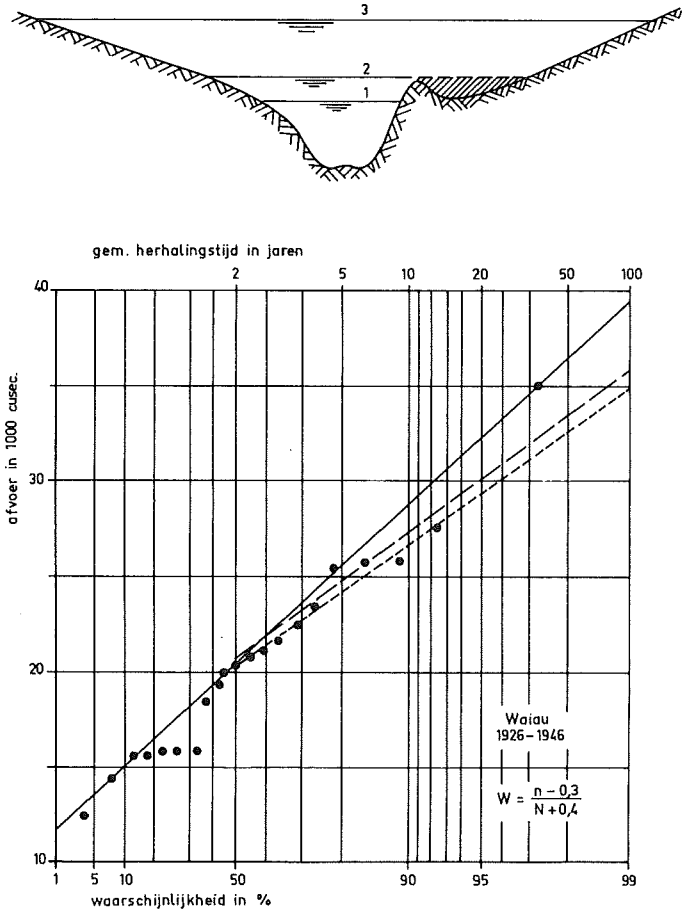


fig. 7.2-2 Extreme waarde grafiek van de Waiau-rivier (Nieuw-Zeeland)

de waterstand 2 niet stijgen. Een nadere toelichting van dit verschijnsel wordt gegeven bij de behandeling van de rivier de Po.
Na vulling stijgt de afvoer snel tot 20.000 cusec, waarna de rechte lijn wordt vervolgd. Maar zoals uit het dwarsprofiel blijkt is het best mogelijk dat nu de bergende breedte en de capaciteitstoename bij stijgende waterstand discontinue groter is geworden. Dit betekent een knik in de lijn, wellicht volgens de streeplijn. In elk geval verhindert de discontinuïteit ons om gebruik te maken van de 8 punten beneden een mogelijke knik.
Een tweede discontinuïteit ligt mogelijk boven 20.000 cusec. We weten weer niet wat er de oorzaak van is; daarom zouden we zelfs de getekende stippellijn kunnen aanhouden.
Uit het bovenstaande moge blijken dat bij mogelijke discontinuïteiten het te ontraden is om "domweg" de "beste" rechte lijn te tekenen; een onderzoek in het terrein is dan onontbeerlijk.

De volgende voorbeelden hebben betrekking op het Niger-Benue rivierstelsel; de peilschaal Makurdi op de midden Benue, Lokoja bij de samenvloeiing van Niger en Benue, en Onitsha een eindweegs benedenstrooms hiervan (zie tekening 2.1-15).

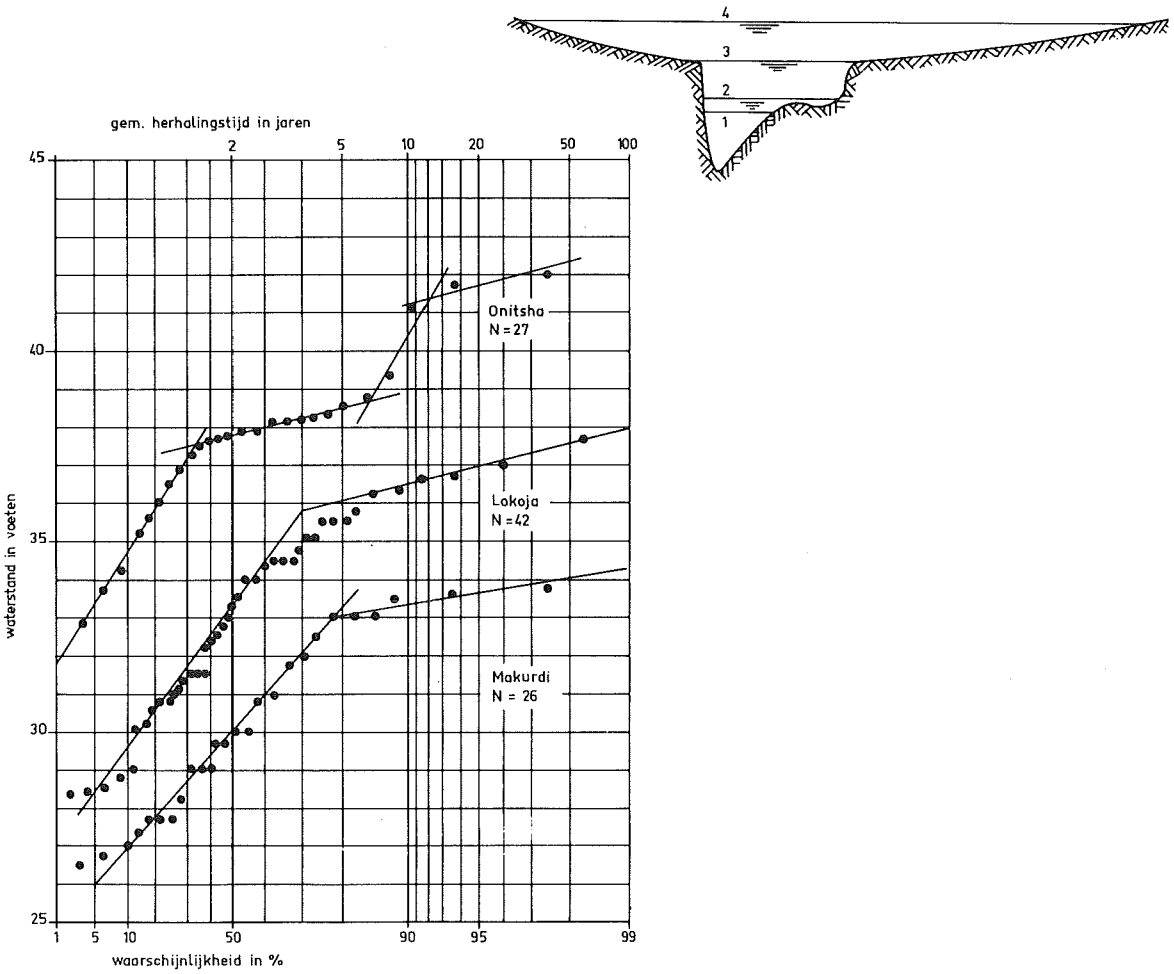


fig. 7.2-3 Extreme waarden grafieken van het Niger-Benue rivierstelsel

In figuur 7.2-3 zijn voor de drie peilschalen de extreme waarden getekend; tevens is weer een principeschets van het dwarsprofiel opgenomen. Typerend voor alle drie de peilschalen is de overgang van een "laagwaterbedregiem" naar een "hoogwaterbedregiem". Beneden waterstand 3 in het dwarsprofiel stroomt de rivier tussen steile afkalvende oevers; erboven wordt het hoogwaterbed overstroomd en nemen bergende breedte en capaciteit snel toe, resulterend in een knik in lijnen. Voor extrapolatie mogen we dus de punten van het laagwaterbedregiem niet meetellen.

Bij Lokoja en Makurdi volgen de lage hoogwaters niet de steile lijn; een oorzaak zou kunnen zijn het nog niet ondergelopen zijn van hoge zandbanken (tussen de waterstanden 1 en 2).
Vreemd liggen de hoogste punten in Onitsha; extrapolatie is ondoenlijk zonder een grondige studie ter plaatse van het dwarsprofiel.

Een laatste voorbeeld betreft de afvoer van de Rijn te Lobith.
Deze was reeds eerder getekend in hoofdstuk 2. De grafiek in figuur 7.2-4 is echter van recentere datum.
Deze grafiek omvat 75 stroomjaren. Voor het extrapoleren dienen we echter de onderste 10 uit te sluiten; deze behoren tot het laagwaterbedregiem. De daaropvolgende 3 punten geven een steil verloop te zien, veroorzaakt door de kunstmatige zomerkade, die toename van de bergende breedte tijdelijk verhindert. Vervolgens komen enkele relatief lage punten, verlaagd door de vulling van het hoogwaterbed beneden de kruin van de zomerkade. In feite moeten dus 16 punten geëlimineerd worden.
Het verdere verloop van de lijn is rechtlijnig te tekenen; de vulling van enkele polders met hooggelegen zomerkaden geeft hierin wel enige uitbochting. Verwarrend is daarbij de afwijking van 3 punten nabij de 9500 m^3/s afvoer. We weten echter dat bij deze afvoer de grote Rückstaupolder op Duits gebied gaat instromen; vermoedelijk is dit de oorzaak van de afwijking. Ook hier zou alleen een nadere studie van deze instroming meer zekerheid kunnen geven, bijvoorbeeld door het maken van extreme waarde grafieken voor peilschalen bovenstrooms van deze polder.

Uit deze voorbeelden en de voorbeelden die later nog zullen worden behandeld, moge blijken dat extreme waarde grafieken waardevolle informatie kunnen geven, maar dat discontinuïteiten veelal vragen om aanvullende studies. Door statistici zijn aan deze discontinuïteiten tot nog toe weinig of geen aandacht gegeven.

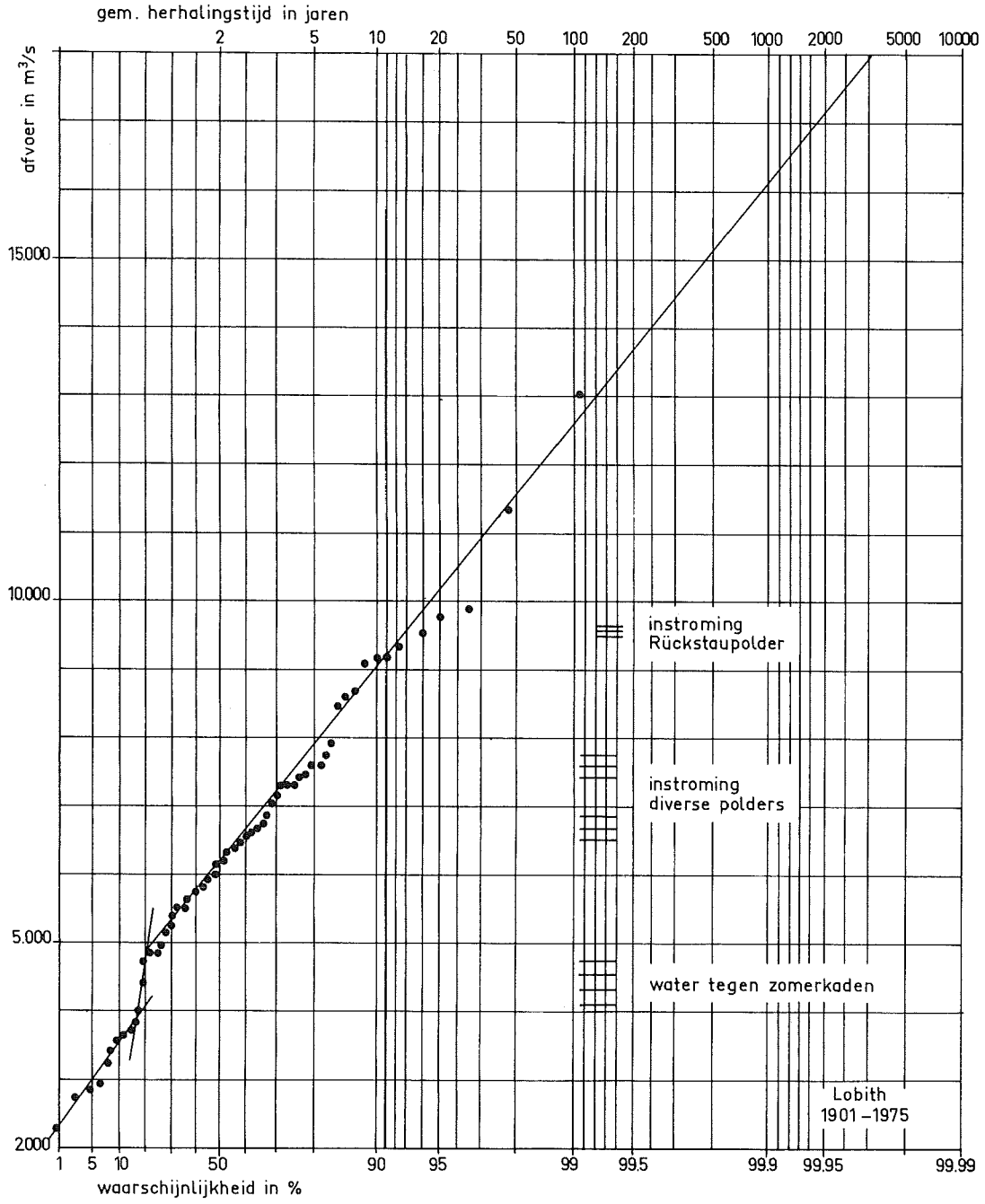


fig. 7.2-4 Extreme waarden van de Rijn te Lobith

7.2.4 Beheersing door bedijking

Van oudsher heeft de mens in dijkaanleg de primaire oplossing gezocht tot bescherming tegen overstroming. Dit geldt vooral voor lokale bescherming zoals bij stedelijke en industriële uitbreidingen in het hoogwaterbed. Maar deze oplossing kan ook toepassing vinden als het gaat om bescherming over grote rivierlengte. Gewezen kan worden naar de dijken langs onze grote rivieren. Belangrijke vraagstukken die hierbij aan de orde komen zijn:

- dijkhoogte;
- afvoerverandering door indijking;
- beïnvloeding sedimenten;
- dijktracee, in verband met de ligging van de rivier en van het achterland;
- vorm en constructie van dijken;
- beheer van dijken.

Dijkhoogte

Het kiezen van de hoogte der dijken, en dus van de kans op overstroming van het beschermde land, is zowel een economisch als een sociaal vraagstuk. Beide vragen om een kans, uitgedrukt in gemiddelde herhalingstijd der overstromingen, die of een aantal jaren tot enige tientallen jaren of enige honderden tot enkele duizenden jaren bedraagt. In het eerste geval gaat het om grasland (weinig schade bij overstroming) en landbouwgrond (meer schade door structuurverandering grond), zonder bewoning of kostbare infrastructuurwerken. In het tweede geval betreft het woon- en industriegebieden met het risico van grote economische schade, maar ook van levensgevaar. Men zal dus deze gemiddelde herhalingstijd niet zodanig moeten stellen dat de bevolking geneigd is zich van het gevaar bewust te zijn (herhalingstijd enige generaties). De kruinhoogte van een aantal bandijken langs de Rijntakken ligt op een hoogte van enige honderden jaren herhalingstijd. De commissie die hierover advies moet uitbrengen denkt aan een verbetering tot 3000 jaar, hetgeen minder is dan de 10.000 jaar van het deltaplan; dit in verband met de mogelijkheid van tijdige evacuatie van de bevolking achter rivierdijken in tegenstelling tot die achter zeedijken. In wezen was de toestand van de Rijndijken in het verleden veel ongunstiger, omdat niet het overstromen der dijken maatgevend was, maar het doorbreken als gevolg

van grondwaterstromingen. Hierover wordt bij de constructie het een en ander opgemerkt. Als eis moet altijd gesteld worden dat de dijk bescherming biedt tot het ogenblik van overstroming.

Verandering H.W.-golf door indijking

Ten gevolge van de indijking van een gedeelte van het hoogwaterbed zal in elk geval de bergingscapaciteit afnemen. Daarnaast kan ook de afvoercapaciteit afnemen indien het hoogwaterbed aan de afvoer deelneemt zoals bij het Rijn-systeem (zie figuur 7.2-13). Afname van de bergingscapaciteit heeft tot gevolg dat benedenstrooms van het ingedijkte gebied de topafvoer zal stijgen en de golf sneller zal doorkomen.
Met de berekeningsmethode, gegeven in subparagraaf 7.2.2, is dit na te gaan. Een voorbeeld is gegeven in fig. 7.2-19 waar naast elkaar zijn gesteld een rivier met berging in het H.W.-bed (A_2) en zonder berging in het H.W.-bed (A_1). Uit dit voorbeeld blijkt dat met berging de golf na 450 km is afgenomen van 7,90 m tot 6,50 m hoogte (looptijd 140 uur), zonder berging in het hoogwaterbed slechts van 7,90 m tot 7,50 m (looptijd 55 uur). Verlies aan berging geeft dus altijd verhoging van topstanden benedenstrooms.
Afname in afvoercapaciteit van het dwarsprofiel betekent het creëren van een weerstand, dus opstuwing bovenstrooms. Door deze opstuwing zullen de topstanden bovenstrooms stijgen, benedenstrooms echter iets dalen door de extra berging bovenstrooms. Een voorbeeld hiervan is de kruising van de rivier door een weg met hoge aarden opritten in een deel van het H.W.-bed. Dit voorbeeld wordt nader behandeld in de paragraaf over infrastructuurkruisingen.

Sedimentproblemen

Bij het aanleggen van dijken in het hoogwaterbed van de rivier kan het sedimenttransport een probleem vormen. Dit geldt voor het spoeltransport bestaande uit slib en silt, maar ook voor het grovere bodemmateriaaltransport, dus zand en grind.
Tijdens hoogwater wordt in vrijwel stroomloze delen van het hoogwaterbed slib afgezet, waardoor een geleidelijke bodemverhoging ontstaat die op den duur merkbare verhoging van topstanden kan geven. Meestal is deze verhoging zo klein dat bij de vaststelling van dijkhoogten hiermede geen rekening wordt gehouden. Bij meanderende, niet vastgelegde rivieren ruimt de rivier

deze sliblagen periodiek weer op. Dit opruimen geschiedt op de Nederlandse Rijntakken ten dele door de steenfabrieken.
Indien grote delen van het hoogwaterbed worden ingedijkt, vermindert de accumulatiemogelijkheid voor slib en kan de aanslibbing in het niet ingedijkte hoogwaterbed versneld worden. Er zijn rivieren, zoals de Gele rivier, waar deze opslibbing zodanige omvang heeft aangenomen, dat het verschil in maaiveldhoogte aan weerszijden van de dijk vele meters bedraagt. Uiteraard leidt dit tot verhoging van waterstanden. Een dergelijke verhoging kan ook veroorzaakt worden door ophoging van het laagwaterbed; dit als gevolg van het nog niet in evenwicht verkeren van transportcapaciteit en aanvoer van sedimenten. Extreme voorbeelden zijn te vinden bij versnelde erosie in de brongebieden, bijvoorbeeld door ontbossing, waardoor grote hoeveelheden sedimenten op een rivier worden gebracht die hierop niet is ingesteld. In figuur 7.2-5 is het principe ervan aangegeven.

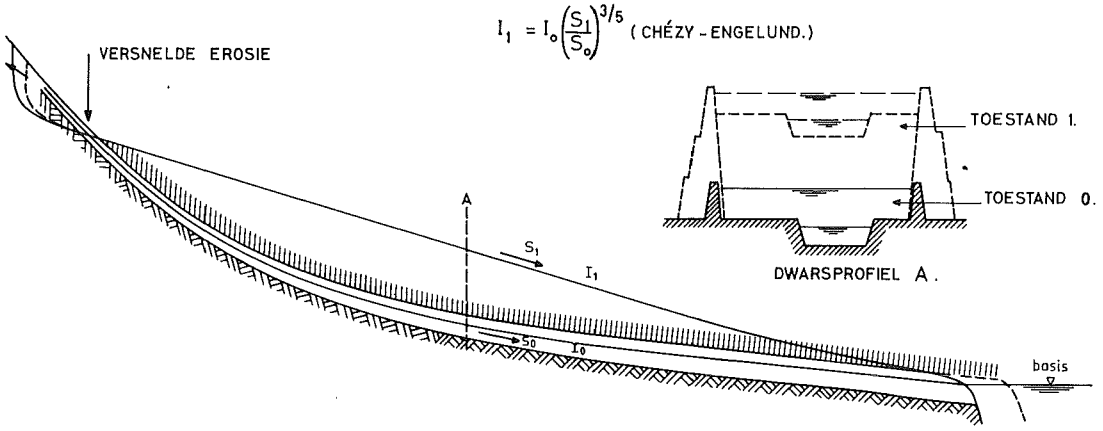


fig. 7.2-5 Verandering in lengteprofiel door versnelde erosie

Indien aangenomen mag worden dat het gaat om fijnzandig sediment, dan is dus de formule van Engelund-Hansen van toepassing. Tezamen met de waterafvoerformule van Chézy geeft dit:

$$S' :: h^{5/2} i^{5/2}$$

$$Q :: h^{3/2} i^{1/2}$$

Bij constante Q betekent dit dat:

$$i :: S^{3/5}$$

waardoor, bij onveranderde basishoogte, bodem en waterstanden zullen stijgen. Verhoging van bandijken is dan nodig.



fig. 7.2-6 De rivier de Reno

In figuur 7.2-6 is een foto gegeven van de rivier de Reno, die het brongebied heeft in de sterk eroderende Apenijnen en die ten zuiden van de Po in de Adriatische Zee uitstroomt. De bodemverhoging heeft in dit geval zulke proporties aangenomen, dat de rivierbodem ver boven het maaiveld achter de zeer hoge dijken is komen te liggen. Omleggen van de rivier kan een beperkt aantal jaren verbetering geven, maar geeft geen definitieve oplossing omdat het verhang zich weer wil instellen, afhankelijk van de aangevoerde sedimenten. Tegengaan van de erosie moet de oplossing brengen, maar is op korte termijn onuitvoerbaar.

Dijktracée

Factoren die van invloed zijn op het tracée hebben enerzijds betrekking op de rivier, anderzijds op het beschermde achterland. Tenslotte speelt uiteraard ook de funderingskwaliteit van de ondergrond een rol. Ten aanzien van de rivier dient te worden nagegaan of door het geprojecteerd tracée de afvoer- en bergingscapaciteit niet ontoelaatbaar worden verkleind. Daarnaast speelt de eventuele beweeglijkheid van het laagwaterbed een grote rol. Bij een gefixeerde rivier kan men de bandijken zeer dicht langs het laagwaterbed leggen, al zal men voorzichtig moeten zijn ten aanzien

van eventuele grondwaterstromen, zoals bij de constructieve aspecten nader wordt besproken.
Bij vrij bewegende riviergeulen zal men de bandijken op grotere afstand van het laagwaterbed moeten projecteren. Wil men de dijk veilig stellen dan zal deze afstand, vooral bij meanderende rivieren, groot moeten zijn, zelfs tot buiten de "meanderbelt", zoals in figuur 7.2-7 is aangegeven.

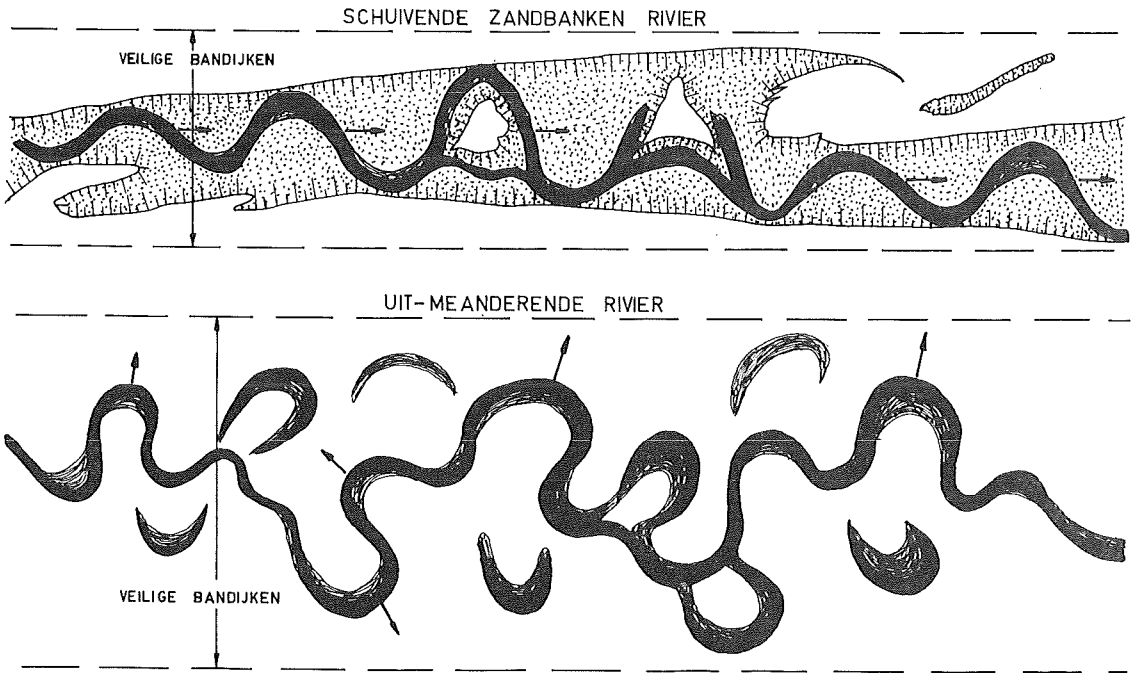


fig. 7.2-7 Situering veilige bandijken

Het bovenstaande houdt in dat vaak grote delen van het hoogwaterbed niet ingedijkt kunnen worden. Daarom wordt ook wel het principe gehuldigd om de dijken veel dichterbij de rivier te leggen, zodat een grotere opbrengst van het land wordt verkregen maar het risico bestaat dat zo nu en dan inlaagdijken moeten worden aangelegd op plaatsen waar de dijken door naderende riviergeulen worden bedreigd.

Ten aanzien van het achterland speelt de afwatering van het in te dijken gebied een rol, als ook de gewenste infrastructuur, in het bijzonder de wegen en watergangen. Ook zijrivieren kunnen een rol spelen bij het traceren. Tenslotte is het een economisch vraagstuk waarbij een

maximum aan in te dijken gebied tegenover een minimum aan dijklengte dient te staan.

Vorm, afmetingen en constructie van dijken

De hoofdeis die aan een bandijk gesteld moet worden, is dat stabiliteit gewaarborgd is tot aan het ogenblik van overstromen. Dit ogenblik van overstromen, dus de kruinhoogte, is bepaald door de keuze van maatgevende topafvoer, verhoogd met de te verwachten inklinking van dijk en ondergrond, en de te verwachten golfoploop. De dijken van de rivier de Po (fig. 7.2-8) voldeden aan deze eis bij de overstroming in november 1951.



fig. 7.2-8 Overstroming van dijken van de Po in november 1951

Direct na overstroming trad op verschillende plaatsen erosie van het binnentalud op, gevolgd door het bezwijken van de dijk. In fig. 7.2-9 is een dergelijke doorbraak getoond.
Opvallend zijn de afschuivingen aan de rivierzijde van de dijk. Deze ontstonden toen door de snelle val van het water grondwater uit de dijk ging stromen en het grondevenwicht verbroken werd.
Tegenover dergelijke dijken van goede kwaliteit is de hoedanigheid van verschillende bandijken langs de Nederlandse Rijntakken bepaald matig te noemen.



fig. 7.2-9 Doorbraak van de bandijk van de Po in november 1951

Zo zijn tijdens het hoogwater van 1926 op verschillende plaatsen doorbraken of gevaarlijke situaties ontstaan, hoewel de waterstand nog ver onder de dijkskruin stond. Dit was niet in de eerste plaats het gevolg van beschadiging door golfaanval, aangezien deze bij een goede bewaking wel steeds teniet kan worden gedaan. Het gevaar ontstond in de meeste gevallen door grondwaterstroming door of onder de dijk, waarbij gronddeeltjes werden meegenomen, de lekkage snel toenam, en een volledige bezwijking dreigde of zelfs optrad. Over dit grondwater wordt verder nog het een en ander opgemerkt.

Het talud van rivierdijken wordt in de eerste plaats bepaald door de eis van een goede grasmat; een helling van 1:3 is daarvoor wel gewenst.

De toepassing van bermen, vooral in het talud aan de landzijde, is gebruikelijk en wel om verschillende redenen:

- het verbreden van de dijk aan de binnenzijde teneinde het phreatisch vlak binnen het dijkoppervlak te houden, dus het tegengaan van uittreden van water;
- het onderbreken van afstromend regenwater, waardoor geulvorming op het talud wordt tegengegaan;
- het toegankelijk maken van het talud voor noodreparaties.

Ten aanzien van dit laatste kan worden opgemerkt dat een verharde weg nabij de dijk vereist is voor de aanyoer van noodmaterialen. Deze weg kan worden aangelegd direct binnendijks, op een tussenberm, of op de dijkskruin.

Het materiaal dat vroeger werd gebruikt voor de constructie van de dijk bestond uit klei. Deze mocht niet te "vet" zijn in verband met verweking en deformatie in de natte tijd, en met scheurvorming en lekkage in de droge tijd. In feite zou een zorgvuldige vermenging van zand en klei een goede oplossing kunnen geven, maar dit wordt te kostbaar. Men past dan ook tegenwoordig een functionele scheiding toe, namelijk een kern van zand of desnoods grindzand ter verkrijging van stabiliteit, en een afdichting van klei. Deze afdichting kan niet aan de binnenzijde op het talud worden gelegd, omdat de grondwaterdruk deze laag zou oplichten.
In de kern van de dijk is een dergelijke afdichting mogelijk, en ook toegepast bij reservoirdammen in verband met het voordeel van bescherming en verhindering van uitdroging. De uitvoering moet echter zeer zorgvuldig geschieden en is bij een bandijk van vele kilometers lengte te kostbaar.
Daarom wordt deze afdichting met vette klei, 80 à 100 cm dik, steeds aangebracht aan de rivierzijde. Deze klei moet dan weer worden afgedekt door teelaarde, zogenaamde "warme" grond met bacterieleven, waardoor een goede grasmat mogelijk is, en de "vette" klei tegen uitdroging wordt beschermd.
Toepassing van asfalt als afdichting vindt bij rivieren geen toepassing al was het alleen maar om het lelijke aanzien. Wel wordt soms op de hoogte waar golfaanval kan optreden een bescherming toegepast van basalt of beton.
In figuur 7.2-10 is een drietal voorbeelden gegeven van moderne dijkconstructies, respectievelijk met een ondergrond bestaande uit een kleilaag op zand, een laag teelaarde op zand, en een veenlaag.
In de drie dwarsprofielen is aangegeven het verloop van de grondwaterdruk in het dijklichaam, en in het diepe zandpakket.
Bij de eerste oplossing met vrij dikke kleilaag onder het maaiveld zal de toestroming van grondwater naar de dijkskern gering zijn. Met behulp van een inwendig filter wordt dit weinige water via een buisleiding naar een bermsloot gevoerd. Het verloop van de te berekenen grondwaterdruk bepaalt de ligging van binnentalud en binnenberm. Bij deze oplossing kan het probleem zich voordoen van een aanzienlijke grondwateroverdruk in het diepe zandpakket onder het maaiveld binnendijks. Dit probleem deed zich voor bij de verbetering van het Pannerdens Kanaal ter plaatse van de afsluiting van het Oude Rijn gebied. De grondwateroverdruk tegen de onderkant van de kleilaag was plaatselijk groter dan het gewicht van de kleilaag, zodat scheuren ontstonden en water, vermengd met zand, opwelde

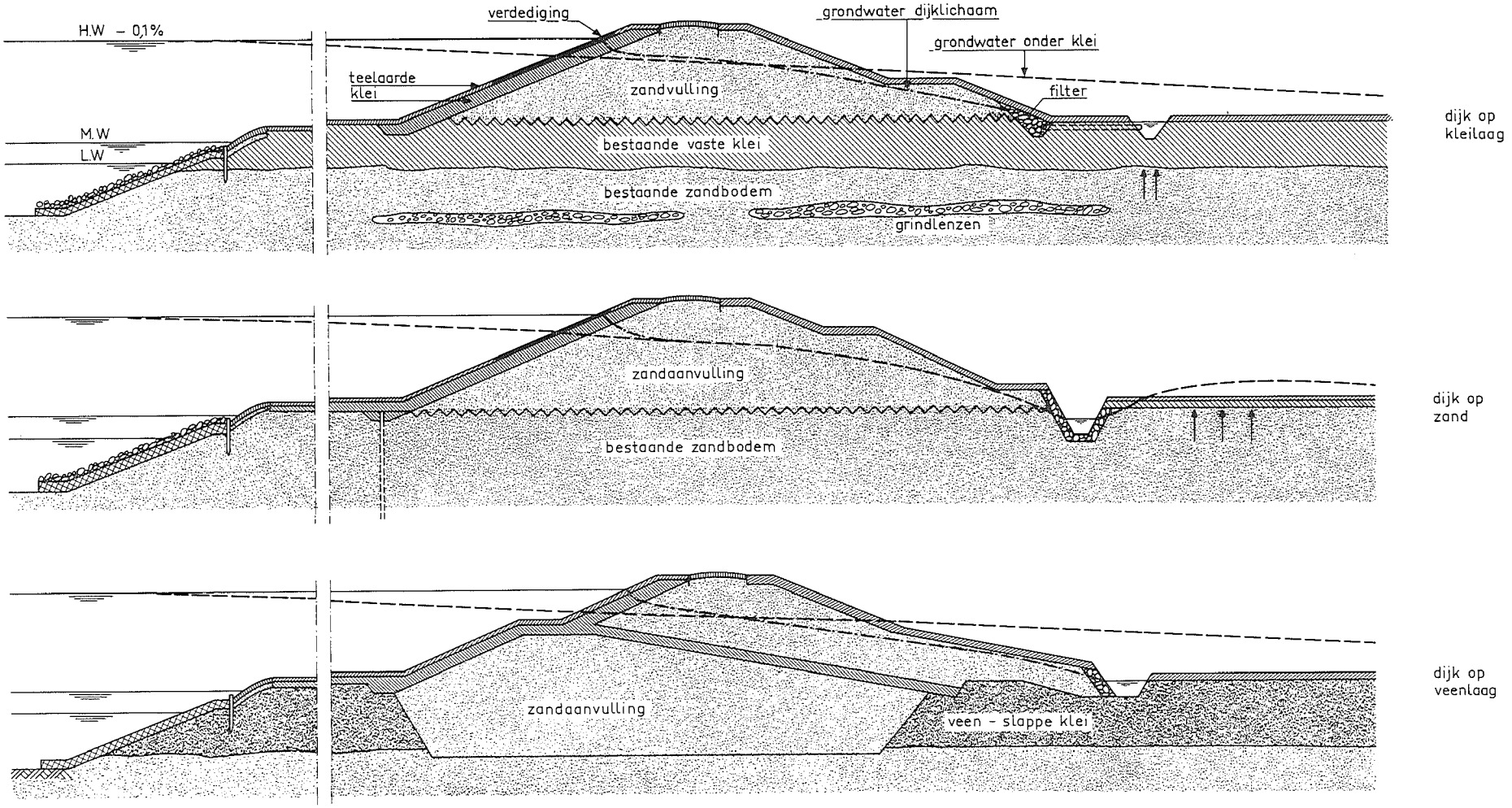


fig. 7.2-10 Dwarsprofielen van rivierdijken

Het bleek dat in de zandlaag grindlenzen aanwezig waren, waardoor het verhang van de grondwaterdruk zeer klein was. Op de lange duur zal dit wel verbeteren als rivierslib de grindlagen gaat afsluiten. Kan men dit niet afwachten, dan zal men moeten kiezen tussen een verlaging van de grondwaterdruk, bijvoorbeeld met behulp van een damwand aan de rivierzijde van de dijk, of een vergroting van het grondgewicht binnendijks door het verhogen van het maaiveld binnendijks over een zekere strookbreedte. Het bovenstaande toont wel aan dat een ligging van de rivier dichtbij de bandijk een zeker risico kan geven. Grondboringen zijn dan zeker noodzakelijk.

Bij het tweede voorbeeld is geen afdichtende kleilaag aanwezig. Grondwaterdruk in dijklichaam en ondergrond zijn dezelfde. De bermsloot, die nu van een filter moet zijn voorzien, moet de zeer grote hoeveelheid water zodanig afzuigen, dat geen oppersing van de kleine afdichtende maaiveldlaag kan optreden. De waterstand in de sloot wordt hierdoor bepaald, en zal gehandhaafd moeten worden door een vrij groot gemaal dat niet mag stagneren tijdens het hoogwater.

Bij het derde voorbeeld is een dikke laag veen en slappe klei aanwezig, zoals dit in het westen van ons land wordt aangetroffen. Deze laag is ongeschikt als fundering van de dijk. Wegbaggeren en aanvullen van de sleuf met zand geeft dan de oplossing. In dit geval zou oplossing twee gekozen kunnen worden maar de aanvoer van grote hoeveelheden grondwater naar de bermsloot is in dit geval niet nodig door de aanwezigheid van de dikke en vrij dichte veenlaag binnendijks. We moeten dan wel een afdichtende kleilaag aanbrengen tussen de volgespoten sleuf en de dijkskern.

Uit het bovenstaande moge blijken dat grondwater in vele gevallen de hoofdrol speelt bij het ontwerpen van rivierdijken.

Beheer van dijken

Hoewel het grondoppervlak van bandijken meestal privaat eigendom is, bijvoorbeeld van de boeren die het land bezitten, is het beheer van de dijksfunctie in vele landen in handen van publiekrechtelijke lichamen. In Nederland zijn het de waterschappen, die de zorg hebben voor het goed functioneren van de dijken, het normale onderhoud, het aanleggen van noodvoorraden en van lijsten betreffende het dijkleger en van beschikbaar materieel; verder de bewaking en het herstel van schade tijdens hoogwater. Dit laatste betreft dan meestal schade aan het

buitentalud door golfslag, en het optreden van wellen binnendijks. Het toezicht op dit beheer berust in Nederland bij de provincie. De Rijksoverheid, i.e. de Rijkswaterstaat, heeft echter ook een functie te vervullen volgens de Waterstaatswet 1900, "Buitengewone Rivier-correspondentie".Stijgt het water boven een bepaald peil, dan worden ingenieurs van de Rijkswaterstaat gestationeerd bij de waterschappen en fungeren dan als "oudere broeder". Centraal kan zo nodig hulp worden verleend aan bedreigde dijkvakken; een voorspelling van waterstanden wordt gegeven. Een redelijk goede voorspelling is echter slechts te geven over enkele dagen, omdat belangrijke delen van het stroomgebied dichtbij onze grens liggen en regenvoorspelling nog gebrekkig is. Gesteld kan worden dat het Nederlandse systeem redelijk werkt. De moeilijkheid is echter om alert te blijven, ook als gevaarlijke hoog-waters vele jaren uitblijven. De waakzaamheid kan dan verslappen hetgeen tot een ramp kan leiden. Zoals eerder gezegd is het daarom van het uiterste belang dat de constructie van dijken en de hoedanigheid van de ondergrond zodanig is, dat de dijken betrouwbaar zijn tot aan het ogenblik van overstroming.

7.2.5 Beheersing door verkleining van de maximale afvoer

Demping en verlaging van hoogwatergolven is een natuurlijk verschijnsel; het behoedt ons voor de catastrofale hoogwaters die zouden optreden indien de gevallen neerslag direct tot afvoer in de rivier zou komen. Een deel van deze neerslag komt echter vertraagd tot afvoer, bijvoorbeeld in het geval van sneeuw of van grondwater. Verder wordt een deel van het voorfront van de hoogwatergolf tijdelijk geborgen in meren, moerassen en in het hoogwaterbed van de rivier. Dit water komt pas terug als de hoogwatertop is gepasseerd. Het is logisch dat door rivieringenieurs gezocht is naar verbetering van dit natuurlijke accumulatiesysteem. Deze verbeteringen kunnen worden gevonden in een betere benutting van het hoogwaterbed als accumulatiebassin, of van bestaande meren waar de rivier door of langs stroomt; maar ook in het scheppen van nieuwe reservoirs die een deel van het hoogwater tijdelijk kunnen vasthouden. Naast deze oplossingen kan soms een geheel ander systeem worden toegepast, namelijk het definitief afleiden van een deel van de hoogwatergolf naar een andere rivier, of een meer, zee of terreindepressie. In het volgende zullen de genoemde oplossingen nader worden besproken.

Vertraagde berging in hoogwaterbed

Als inleiding tot het principe van de vertraagde berging dient eerst iets gezegd te worden over de voortplanting en vervorming van golven. Deze kan worden berekend met de methode, aangegeven in sub-paragraaf 7.2.2. Zo is in fig. 7.2-19 het resultaat gegeven van een dergelijke berekening voor een rivier zonder en met berging in een hoogwaterbed (toestanden A_1 en A_2). Het blijkt dat bij een rivier zonder hoogwaterbed de demping en vervorming klein is. Zouden we aannemen dat er in het geheel geen demping is dan kunnen we de voortplantingssnelheid op eenvoudige wijze berekenen.

In figuur 7.2-11 is midden boven een golffront getekend dat zich met de snelheid c m/sec onvervormd voortplant. Laten we het assenkruis met dezelfde snelheid meebewegen, dan is dus in elke doorsnede Q constant (geen berging). Dit betekent voor de doorsneden 1 en 2 dat de (schijnbare) $Q_1 = Q_2$ en dus bij een schijnbare snelheid $c-\bar{u}$ in tegengestelde richting:

$$B_s(c-u_1)h_1 = B_s(c-u_2)h_2 \qquad (B_s = \text{stroomvoerende breedte})$$

$$c = \frac{u_2h_2-u_1h_1}{h_2-h_1} = \frac{q_2-q_1}{h_2-h_1}$$

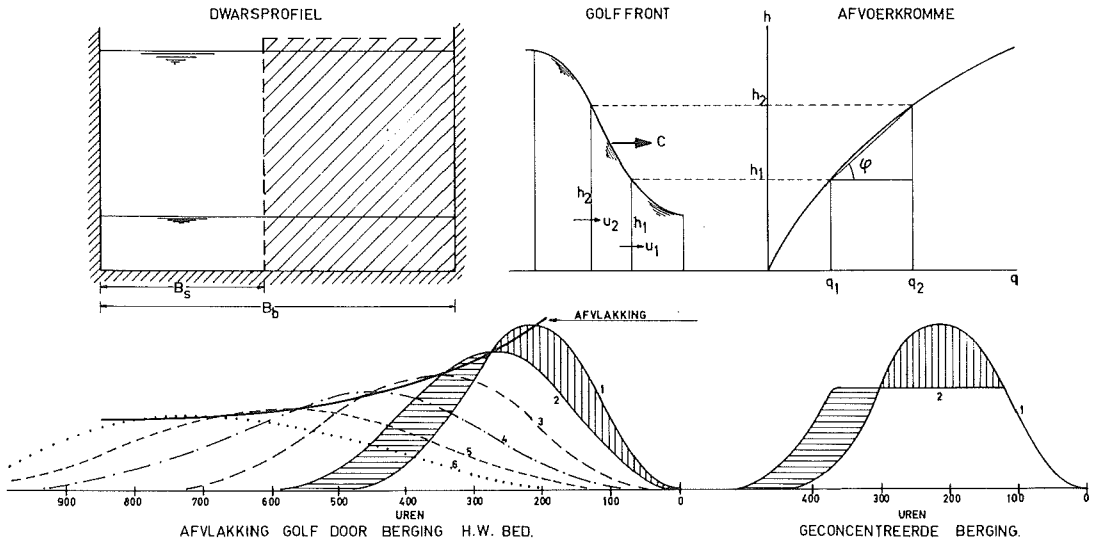


fig. 7.2-11 Voortplanting golf zonder en met accumulatie in het hoogwaterbed

Rechtsboven in fig. 7.2-11 is de afvoerkromme getekend, waaruit blijkt dat:

$$c = \frac{q_2-q_1}{h_2-h_1} = \text{cotg } \phi = \frac{\partial q}{\partial h}$$

Nu is volgens Chézy:

$$\bar{u} = C\sqrt{hi} \quad \text{en} \quad q = \bar{u}h, \text{ dus:} \quad q = Ch^{3/2}i^{1/2}$$

$$\text{Dus} \quad c = \frac{\partial q}{\partial h} = 3/2\ Ch^{1/2}i^{1/2} = 3/2\ \bar{u}.$$

Een niet vervormde hoogwatergolf (zonder berging in een hoogwaterbed) plant zich dus niet voort met de snelheid van een storing in de waterspiegel $c = \bar{u}+\sqrt{gh}$ (translatiegolf) maar - in verband met de overheersende invloed van wrijving en berging in het stroomvoerend dwarsprofiel - met een veel kleinere snelheid, namelijk anderhalf maal de stroomsnelheid. Zo zou een hoogwatergolf op de Rijn, bij aanname van de storingssnelheid $c = \bar{u}+\sqrt{gh}$, niet veel meer dan een etmaal nodig

hebben om zich van Basel naar Rotterdam te bewegen. In werkelijkheid duurt dit veel langer, zelfs veel langer dan de drie etmalen volgens de formule $c = 3/2\ \bar{u}$. Dit komt door de berging in het niet stroomvoerende hoogwaterbed. Hier is de schijnbare snelheid in geval van een meebewegend assenkruis c, en bij een bergende breedte $B_b - B_s$ wordt de formule dan:

$$B_s(c-\bar{u}_1)h_1 + (B_b-B_s)ch_1 = B_s(c-\bar{u}_2)h_2 + c(B_b-B_s)h_2$$

Hieruit volgt:

$$c = 3/2 \cdot \frac{B_s}{B_b} \cdot \bar{u}$$

Bij een totale rivierbreedte die driemaal zo groot is als de breedte van de stroomvoerende geul wordt dus de voortplantingssnelheid slechts de helft van de stroomsnelheid.
Linksonder in fig. 7.2-11 is de invloed van de berging aangeduid.
Het voorfront van de golf wordt afgeknabbeld doordat water geborgen wordt in het H.W. bed; dit water stroomt na het passeren van de top weer terug in het stroomvoerende profiel. We zien dan ook dat in opeenvolgende punten langs de rivier (1, 2, 3 enz) de top steeds verder achteruit schuift.
De hoeveelheid geborgen water is gearceerd aangegeven. In wezen is deze wijze van topverlaging niet efficient. Zou men dezelfde hoeveelheid water tussen de punten 1 en 2 pas bergen nabij de top dan zou de topverlaging veel groter zijn (zie figuur rechtsonder).
Bij hoogwaterberekeningen nemen we altijd aan dat de waterspiegels in de stroomvoerende geul en in het hoogwaterbed met dezelfde snelheid stijgen en dalen; we noemen dit uniforme berging. In werkelijkheid treedt er naijling op in het H.W. bed doordat er weerstanden zijn die de instroming vertragen. In fig. 7.2-12 is dit aangegeven.

Nabij de top is de term $\delta h/\delta t$ in het hoogwaterbed groter dan in het laagwaterbed. Deze niet-uniforme berging heeft dus een gunstige invloed op de topverlaging. Dit systeem van niet-uniforme berging is nu geperfectioneerd in een H.W. bestrijdingssysteem, dat het Po-systeem genoemd zou kunnen worden, omdat het in de rivier de Po systematisch is toegepast. In figuur 7.2-13 is schematisch het verschil aangegeven tussen dit Po-systeem en een systeem dat het Rijn-systeem zou kunnen worden genoemd.

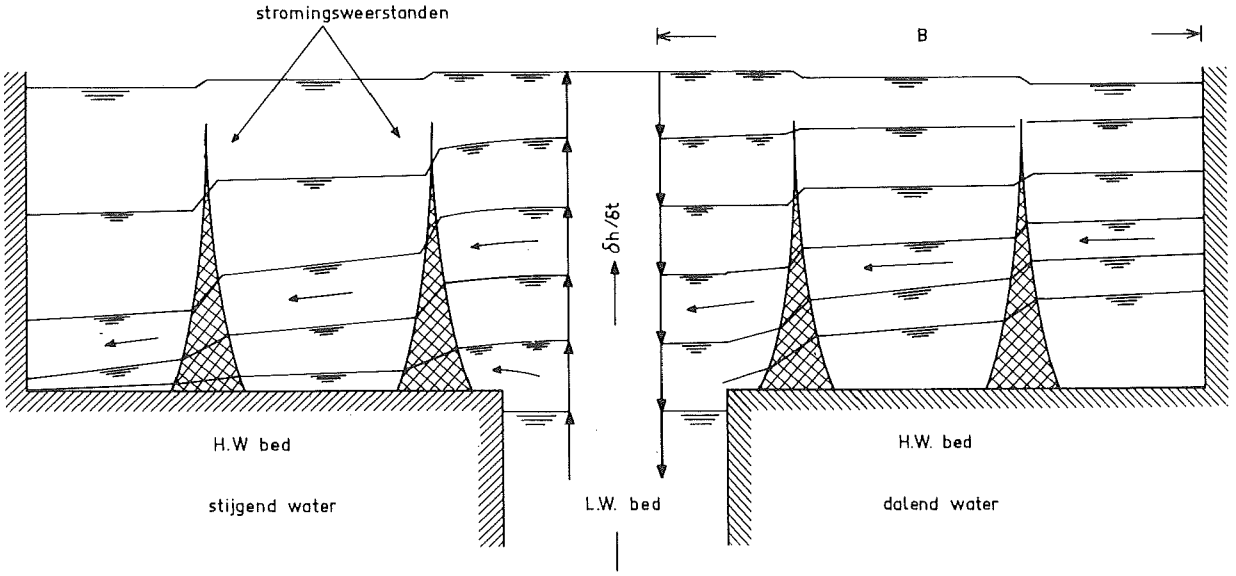


fig. 7.2-12 Naijling in en uitstroming hoogwaterbed tijdens passage hoogwatergolf

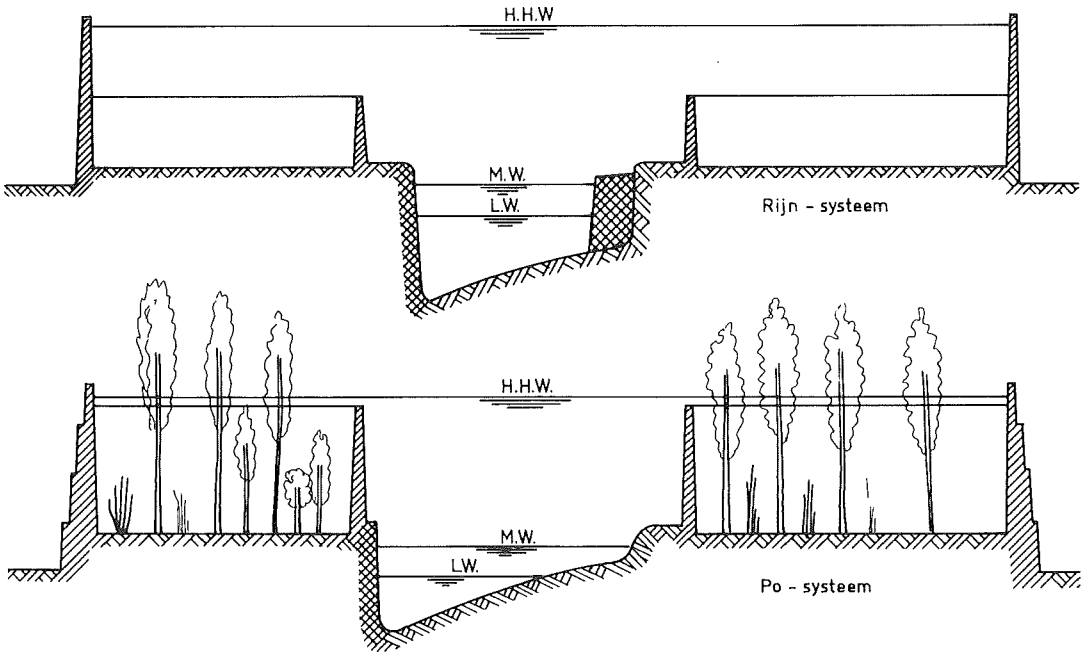


fig. 7.2-13 Vergelijking "Rijn-" en "Po-systeem"

Het normale of Rijn-systeem is gebaseerd op afvoercapaciteit van het gehele dwarsprofiel. De consequentie is een minimum aan weerstanden in het hoogwaterbed. Dit houdt dus in een bijna uniforme berging, dus een

minimum aan profijt door vertraagde vulling van het hoogwaterbed. Het Po-systeem daarentegen is gebaseerd op niet-uniforme berging. De aanwezige zomerkaden hebben een kruinshoogte die slechts enkele decimeters ligt beneden de kruin van de bandijken. Hierdoor is een maximum aan berging aanwezig nabij de top van de hoogwatergolf, waar tegenover staat dat het hoogwaterbed geen afvoervermogen heeft. De voor- en nadelen van dit systeem zijn toegelicht in figuur 7.2-14.

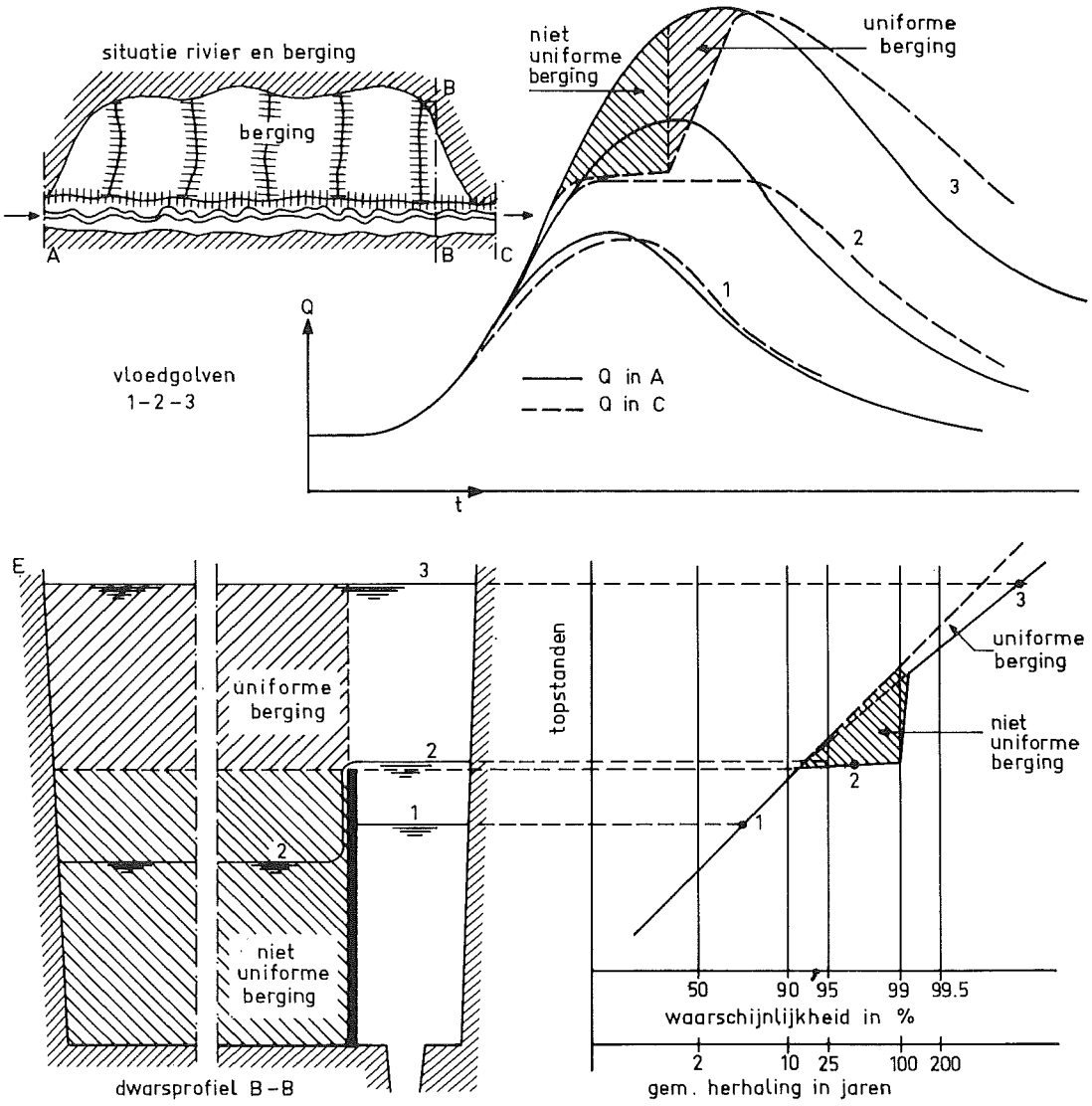
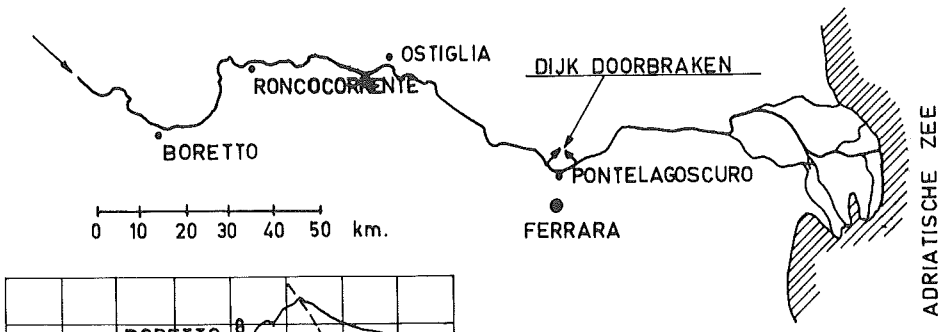
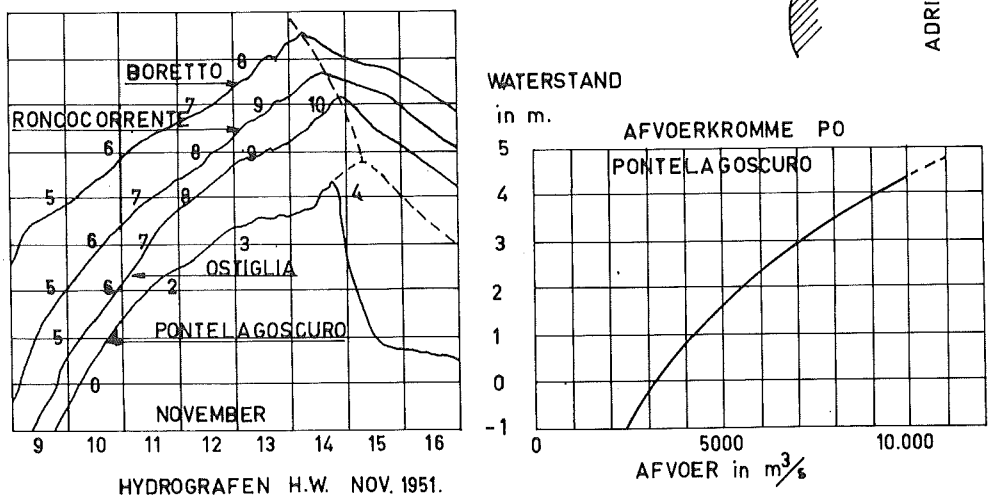


fig. 7.2-14 Principe van niet-uniforme berging in het hoogwaterbed

In dit voorbeeld heeft de rivier tussen de punten A en C grote bergings-compartimenten. Zolang de top van de vloedgolf gelegen is beneden de kruin van de kaden wordt de waarschijnlijkheid bepaald door de wet van Gumbel (golf 1). In de tekening geldt dit voor 9 van de 10 vloedgolven. Is de golf echter hoger dan gaan de compartimenten werken en vindt niet-uniforme berging plaats. De topstand kan dus niet stijgen zolang de inhoud van de golf boven het niveau van de kruin van de kaden kleiner is dan de inhoud van de compartimenten. Dit is in de tekening in 99 van de 100 jaren het geval (golf 2). De topafvoer in punt C is dus veel lager dan die in A, en het systeem werkt goed. Dit wordt anders indien de inhoud van de hoogwatergolf boven het niveau van de dijkskruin groter is dan de inhoud van de compartimenten. De niet-uniforme berging valt dan weg en de topafvoer in C benadert de topafvoer in A (golf 3).
Dit kan tot een ramp leiden, omdat de waterstand geheel onverwacht snel gaat stijgen. Dit was het geval met de overstromingsramp van de rivier de Po in 1951. In fig. 7.2-15 is dit nader aangegeven.

Uit het verloop van de peilschaalstanden blijkt dat tussen Roncocorrente en Ostiglia, maar vooral tussen Ostiglia en Pontelagoscuro grote berging aanwezig was. Op 14 november was deze niet-uniforme berging ten einde waarna de waterstand in Pontelagoscuro snel steeg tot de dijkskruin (4,28 m+), welke vervolgens bezweek. Globaal geschat zou de topstand nog hoger geweest zijn (∿ 4,70 m+), als de kruin hoger had gelegen.
De topafvoer zou dan ongeveer 11.000 m^3/s geweest zijn.
Bekijken we nu de Gumbelgrafiek (periode 1880-1951) dan komt de dempende invloed van de compartimenten duidelijk naar voren. Tot 5000 à 6000 m^3/s volgen de tophoogwaters de waarschijnlijkheidslijn van Gumbel. Daarboven lopen steeds meer compartimenten in. Na vulling van een compartiment bestaat steeds weer de neiging om terug te keren naar de oorspronkelijke Gumbel-Lijn, waarbij alleen uniforme berging bestaat. Als de laatste compartimenten gevuld zijn (kruin op 8000 m^3/s) stijgt de lijn weer naar de rampstand, die overigens precies op de Gumbel-lijn ligt. Het zal duidelijk zijn dat de ramp volledig onverwacht kwam, omdat het wezen van de compartimentvulling en de hieraan verbonden risico's niet begrepen werden. Dit is nog duidelijker als we de periode 1807-1879 bezien. Het lijkt dan volledig verantwoord om zich te baseren op een afvoer van 7500 m^3/s als maatgevende maximum afvoer. Door verlies aan





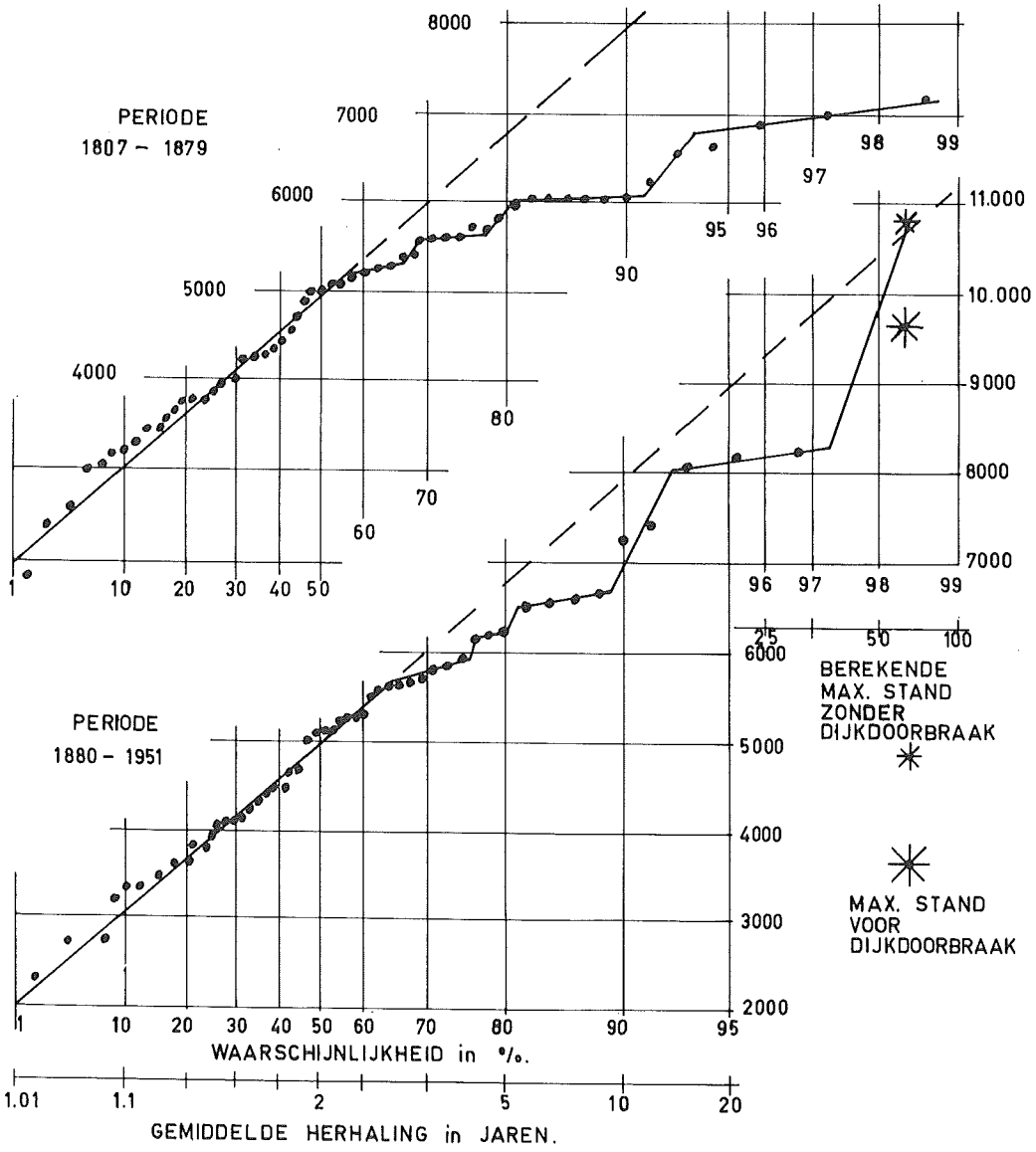


fig. 7.2-15 Hoogwater Po in november 1951

compartimentruimte is de toestand in deze eeuw wel wat ongunstiger geworden, maar - afgezien van 1951 - lijkt een maatgevende maximum afvoer van 9000 m^3/s toch wel zeer veilig.
Uit het bovenstaande blijkt wel hoe voorzichtig we moeten zijn met het interpreteren van Gumbel-grafieken.
Het verbeteren van een systeem, zoals gevolgd bij de rivier de Po, is uitermate moeilijk. Toevoegen van nieuwe compartimenten is meestal onmogelijk in verband met de bevolkingsdichtheid achter de bandijken. Verbetering zou mogelijk zijn door verhoging van zowel de bandijken als de compartimentskaden, maar dit zou zeer kostbaar zijn. Bij de Po zijn wel de bandijken verhoogd, maar niet de kaden. De niet-uniforme berging is dus niet vergroot. Wel heeft men door bochtafsnijdingen en afgravingen de afvoercapaciteit van het stroomvoerend dwarsprofiel vergroot.

Berging in reservoirs

Het principe van de tijdelijke berging van een deel van een hoogwatergolf in een kunstmatig aangelegd reservoir vertoont punten van overeenkomst met de in het voorgaande besproken methode van berging in compartimenten in omkade gedeelten van het hoogwaterbed. Het belangrijkste verschil zit in het gebruik van het terrein. Bij compartimentberging van het hoogwaterbed behoeft het terreingebruik niet te veranderen. Alleen het aantal malen dat overstroming plaatsvindt neemt af. Bij de constructie van reservoirs wordt terrein aan zijn bestemming onttrokken en waardeloos gemaakt voor bewoning en ander gebruik. Mede om deze reden is het vinden van een geschikte lokatie vaak moeilijk. Andere problemen, zoals de inhoud van het reservoir ten opzichte van de maatgevende hoogwatergolf, het veiligheidsaspect, de sedimentatie in en de erosie benedenstrooms van het reservoir werden besproken in hoofdstuk 6 van "Rivieren en Rivierwerken". In het volgende zullen daarom slechts problemen besproken worden die in verband staan met de bestemming "hoogwaterbeheersing".
Reservoirs kan men in twee groepen onderverdelen, namelijk reservoirs met een niet regelbare afvoeropening (conduct) en reservoirs met een regelbare afvoeropening. De eerste vinden uitsluitend toepassing bij hoogwaterbestrijding; bij de tweede groep kunnen ook andere belangen gediend worden (watervoorziening, waterkracht, scheepvaart).
Behalve één of meer afvoeropeningen bezitten reservoirs ook een nood-overlaat. Hierover wordt in het eerder genoemde hoofdstuk 6 reeds het een en ander gezegd. Ter aanvulling nog het volgende.

Noodoverlaat (spillway). Ook hierbij bestaat weer de keuze tussen niet-regelbare en regelbare afvoer. De eerste wordt steeds gecombineerd met reservoirs met niet-regelbare afvoeropening, dit in verband met het niet aanwezig zijn van bewaking. De tweede kan gecombineerd worden met reservoirs met regelbare afvoeropening. Dit hangt af van de eventuele voordelen. Bij de vulling van het reservoir vindt niet-uniforme berging plaats, of althans iets wat sterk daarop lijkt. Wordt het peil van de kruin van de overlaat overschreden, dan verandert dit in uniforme berging (Q-overlaat evenredig met $h^{3/2}$ evenals bij de rivier). Deze uniforme berging heeft veel geringere invloed op de reductie van de topstanden in de rivier. Bij de berekening van de vereiste capaciteit van de nood-overlaat wordt deze berging daarom vaak verwaarloosd, en wordt eenvoudig gesteld dat de capaciteit gelijk moet zijn aan de maatgevende aanvoer naar het reservoir, verminderd met de afvoer van de gebruiksopeningen.
Men kan de schijf uniforme berging wel verkleinen door de noodoverlaat breder te maken, waardoor de kruin verhoogd kan worden, maar dan worden de kosten hoger. Beter is dan een smalle overlaat met lager gelegen kruin en met regelbare afsluiters. Nu kan men niet-uniforme berging hebben door de afsluiters dicht te houden tot de hoogst toegelaten reservoir-waterstand, en dan bij verdere stijging de afsluiters in korte tijd volledig te openen.

Reservoirs met niet-regelbare afvoeropening (detention reservoirs)
Deze, meestal kleine, reservoirs vindt men in de bovenloop van zijrivieren. In figuur 7.2-16 is het principe uiteengezet. In deze figuur is de meest gunstige werking van het reservoir weergegeven, namelijk met een hoog-watergolf die het reservoir volledig vulde, dus zonder afvoer van de noodoverlaat. Door de accumulatie van het reservoir wordt de top van de golf aanzienlijk afgevlakt. Echter wordt de golf daardoor wel breder. Dit kan een ongunstig gevolg hebben indien zich in het brongebied een aantal van deze reservoirs bevinden. Dit is toegelicht in fig. 7.2-17. In dit geval dient de stad A beschermd te worden met behulp van een drietal niet-regelbare reservoirs. Elk van deze reservoirs heeft een goede dempende werking, maar de combinatie kan een ongunstig effect hebben, indien een regenzone zich beweegt volgens de aangeduide richting. Dit als gevolg van de overlapping die ontstaat door de verbreding van de golven. Regelbare reservoirs zouden verbetering kunnen geven, mits voorspelling van de aanvoer naar de reservoirs mogelijk is.

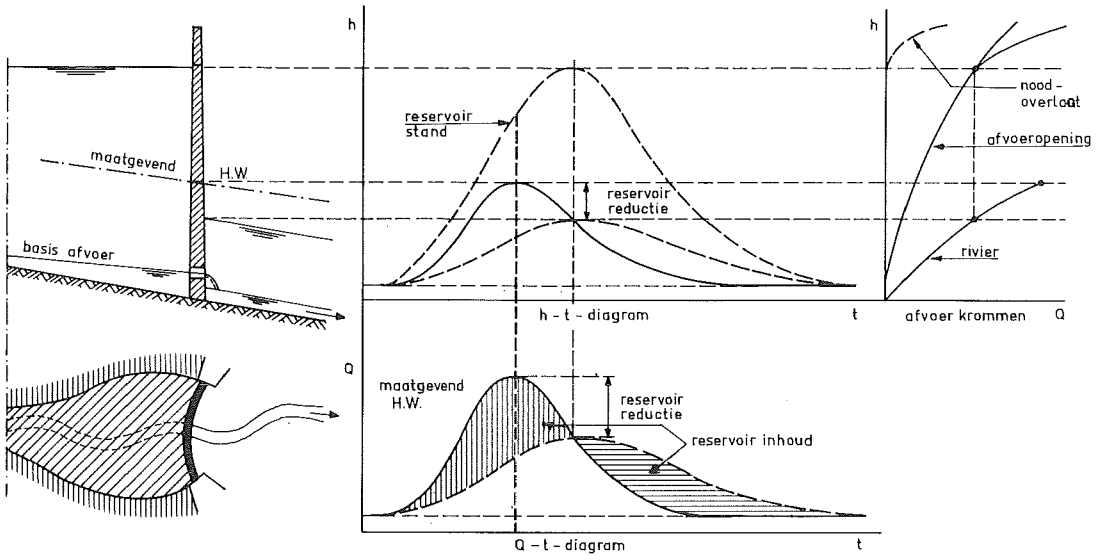


fig. 7.2-16 Hoogwaterdemping met behulp van niet-regelbare reservoirs

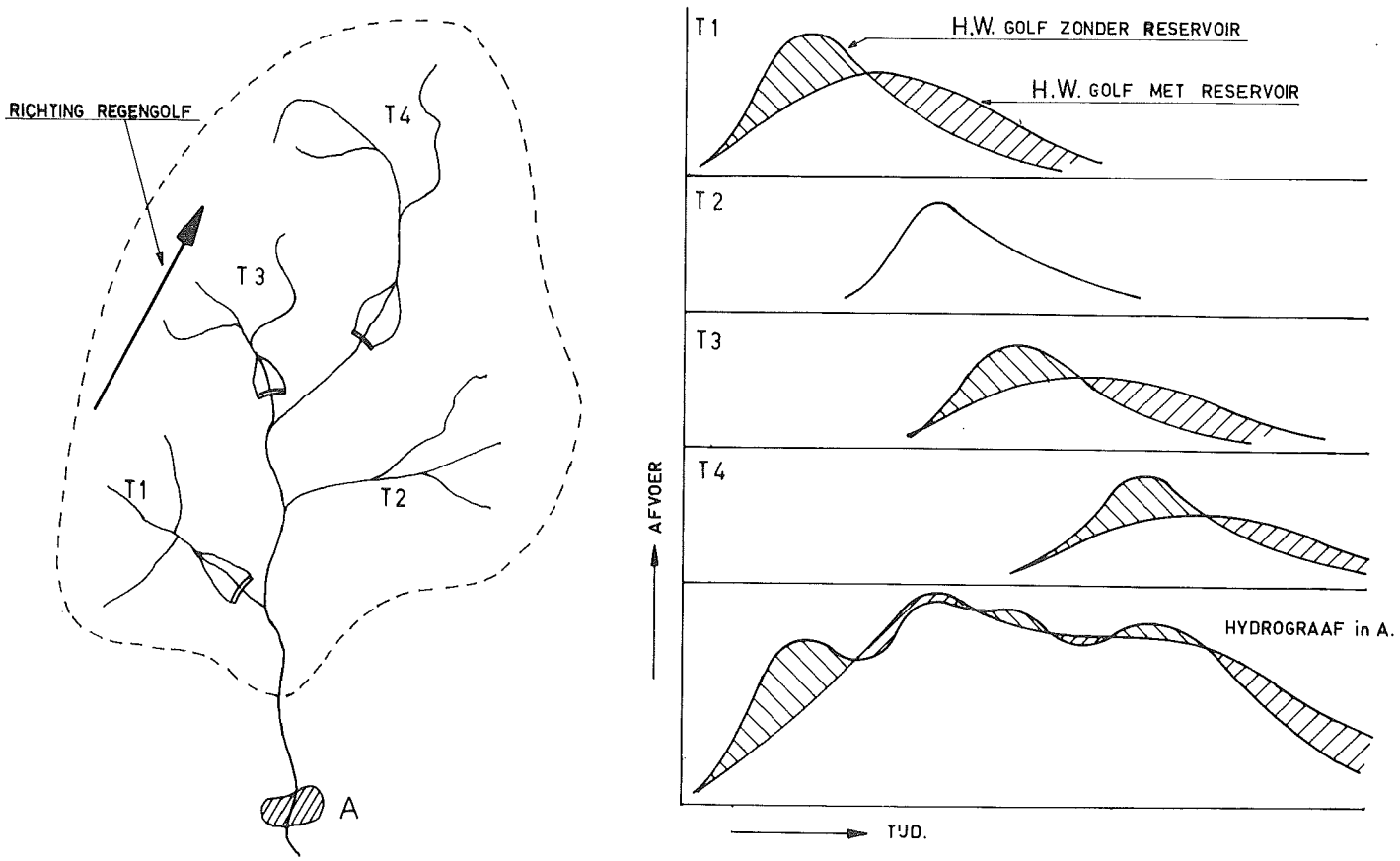
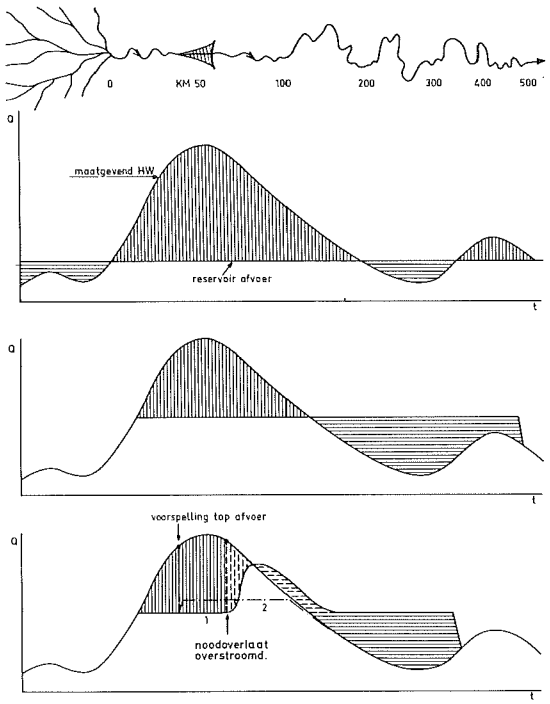


fig. 7.2-17 Mogelijk ongunstig effect van gecombineerde reservoirs

Gezien de korte afstand tussen brongebied en reservoirs is het in dit geval niet goed mogelijk. Een groot regelbaar reservoir direct boven A zou de beste oplossing geven maar is vaak in verband met de topografie niet mogelijk.

Grote reservoirs met regelbare afvoer

Grote reservoirs vragen om veel water, dus een groot stroomgebied bovenstrooms. Meer benedenstrooms is echter in vele gevallen geen plaats aan te geven die aan de te stellen eisen voldoet, namelijk een diep dal met weinig bewoning en een nauwe keel benedenstrooms die een relatief goedkope dam mogelijk maakt. In fig. 7.2-18 is een dergelijke ideale situatie gegeven, waarbij het water van alle zijrivieren het reservoir moet passeren.



A. Reservoir groot tov. HWgolf.
Afvoerprogramma vrij.
(continue gem. jaarafvoer of ander programma.)

B. Reservoir kleiner dan H.W.golf.
Reservoir leeg voor H.W.golf.
Max. schadevrije afvoer tijdens passeren H.W. golf.

C. Reservoir klein tov. H.W.golf.
Gelijk aan programma B (lijn 1.) doch na ogenblik van voorspelling top eventueel hogere afvoer (lijn 2) ter beperking van de schade.

fig. 7.2-18 Afvoerprogramma voor reservoirs met verschillende inhoud

Het belangrijkste vraagstuk is nu de netto inhoud van het reservoir, vergeleken met de inhoud van de maatgevende hoogwatergolf.

In het eerste voorbeeld A is een reservoir gedacht met zeer grote inhoud. In dit geval treden geen problemen op; men kan bijvoorbeeld als constante afvoer de gemiddelde jaarafvoer van de rivier nemen. Hoogwater en laagwaterperioden van de rivier kunnen volledig uitgedempt worden. Een dergelijke ideale toestand treft men vrijwel nergens in de wereld aan. Meestal is de inhoud van het reservoir beperkt. In voorbeeld B is dit aangegeven. Uiteraard zal men bij een dergelijk reservoir proberen om vóór de hoogwaterperiode een leeg reservoir te hebben, indien tenminste geen andere belangen zich hiertegen verzetten. Zodra een hoogwatergolf komt, dient de afvoeropening tot "schadevrije afvoer" te worden geopend; dat is die afvoer waarbij nog net geen schade op het benedenstroomse riviervak optreedt. Dit houdt dus in dat deze afvoer reeds gegeven moet worden bij een vrij lage waterstand in het reservoir, hetgeen om een grote afvoeropening vraagt. De schadevrije afvoer wordt vervolgens aangehouden totdat na het passeren van het hoogwater het reservoir weer leeg is.
Ook dit programma vraagt nog om een vrij groot reservoir; in vele gevallen is ook dit niet aanwezig. In het voorbeeld C is de toestand nog ongunstiger. Bij aanhouden van schadevrije afvoer raakt het reservoir toch vol voor de golf gepasseerd is. De extra afvoer over de noodoverlast veroorzaakt aanzienlijke schade benedenstrooms (getrokken lijn). Deze zou beperkt kunnen worden indien de afvoer op een vroeg tijdstip wat verhoogd was geworden (gestippelde lijn). Dit is echter alleen mogelijk indien vroegtijdig voorspelling mogelijk is betreffende de te verwachten hoogwatergolf.

In vele gevallen is het effect dat reservoirs kunnen hebben op de beheersing van hoogwaters geringer dan hierboven is aangegeven. Het effect neemt af, naarmate de afstand tot het reservoir groter wordt. Dit komt uiteraard doordat benedenstrooms zijrivieren in de hoofdrivier komen, maar ook zonder dat zou dit effect afnemen zoals hieronder wordt toegelicht.
In fig. 7.2-19 zijn de resultaten weergegeven van berekeningen van een aangenomen hoogwatergolf in km nul in een geschematiseerd riviervak van 450 km lengte; en wel voor vier gevallen:

A_1 - geen berging in H.W. bed, geen reservoir;
A_2 - berging in H.W. bed, geen reservoir;
B_1 - geen berging in H.W. bed, reservoir bij km 50;
B_2 - berging in H.W. bed, reservoir bij km 50.

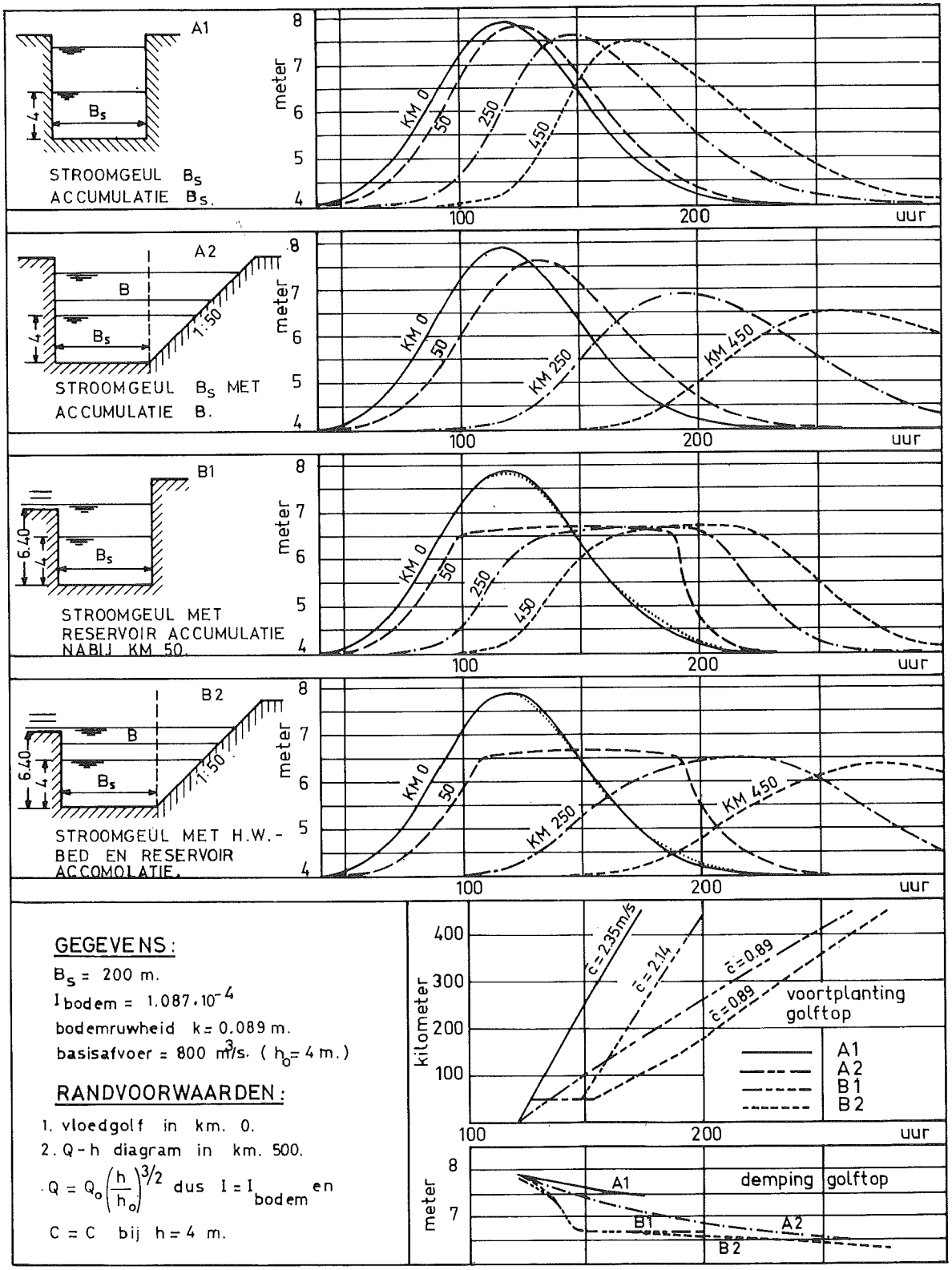


fig. 7.2-19 Demping en vervorming van hoogwatergolven in een rivier zonder en met berging in H.W.-bed en in reservoir

Voor de eenvoud is aangenomen een reservoir terzijde van de rivier met een zeer brede overlaat op 6,40 m+ en een vrije terugstroming na passeren van de golf.
De voorbeelden A_1 en A_2 werden reeds eerder besproken bij de behandeling van de invloed van de berging in het hoogwaterbed. Bij A_1 plant de golf zich bijna onvervormd voort; bij A_2 is een aanzienlijke demping, namelijk van 8 m+ naar 6,50 m+. De voortplantingssnelheden (rechts onderaan de tekening) zijn in goede overeenstemming met de eerder afgeleide formule:

$$c = 3/2\ B_s/B_b\ \bar{u}$$

In voorbeeld B_1 is de invloed van een reservoir aangegeven in een rivier zonder H.W. bed. Ook hier is een aanzienlijke demping; de demping die bij A_2 pas bereikt werd na 450 km wordt nu direct bereikt. De meeste rivieren hebben echter, in tegenstelling tot B_1, wel een hoogwaterbed. En nu blijkt in de berekening B_2, dat de invloed van het reservoir naar beneden steeds kleiner wordt (vergelijk A_2 en B_2). Na 450 km is de invloed van het reservoir verdwenen. De reden hiervan is duidelijk; door het onttrekken en later terugvoeren van water ontstaat een zeer vlakke top; er is gedurende 100 uren staand water, dus permanentie, dus geen berging in het hoogwaterbed. Er wordt dus geen gebruik gemaakt van het bergend vermogen van het hoogwaterbed. In feite is de bergingscapaciteit van het hoogwaterbed verruild voor berging in een reservoir.
Uit het voorgaande moge blijken dat het weinig zin heeft om een reservoir toe te passen in een rivier met een uitgestrekt hoogwaterbed, tenzij het gaat om waterstandverlaging direct benedenstrooms van het reservoir.

Eén groot reservoir benedenstrooms van de samenvloeiing van de zijrivieren is zelden mogelijk. Een meer realistische situatie is weergegeven in fig. 7.2-20.
Hierbij kunnen in een aantal zijrivieren reservoirs worden geplaatst, terwijl in andere zijrivieren het water vrij afstroomt. Ook in een dergelijk geval kan nog een zekere hoogwaterbeheersing worden bereikt, mits de berging in de reservoirs relatief groot is ten aanzien van de totale inhoud van de hoogwatergolf op het te beschermen punt, en mits voldaan wordt aan bepaalde eisen ten aanzien van de looptijden van golven. Zo zal bij peilschaal d van fig. 7.2-20 nog een goede beheersing kunnen worden bereikt met behulp van de 5 reservoirs R_1 t/m R_5.

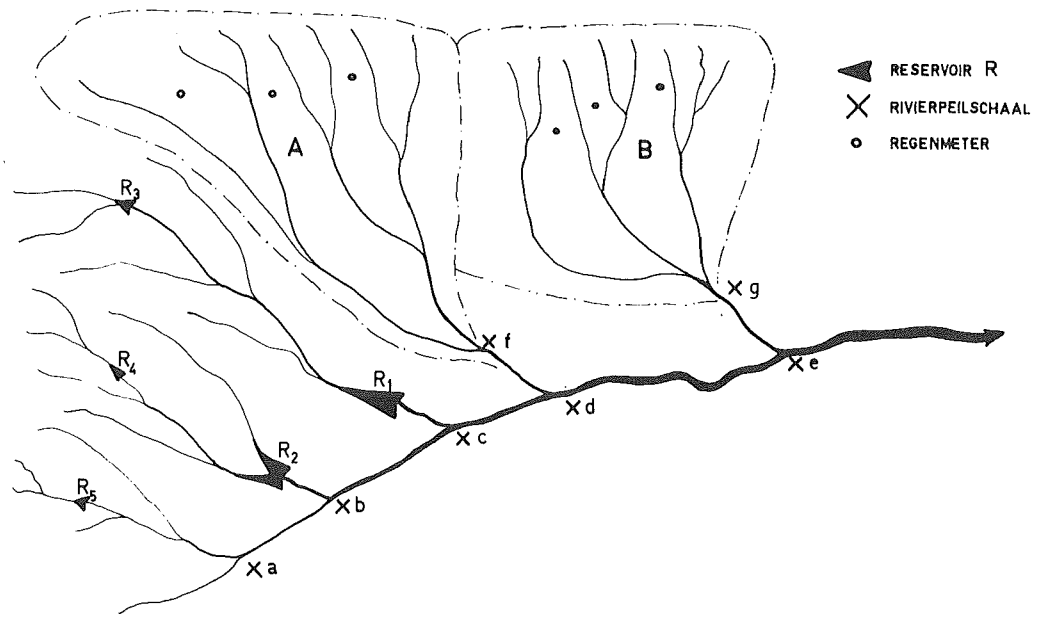


fig. 7.2-20 Stroomgebied met beperkte reservoir mogelijkheden

Als de looptijden tussen deze reservoirs en peilschaal d bekend zijn, is een geïntegreerd programma van afvoer op te stellen waarbij een optimaal gebruik wordt gemaakt van de beschikbare berging. Moeilijker wordt reeds een beheersing van het hoogwater bij peilschaal e. Afgezien van de ongunstige verhouding tussen beheerst en vrij afstromend water is er het probleem van de looptijd van g naar e. Deze is kleiner dan die tussen de reservoirs en e, en we kunnen dus alleen een programma van afvoer maken als de golf in g voorspeld kan worden; dit kan wellicht met behulp van regenmeters in het stroomgebied A. Het zal duidelijk zijn dat een goede beheersing van het hoogwater in f uitgesloten is. Afgezien van de eerdergenoemde invloed van het hoogwaterbed tussen e en f, en afgezien van de nu wel zeer ongunstige verhouding tussen beheerste en vrije afvoer, is er weer het probleem van de looptijd. Deze is tussen de regenmeters in B en de peilschaal f veel kleiner dan tussen de reservoirs en f, zodat geen doeltreffend programma van reservoirafvoer is te geven. Ook bij een rivier als de Rijn zijn het de zijrivieren in de benedenloop die een hoogwatervoorspelling een aantal dagen vooruit onmogelijk maken.

In het voorgaande is de toepassing van kunstmatige reservoirs behandeld als middel tot beheersing van hoogwater op rivieren. Echter kunnen ook natuurlijke meren waar rivieren door of langs stromen gebruikt worden

voor dit doel. Door het plaatsen van een regelbare stuw in de uitlaatzijde van het meer kan de waterspiegel worden gevariëerd en wordt dus berging gecreëerd. Een dergelijke variatie kan grote bezwaren geven in recreatiemeren; daar zal de stuw in het recreatieseizoen juist moeten dienen om een constante waterspiegel te verkrijgen. In sommige gevallen is in de regenmaanden,dus buiten het recreatieseizoen, een dergelijke variatie van waterstanden wel toegestaan. In Zwitserland is deze oplossing sinds het begin van de 18e eeuw toegepast, waarbij in verschillende gevallen ook rivieren zijn omgelegd naar meren, waardoor aanzienlijke toename in berging werd verkregen. Thans stroomt ongeveer tweederde van het Zwitserse Rijnwater door meren, resulterend in een sterke demping van hoogwatergolven, maar ook in een toename van de laagwaterafvoer. Het bekendste van deze rivieromleggingen betreft de rivier de Aare, de belangrijkste Zwitserse zijrivier van de Rijn. Bij deze zogenaamde Eerste Jura Correctie werd deze rivier omgelegd via het meer van Biel. Tevens werden de verbindingen tussen de meren van Biel, Munten en Neuchatel zodanig verruimd dat zij als één groot meer gingen functioneren. In fig. 7.2-21 is dit nader aangegeven.

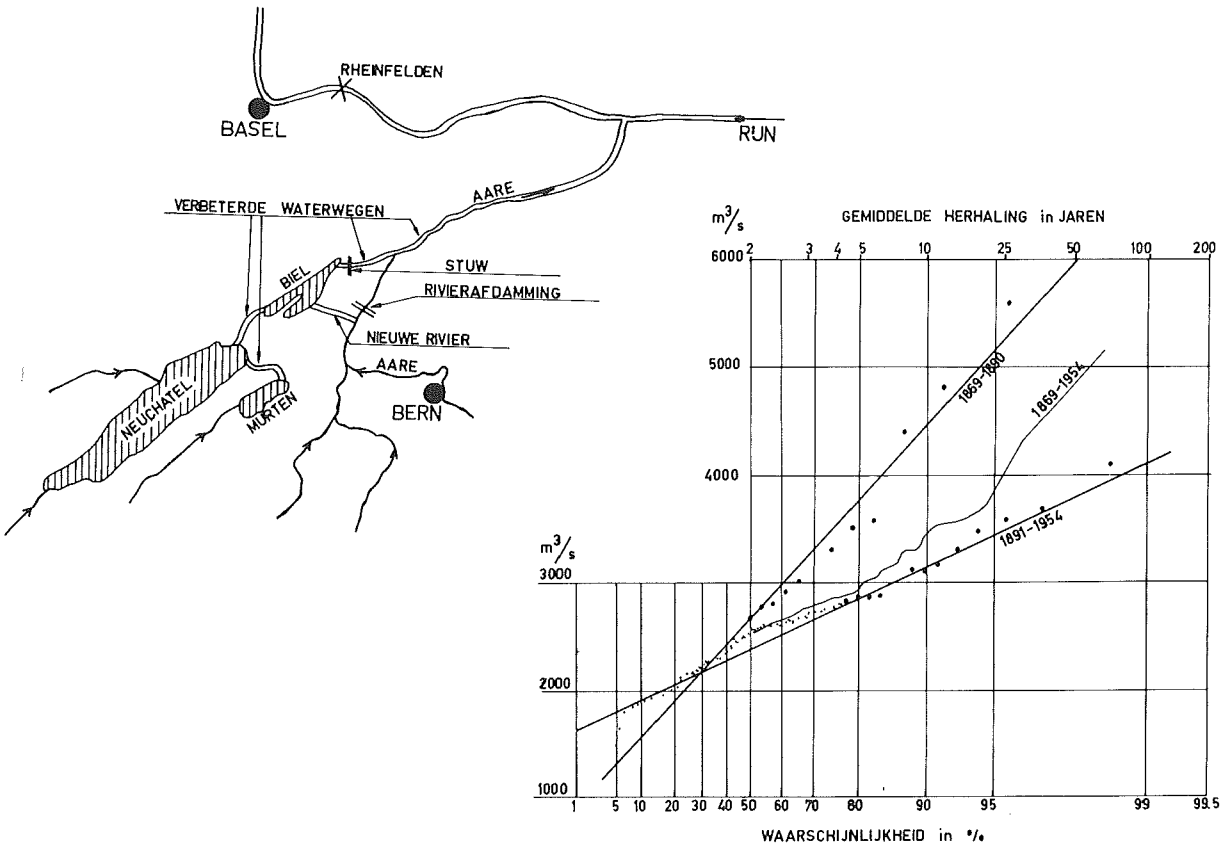


fig. 7.2-21 De invloed van de Juracorrectie op de Rijnafvoeren in Rheinfelden

In de verruimde en verdiepte uitlaat van het meer van Biel werd een stuw geplaatst en de lage stand van het merenstelsel werd twee meter verlaagd. Hierdoor kwam een totale bergingsschijf van drie meter beschikbaar.
Het resultaat van dit project is in fig. 7.2-21 weergegeven in een extreme waarden grafiek van de jaarlijkse topafvoeren in Rheinfelden, namelijk van topafvoeren voor 1890 (het jaar van voltooiing) en na 1890. We zien bijvoorbeeld dat de topafvoer die gemiddeld tweemaal per eeuw wordt overschreden, daalde van 6000 m^3/s naar 3800 m^3/s. In de grafiek is tevens de waarschijnlijkheidslijn gegeven voor alle jaren tezamen. Hieruit blijkt wel van hoe groot belang het is om discontinuïteiten in extreme waarde grafieken op te sporen, in dit geval discontinuïteiten in de toestand van de rivier gedurende deze periode.
Aan het voorgaande dient te worden toegevoegd dat de eerste Jura correctie één groot bezwaar bleek te bevatten. Door de verlaging van de waterstanden op de meren en van de grondwaterstanden trad daling op van de veenachtige bodem rond de meren. Hierdoor namen de overstromingen van deze gronden toe. Men heeft bij een tweede Jura correctie de lage waterstanden op de meren moeten verhogen, en dus de berging moeten verkleinen. Door een aangepast programma heeft men toch het gunstige resultaat van de topvervlakking vrijwel kunnen handhaven.

Afleiding van rivierwater

Bij de voorgaande oplossingen werd verlaging van topafvoeren en standen bereikt door het tijdelijk terughouden van water in het hoogwaterbed, in meren of in reservoirs. Dit water werd dan na het passeren van de hoogwatergolf weer afgevoerd door dezelfde rivier. Soms is het mogelijk om de topafvoer te verlagen door een definitieve afleiding van water uit de rivier. Voorbeelden zijn de afleiding naar topografische depressie waar het water in de bodem wegzinkt of verdampt; of naar een meer of rivier niet behorend tot het betrokken rivierstelsel; of via een afleidingskanaal naar de zee. Reeds uit de oudheid kennen we dit principe, zoals de afleiding van Nijlwater naar het meer Moeris via het Joseph kanaal; of de afleiding van water van de Euphraat naar de Tigris. Voorbeelden uit ons land waren de overlaten in de rivierdijken; deze hadden echter een meer gemengd karakter omdat een deel van het water benedenstrooms weer op de rivier kwam. Het voorbeeld van de Beerse overlaat in de Maas wordt later besproken.

Ter toelichting van het principe van afleiding zullen in het volgende enige voorbeelden uit de Povlakte worden behandeld (fig. 7.2-22).

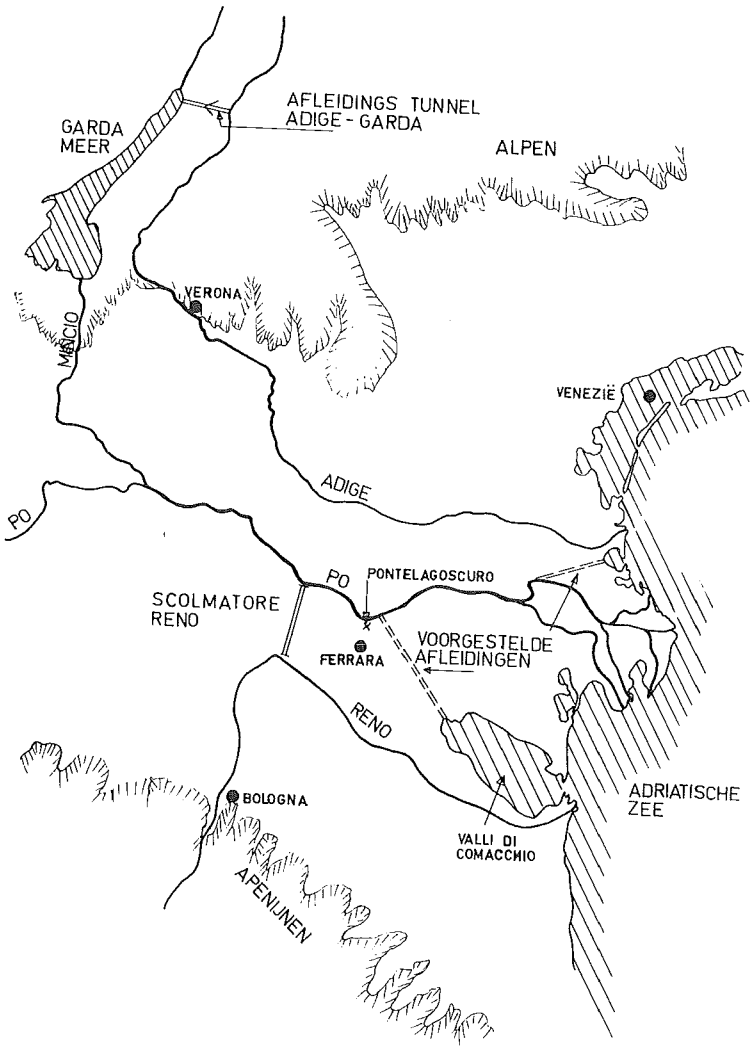


fig. 7.2-22 Uitgevoerde en voorgestelde rivierafleidingen in de Po-vlakte

De rivier de Reno, die het brongebied heeft in de Apenijnen en uitstroomt in de Adriatische zee ten zuiden van de Po, werd reeds eerder ter sprake gebracht in verband met de sterke sedimentatie en daardoor gevaarlijk hoge waterstanden. Reeds in de Napoleontische tijd werd geprobeerd verbetering aan te brengen door de aanleg van een afleidingskanaal naar de Po. Dit kanaal, de Scolmatore Reno, bestond in feite uit een door hoge

dijken omsloten strook grasland met een drainagesloot in het midden, terwijl aan de uiteinden de vaste overlaten gevormd werden door de bandijken van Reno en Po die een verlaagd gedeelte hadden, uiteraard met verdedigde kruin. Bij hoogwater op de Reno stroomde water naar de Po, zodat de Reno benedenstrooms van dit punt nooit boven een bepaalde waterstand kon komen. In de praktijk bleken er echter grote bezwaren aan dit systeem verbonden te zijn. Ook de rivier de Po heeft een deel van zijn stroomgebied in de Apenijnen; hoogwater op de Reno gaat vaak tezamen met hoogwater op de Po. De aanleg van het afleidingskanaal had dan ook tot gevolg dat een aantal van de hoogwaters op de Po ongunstig werd beïnvloed door het kanaal. Men heeft dan ook moeten besluiten het kanaal aan de Po-zijde te sluiten, zodat het thans alleen nog dienst doet als berging van Reno water.

Een tweede, meer succesvol project betreft de rivier de Adige. Hoogwaters op deze rivier gaven in de benedenloop vaak overlast. De oplossing werd gevonden in het boren van een grote tunnel met regelbare inlaat waardoor water kan worden afgeleid van een punt, gelegen 70 km bovenstrooms van Verona, naar het Gardameer. De capaciteit van deze tunnel bedraagt 500 m^3/s, hetgeen ongeveer 30% is van een extreem hoogwater op de Adige. Dit project heeft goede resultaten opgeleverd ondanks het feit dat het Gardameer via de rivier Mincio ook in verbinding staat met de Po, en deze laatste rivier door zijn stroomgebied in de Alpen ook hoogwater kan hebben als de Adige hoogwater heeft. In dit geval zorgt het grote Gardameer echter voor een sterk dempende en vertragende werking van de afvoergolf.

Een derde voorbeeld betreft de delta van de rivier de Po. De bodem van deze delta is de laatste decennia sterk gedaald ten opzichte van het zeepeil, zodanig zelfs dat er reeds gedeelten zijn die meer dan vier meter onder zeeniveau liggen. De oorzaak is slechts voor een gedeelte de overal rijzende zeespiegel, de bodeminklinking, en de dalende bodem rondom de rijzende Alpen, die de druk van de dikke ijslaag langzamerhand kwijt raken. Een belangrijke oorzaak is de winning van aardgashoudend grondwater op relatief kleine diepte. Met deze algemene daling gaan ook de rivierdijken en het rivierbed omlaag. Dit laatste wordt evenwel weer gecompenseerd door sedimentatie. Gedacht is aan het veilig stellen van de delta ten aanzien van de rivierhoogwaters door het maken van een afleidingskanaal bovenstrooms van de delta naar de Adriatische zee. In fig. 7.2-22 is een tweetal tracées

gegeven voor een afleidingskanaal, een kort kanaal uitmondend noordelijk van de delta, en een langer kanaal dat via de Valli di Comacchio zuidelijk van de delta zou uitmonden. In beide gevallen zou met een regelbare stuw in de bovenmond zoveel water worden afgelaten dat in de Po-armen benedenstrooms een bepaalde maximum afvoer niet zou worden overschreden.
Beide plannen zijn verworpen, het noordelijke uit vrees voor slibaanvoer naar de lagune van Venetië, het zuidelijke in verband met de plannen voor de Valli di Comacchio (visserij en inpoldering). Verhoging van dijken blijft dan toch als enige oplossing over.

In het voorgaande is uitdrukkelijk gesteld dat de afleiding van water alleen plaats zal vinden tijdens de hoogwaterperiode, en wel met een regelbare stuw in het afleidingskanaal. Gedurende deze korte periode zal afzuiging ontstaan direct bovenstrooms van het kanaal, dus waterstandsverlaging en stroomversnelling. Enige uitschuring van de bodem aldaar kan het resultaat zijn. Daarentegen zal benedenstrooms van dit punt de rivier wel minder water maar niet minder sediment afvoeren (stuw met bovenafvoer). De verhouding s/Q zal dus groter worden, resulterend in een lokale aanzanding. Deze aanzanding zal echter na het hoogwater spoedig weer opgeruimd zijn. Geheel anders zou de situatie worden indien het afleidingskanaal permanent open zou staan en er dus in feite een riviersplitsing zou worden gecreëerd. In het hypothetische geval dat rivier en afleidingskanaal dezelfde lengte en diepte zouden hebben, en bovendien de sedimentaanvoer per m^3 water (dus s/Q) dezelfde zou zijn, zou een - labiel - evenwicht mogelijk zijn. Dit geval zou echter letterlijk hetzelfde effect hebben als een rivierverbreding beneden het splitsingspunt. In eerste instantie zou dan inderdaad een verlaging van waterstanden optreden, maar dit zou op den duur door aanzanding ongedaan worden gemaakt. We hebben dan een nieuw evenwicht waarbij theoretisch zelfs in de brede, ondiepe rivier een iets sterker evenwichtsverhang zou heersen, dus zelfs verhoging van waterstanden zou optreden.
In het bovenstaande werd gesproken van een labiel evenwicht. Uit een tijdsafhankelijke computerberekening is namelijk gebleken dat, indien het produkt h.i. voor rivier en kanaal niet exact dezelfde waarde heeft (dus bijvoorbeeld verschil in lengte), de tak met de kleinste h.i. op den duur volledig zal verzanden. Daarbij is dan nog aangenomen dat de sedimentaanvoer s/Q naar beide takken exact dezelfde waarde heeft. Nu zal ook dit niet het geval zijn; door bochtwerking zal bijvoorbeeld het aftakkende

kanaal een grotere aanvoer per m^3 water ontvangen. Ook dit zal tot definitieve aanzanding leiden. Men zal zich wellicht afvragen waarom vertakkingen in benedenlopen dan toch een lang leven kunnen hebben. Afgezien van het feit dat dergelijke vertakkingen vaak een bijzonder instabiel splitsingspunt hebben, kan een zeker evenwicht in water- en zandafvoerverdeling ontstaan door de invloed van het bodemtransport. Zodra namelijk in een tak aanzanding ontstaat, treedt een bodemdwarsverhang op waardoor een deel van het transport afgebogen wordt naar de andere tak en dus de aanvoer van sediment zich wijzigt.

7.2.6 Beheersing door vergroting van de afvoercapaciteit

In de voorgaande sub-paragraaf werd verlaging van de topwaterstand van een hoogwatergolf verkregen door vermindering van de maximum afvoer. In de afvoerformule:

$$Q = CBh^{3/2}i^{1/2}$$

voor een rivier met rechthoekig profiel, en aannemende permanentie, betekent dus een verlaging van Q, bij gelijk blijvende C, B en i, een evenredige verlaging van $h^{3/2}$. De waterstandsdaling is dus evenredig met de afvoerdaling tot de twee-derde macht. We kunnen echter ook een verlaging bereiken door vergroting van termen uit de tweede helft van de vergelijking, waarin de afvoercapaciteit tot uitdrukking komt. Dit kan zijn:

- vergroting van de C-waarde, dus glad maken van de bodem;
- vergroting van het dwarsprofiel Bh;
- vergroting van het verhang i.

Een dergelijke verlaging van topstanden houdt echter in dat de berging in de rivier afneemt, en dus dat de demping van de afvoer minder sterk zal worden. Dit kan onaangename consequenties hebben voor het rivier-vak benedenstrooms van het verbeterde riviergedeelte. In fig. 7.2-23 is dit nader toegelicht.

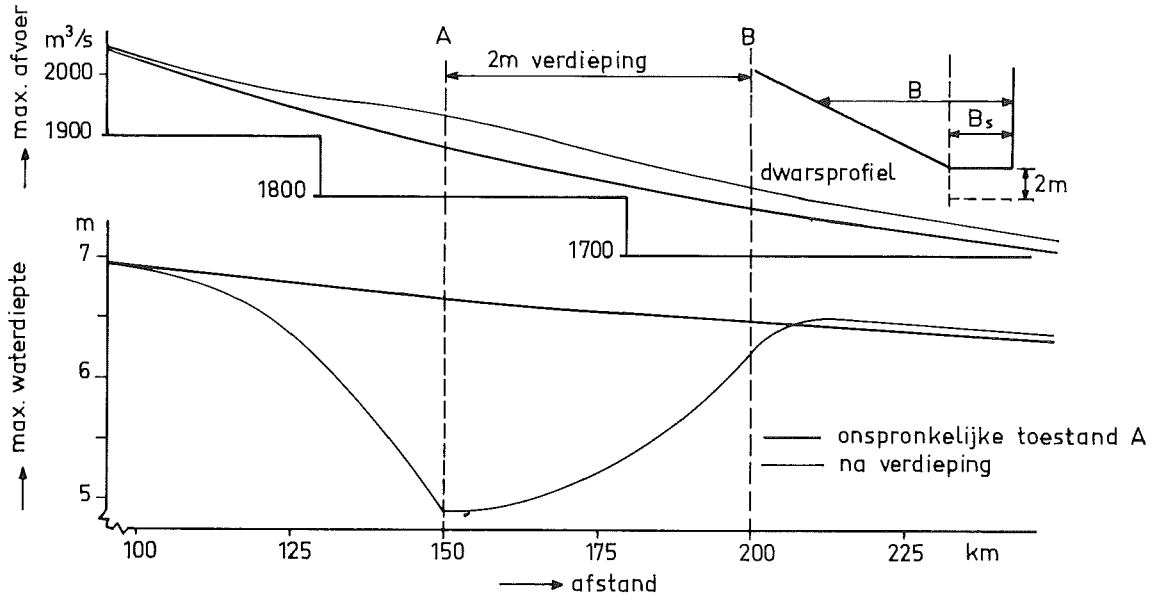


fig. 7.2-23 Gevolgen van plaatselijke capaciteitvergroting op de topstanden boven- en benedenstrooms

In dit voorbeeld is de rivier A_2 uit fig. 7.2-19 aangehouden; tussen de km 150-200 is het stroomvoerend bed verlaagd met 2 m. Als resultaat van de computerberekening blijkt dat de verlaging, die bij km 200 nog gering is, meer bovenstrooms toeneemt totdat de verlaging van 2 m bijna bereikt is. Bovenstrooms van km 150 neemt de verlaging, evenals een negatieve stuwkromme, weer af. Bij km 100 is de invloed uitgewerkt. Er blijkt echter ook dat beneden km 200 een verhoging van ongeveer 10 cm optreedt, veroorzaakt door het verlies aan komberging tussen km 100 en 200. De afvoerdemping wordt daardoor kleiner, zoals uit de bovenste grafiek moge blijken. Met dergelijke ongunstige invloeden dient dus steeds rekening te worden gehouden. Dit is trouwens ook het geval indien in een bepaald riviervak de bandijken worden verhoogd. Daardoor zal de kans op doorbraak in dat vak verminderen, maar benedenstrooms zal deze "gunstige" invloed van eventuele doorbraken wegvallen. Dit is bijvoorbeeld bij de Rijn het geval, indien in Duitsland besloten wordt tot bandijkverhoging.

Reductie van de ruwheid

Het gaat dus om vergroting van de C-waarde, hetzij in het laagwaterbed, hetzij in het hoogwaterbed. Een kunstmatige verhoging van de C-waarde in het laagwaterbed is onmogelijk; de rivier zelf vormt zandribbels en duinen die bepalend zijn voor de C-waarde. In het hoogwaterbed ligt de zaak gunstiger. Door egalisatie van het terrein, het opruimen van heggen en andere begroeiing, en het beweiden door vee ter voorkoming van hoog onkruid is de C-waarde te vergroten, bijvoorbeeld van 35 to 45 $m^{1/2}/s$. Een dergelijke maatregel zal men uiteraard alleen nemen indien het hoogwaterbed een relatief groot aandeel heeft in de afvoer van hoogwatergolven. Dit is het geval bij de Rijntakken, waar in sommige secties het hoogwaterbed 50% van de totale afvoer neemt. De Rivierenwet geeft de nodige bevoegdheden om deze gunstige verdeling te bewerkstelligen en te handhaven. Uiteraard is toezicht nodig om te verhinderen dat clandestien werken worden uitgevoerd, die de afvoercapaciteit zouden verkleinen.

Vergroting van het dwarsprofiel

Ook hier kan weer onderscheid worden gemaakt tussen laagwaterbed en hoogwaterbed. Verruiming van het laagwaterbed van een riviervak is mogelijk door de breedte en/of de diepte te vergroten met behulp van baggerwerk. Hierdoor wordt echter het rivierevenwicht verbroken.

Door sedimentatie zal na kortere of langere tijd het evenwicht weer hersteld worden. Alleen bij rivieren met klein sedimenttransport zal deze periode lang duren, en is deze oplossing economisch verantwoord. Uiteraard is het mogelijk om door permanent baggerwerk het riviervak continue op het gewenste dwarsprofiel te houden. Dit zou verantwoord kunnen zijn, indien voor het sediment een nuttige bestemming zou worden verkregen. Permanent baggeren betekent niet alleen verlaging van bodem en waterstanden in het betrokken riviervak. Ook beneden- en bovenstrooms zullen bodem en waterstanden verlagen; benedenstrooms omdat de rivier zich gaat instellen op een kleinere sedimentaanvoer, dus kleiner quotient S/Q, kleinere i en volgens Chézy dus grotere h; bovenstrooms omdat de basiswaterstand gaat dalen, en dus waterstanden en bodem boven het gebaggerde vak meedalen. Dergelijke dalingen van waterstanden en bodem kunnen wel aantrekkelijk zijn voor de hoogwaterbeheersing, maar zij kunnen ook overwegende bezwaren opleveren, zoals het baggeren in de Rijn gedurende de laatste eeuw heeft aangetoond. Door dit baggeren van zand en grind voor de handel zijn bodemdalingen van enige meters opgetreden, waardoor ook de lage waterstanden aanzienlijk daalden. Dit gaf problemen ten aanzien van verdroging van land, funderingsproblemen van brugpijlers en kademuren, ontoegankelijkheid van havens en sluizen, enz. Daarom is dit baggeren thans zeer sterk beperkt.

Verlaging van het zomerbed kan zin hebben als het hoogwaterbed nauwelijks bijdraagt aan de totale afvoercapaciteit. In geval van een groot hoogwaterbed zal verruiming van het laagwaterbed nauwelijks verlaging van topstanden inhouden, omdat deze verlaging leidt tot vermindering van de afvoercapaciteit van het hoogwaterbed. In dat geval kan het voordeel hebben om het hoogwaterbed te verruimen. Verruiming van het hoogwaterbed in de breedte door verlegging van eventuele bandijken zal zelden toepasbaar zijn in verband met de aanwezige bewoning. Verruiming in de diepte door afgraving zal vaker mogelijk zijn al zal dit vooral beperkt blijven tot lokale afgravingen, bijvoorbeeld als compensatie voor werken die het hoogwaterbed versmallen zoals overbruggingen. De diepte van afgraving wordt beperkt door de eis dat op het afgegraven land gras moet groeien, dus boven de grondwaterstand moet liggen en bovendien na afgraving bedekt moet worden met een laag "warme" (bacteriebevattende) teelaarde.

Bij vele rivieren zal door het hoge slibgehalte van de hoogwatergolf aanslibbing optreden in het hoogwaterbed. Bij een vrij meanderende rivier zal deze aanslibbing periodiek worden opgeruimd, en zal de rivier dus zelf voor de aanwezigheid van een ruim hoogwaterbed zorgen. Bij vastgelegde rivieren kan dit niet meer en zal dus de afvoercapaciteit van het hoogwaterbed geleidelijk afnemen. Periodieke afgraving zou dan nodig kunnen zijn, maar bij rivieren zoals de Rijntakken zorgen de steenfabrieken voor deze afgraving. Vroeger was het de gewoonte dat elke generatie eenmaal zoveel klei liet afgraven als de aanslibbing in een generatie bedroeg. Op het afgegraven terrein werd dan weer gras gezaaid. Tegenwoordig komt het meer en meer voor dat mechanisch de hele kleilaag tot het grondwater wordt verwijderd. Dit is niet in het belang van de continuïteit van de steenfabrieken omdat in de ontstane plassen rijshout gaat groeien, waardoor de nieuwe aanslibbing onbruikbaar wordt voor de baksteenfabrikage; maar ook niet in het belang van de hoogwaterbeheersing omdat extra weerstand tegen afstroming wordt gevormd. Een doelmatige afgraving is dus in beider belang; ook van milieuzijde kan men hiertegen geen bezwaar maken omdat het typische weidelandschap van de uiterwaarden wordt behouden.

Tenslotte wordt in het onderstaande een voorbeeld gegeven van een wijziging van het hoogwaterbed zoals deze rond 1950 is uitgevoerd ter verbetering van het Pannerdensch Kanaal (fig. 7.2-24).
Dit Pannerdensch Kanaal was voor de 18e eeuw de fortgracht van het fort Pannerden; het versperde de toegang naar de Betuwe tussen de bandijken van Waal en Nederrijn. De splitsing van Waal en Nederrijn lag toen direct bovenstrooms van Lobith. Toen de bovenmond van de Nederrijn begon te verzanden, en Nederrijn en IJssel bij lage Rijnafvoer steeds minder water kregen, werd in het begin van de achttiende eeuw besloten om een nieuw splitsingspunt te maken; dit werd verkregen door het doorsteken van de bandijken aan de uiteinden van de fortgracht; het Pannerdensch Kanaal was ontstaan, een rivier zonder hoogwaterbed. Daarom werd de oude mond van de Nederrijn niet volledig gesloten; een overlaat zorgde dat het Oude Rijn gebied (zoals het afgesloten deel thans heet) althans bij hoogwater een bijdrage leverde aan de afvoer. De afvoercapaciteit was, door de aanwezigheid van de volkomen overlaat echter vrij gering, zodat op het Pannerdensch Kanaal bij hoogwater veel sterkere verhangen optraden dan bovenstrooms ervan (zie figuur). Sterke bodemerosie in dit

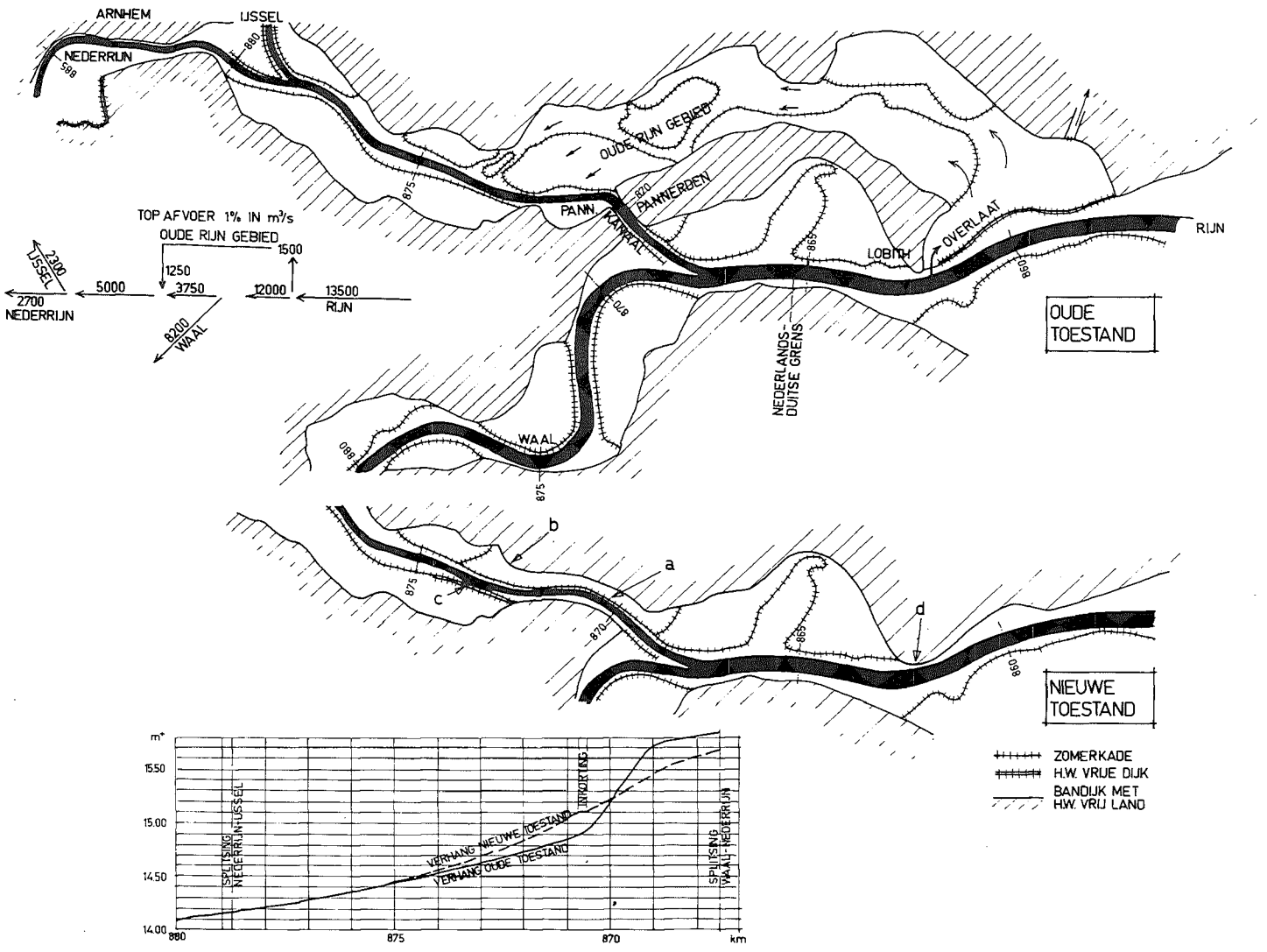


fig. 7.2-24 De verbetering van het Pannerdensch Kanaal

riviervak traden dan ook op tijdens hoogwater, plaatselijk zelfs tot 3 à 4 m. De stabiliteit van de direct langs het laagwaterbed gelegen bandijken kwam hierdoor in gevaar. Andere bezwaren waren:

- de regelmatige inundatie van het Oude Rijn gebied, zonder dat dit van belang was voor de rivier;
- het uitstromen van een deel van dit water naar de Oude IJssel, zodat in dat gebied ook inundaties optraden;
- de scherpe knik in het Pann. Kanaal, die hinder gaf voor de scheepvaart.

In verband met de bovengenoemde bezwaren werd rond 1950 overgegaan tot een radikale verbetering. Deze bestond uit:

- het omleggen van het laagwaterbed;
- het terugleggen van de bandijken;
- het sluiten van de overlaat te Lobith;
- het leggen van een bandijk aan de benedenzijde van het Oude Rijn gebied;
- het verhogen van enige zomerkaden
  zodat enige extra weerstand werd gevormd ter verkrijging van een meer gelijkmatige verhangovergang, en dus minder uitschuring resp. aanzanding.

Uit de tekening van het nieuwe verhang blijkt dat het doel bereikt is, zij het dat de waterstand aan het splitsingspunt volgens berekening nog iets te laag ligt. Om een ongewijzigde afvoerverdeling tussen Waal en Pann. Kanaal te bereiken dienen daarom nog enkele weerstanden op de Waal te worden verwijderd, hetgeen mogelijk zal zijn bij de voorgenomen bochtafsnijdingen op de Waal.

Versterking van het verhang

Dit wordt bereikt door bochtafsnijdingen, en is dus alleen mogelijk bij meanderende rivieren. Door de inkorting van de rivierlengte zal - bij aanhouding van dezelfde topstanden - het verhang gemiddeld groter worden en de afvoer van het zomerbed toenemen. De afvoer van het hoogwaterbed zal niet toenemen, en deze oplossing verliest dus veel aan waarde indien de betrokken rivier een hoogwaterbed heeft met een grote afvoercapaciteit. Stel een totale afvoer van 10.000 m^3/s, waarvan 50% door het laagwaterbed. Als de rivierlengte gehalveerd wordt, dus i verdubbeld, zal de zomerbedafvoer met $\sqrt{2}$ toenemen tot 7000; dan kan bij dezelfde waterstanden dus de topafvoer toenemen van 10.000 m^3/s tot 12.00 m^3/s.

De herhalingstijd van deze topafvoer neemt daardoor bijvoorbeeld toe van 80 tot 100 jaar. Ongunstiger wordt het resultaat indien we door bochtafsnijding de topstanden willen verlagen bij dezelfde herhalingstijd. Immers, verlaging betekent minder berging én een kleinere afvoercapaciteit van het hoogwaterbed.

In het voorgaande is aangenomen dat door rivierinkorting het verhang versterkt, en ook versterkt blijft. Dit laatste is echter niet het geval. Zoals in hoofdstuk 6 bij de berekening van een bochtafsnijding is aangetoond, zal het evenwicht van het sedimenttransport verbroken worden. Bovenstrooms van de bochtafsnijdingen zal erosie optreden totdat het oude verhang hersteld is, en het quotiënt s/Q weer dezelfde waarde heeft gekregen. Weliswaar is ook nu een verlaging van topstanden het resultaat, maar de bodemverlaging werkt naar boven door, hetgeen ongunstige gevolgen kan hebben voor grondwaterstanden, funderingen, haventoegangen, enz.
Het bekendste voorbeeld van een rivier waarin vele bochtafsnijdingen zijn uitgevoerd (voor hoogwaterbeheersing en scheepvaart) is de midden Mississippi. In de jaren dertig werd begonnen met enkele afsnijdingen teneinde na te gaan of geen ongunstige gevolgen te duchten waren.
Men was namelijk bevreesd voor excessieve zandverplaatsingen en instabiliteit van de bochtafsnijdingen. Toen dit niet het geval bleek te zijn, is een groot aantal bochten afgesneden, waardoor de rivierlengte tot ongeveer de helft werd teruggebracht.

Een Nederlands voorbeeld van vergroting van de afvoercapaciteit met behulp van de eerder genoemde methoden wordt gegeven door de tussen 1930 en 1940 uitgevoerde Maasverbetering (fig. 7.2-25).
Doel van dit project was de sluiting van de Beerse overlaat. Bij hoogwater werd door deze overlaat een groot gebied geïnundeerd, waardoor dit gebied in ontwikkeling achterbleef. De consequentie van de sluiting was dat de afvoercapaciteit van de Maas benedenstrooms van de overlaat vergroot diende te worden met de afvoer van de overlaat. De overlaat begon te werken bij een Maasafvoer van 1300 m^3/s (herhalingstijd 2 jaar). Bij de ontwerp afvoer van 3200 m^3/s (herhalingstijd tussen de 100 en 200 jaar) werd 1400 m^3/s via de overlaat afgevoerd. De capaciteit beneden de overlaat diende dus vergroot te worden met $\frac{1400}{1800}\ 100 = 75\%$.

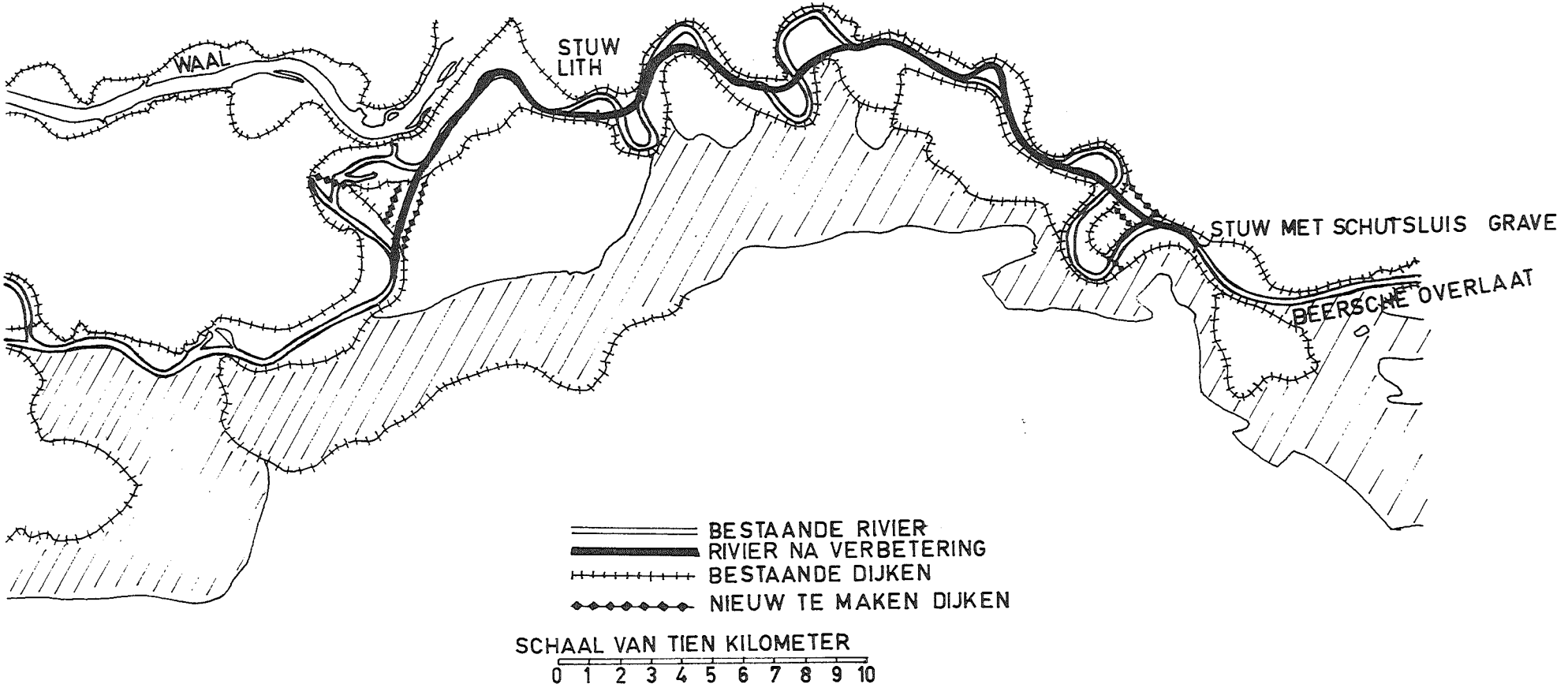


fig. 7.2-25 De Maasverbetering

Het gewenste resultaat werd bereikt door een reeks van maatregelen, namelijk:

1, opruiming van obstakels in het hoogwaterbed. Gezien de geringe afmetingen van het hoogwaterbed was de invloed hiervan slechts enige procenten;

2, verruiming van het laagwaterbed door verbreding (van 100 m tot 135 m) en verdieping (5% bij hoogwater). Deze verruiming was in dit geval verantwoord in verband met het geringe sedimenttransport, waardoor reeds bodemverlaging optrad;

3, bochtafsnijdingen, resulterend in een inkorting van 50 km tot 37 km, waardoor een verhangversterking met 50% optrad.

Deze maatregelen hadden het gewenste resultaat. Wel diende nabij Lith een stuw te worden gebouwd om de ongewenste verlaging van laagwaterstanden tegen te gaan.

7.2.7 Keuze en rechtvaardiging

De keuze uit de in voorgaande sub-paragrafen besproken methoden tot betere beheersing van hoogwatergolven hangt in de eerste plaats af van de technische mogelijkheden, die weer afhankelijk zijn van de topografie van het riviersysteem, de hydrologie van dit gebied, en de morfologie van de rivier. Daarnaast speelt uiteraard de kostenvergelijking tussen de aanwezige mogelijkheden een rol.
Bijna altijd is indijking van het te beschermen gebied één van die mogelijkheden. In het bijzonder als het gaat om gebieden van beperkte omvang is de kostenvergelijking meestal in het voordeel van bedijking.
Van de methoden tot verlaging van de topafvoer is de eerder genoemde Po-oplossing, waarbij het bergingssysteem in het hoogwaterbed wordt verbeterd, zelden aanbevelenswaardig. Ook het systeem van vele niet-regelbare kleine reservoirs in de brongebieden zal zelden tot spectaculaire verbetering leiden, althans bij grote hoofdrivieren waar de te verbeteren toestand ver stroomaf ligt. Ten aanzien van de bouw van grote regelbare reservoirs kan de beoordeling gunstiger zijn indien aan een aantal voorwaarden kan worden voldaan, zoals:
- topografische mogelijkheid van grote reservoirs;
- berging van een aanzienlijk deel van de hoogwatergolf;
- looptijd tussen reservoir en te beschermen gebied niet te lang;
- kleine berging in hoogwaterbed.

Door al deze eisen zal het niet vaak voorkomen dat een aantrekkelijke oplossing gevonden wordt. Het verminderen van de maximum afvoer door afleiden van water kan een goede oplossing zijn maar ook hier moet topografisch de mogelijkheid bestaan.
Tenslotte de capaciteitsvergroting van de rivier. Voor meanderende rivieren kan dit een goede oplossing geven; men zal echter terdege met de consequenties rekening moeten houden ten aanzien van de topstanden beneden het te beschermen gebied, de bodemverlaging boven dit gebied, de massale sedimentverplaatsingen, en het eventueel noodzakelijke vastleggen van bochtafsnijdingen.

Eén van de meest nijpende probleemgebieden ten aanzien van hoogwaterbeheersing in de wereld is wel Bangladesh. In deze delta van Ganges, Brahmaputra en Mechna worden vrijwel jaarlijks grote gebieden overstroomd, waardoor de economische en sociale ontwikkeling wordt verhinderd.

Door bodemdaling en zeespiegelrijzing wordt de toestand er niet beter op. Daartegenover staat een bevolkingstoename die tot de hoogste in de wereld behoort. Bezien we nu de mogelijkheden om tot betere hoogwaterbeheersing te komen, dan is het perspectief bijna uitzichtloos.
Vergroting van de afvoercapaciteit is niet mogelijk; de rivieren zijn niet voldoende meanderend om inkorting te geven, en het sedimenttransport is veel te groot om profielvergroting door baggeren te aanvaarden.
Verkleining van de maximum afvoer met behulp van reservoirs is topografisch niet haalbaar; het feit dat de gebieden waar dit zou moeten geschieden in het niet welwillende India liggen nog daar gelaten.
Afleiding van water via een deltatak - de Garai - zou enige verbetering kunnen geven, maar dit vraagt om onder andere een zeer kostbare kanalisatie en bedijking.
Blijft het indijken van een groot deel van het land. Dit is echter een gecompliceerde en uiterst kostbare onderneming, en wel om de volgende redenen:

- er is een enorm netwerk van rivieren, kreken, en estuaria. Ter beperking van de kosten zal een groot aantal binnendijks gebracht moeten worden, en als irrigatie- en drainagekanalen kunnen dienen. De overblijvende vrij afstromende rivieren zullen dan zwaarder belast worden, waardoor waterstandsverhogingen zullen optreden;
- een verdere verhoging van waterstanden treedt op door vermindering van komberging en afvoercapaciteit via het overstroomde land;
- de overblijvende vrije rivieren zijn zeer beweeglijk, terwijl fixatie over het algemeen te kostbaar zal zijn. De dijken zullen dus op grote afstand van de rivieren komen;
- de zeer vele estuaria zullen voor een groot deel gesloten moeten worden omdat de cyclonen vanuit zee grote overstromingen kunnen geven;
- de bevolking is niet gewend aan dijken. Het uitblijven van overstromingen heeft bij proefobjecten dan ook al geleid tot het doorsteken van dijken. Ook om deze reden is het noodzakelijk om met kleine proefpolders te beginnen, en de bevolking de voordelen van beheerste irrigatie en drainage te tonen.

Ook bij projecten tot betere beheersing van overstromingen zal men zich met behulp van economische en sociale beschouwingen een oordeel dienen te vormen betreffende een eventuele rechtvaardiging van de

uitvoering van deze projecten. Gaat men uit van een rentabiliteits-berekening, dus een kosten-baten analyse, dan kan de civiel ingenieur nog wel een raming geven van de kosten. Zo kan bij een dijkaanleg een indruk worden gegeven van de kosten van aanleg, onderhoud en beheer bij verschillende hoogte van de kruin van de dijk, bijvoorbeeld bij elke halve meter verhoging = verdubbeling van de herhalingstijd van overstroming. De bepaling van de schade is veel moeilijker. Deze is al moeilijk bij een bestaande infrastructuur, maar het is juist de bedoeling dat door de werken het land tot ontwikkeling komt, dus kostbaarder landbouwmethoden, stedenbouw, industrie en een betere communicatie. Deze komt echter pas geleidelijk tot stand, en een econoom zal moeten zeggen hoe kosten en baten in de tijd zullen moeten worden verdeeld. Een ander punt is de hoogte van de dijken. De kosten hiervan zullen wellicht evenredig zijn met de tweede macht van de kruinhoogte, maar de baten zullen boven een bepaalde kruinhoogte steeds minder toenemen. Er is dus ergens een optimum, en als bij dit optimum de baten hoger zijn dan de kosten dan kan het project gerechtvaardigd zijn. Dit zal echter bij hoogwaterbestrijdingsprojecten in vele gevallen niet zo zijn. Ook dan kan uitvoering gerechtvaardigd zijn, zelfs kan een nog hogere dijkskruin dan de optimale worden gekozen maar dan zal de rechtvaardiging uit de sociale hoek moeten komen. Men kan dan denken aan de mensenlevens die op het spel staan, en deze in geld trachten te waarderen. Maar dit is zo een ridicule zaak, dat dergelijke berekeningen thans niet meer worden gedaan. In wezen is het een gevoelszaak, die door politici moet worden behandeld, en in het parlement worden beslist.
De vraag is dan waar men de beschikbare fondsen voor wil besteden, gezondheidszorg, oude dag voorziening, andere sociale voorzieningen, verkeersveiligheid, enz., maar ook verdrinking en ontbering door overstroming. Zo is bij de Deltawerken, waar bij overstroming grote kans op verdrinking bestaat, de optimale dijkhoogte (3000 jaar herhaling) verhoogd tot 10.000 jaar herhalingstijd. Bij rivierdijken, waar de kans op verdrinking bij overstroming kleiner is, is door de betreffende commissie de 3000 jaar aangehouden.
Behalve deze problemen waarover niet door de rivieringenieur mag worden beslist, spelen bij ontwikkelingsgebieden nog andere vraagstukken een rol, zoals koste wat het kost de ontwikkeling stimuleren, ook als deze economisch niet verantwoord is.

7.2.8 Drainage van het hoogwaterbed

Voor de benutting van het hoogwaterbed is niet alleen de beheersing van hoogwater van belang. Van groot belang is ook een goede drainage - natuurlijk of kunstmatig - van dit hoogwaterbed bij middelbare en lagere rivierstanden. Deze drainage op de rivier vindt veelal plaats via oude rivierlopen, geulen en plassen in het hoogwaterbed, waarbij kunstmatig verbetering is aangebracht met behulp van drains, sloten en afwateringskanalen.
Het zal duidelijk zijn dat een goede natuurlijke drainage grotendeels bepaald wordt door de hoogteliggingen van het maaiveld ten opzichte van de waterstanden in de rivier. Is dit verschil erg klein dan zullen regelmatig verdrassingen optreden in delen van het hoogwaterbed. Een dergelijke ongunstige toestand kan optreden als het lengteprofiel van de rivier nog niet in evenwicht verkeert, maar geleidelijk omhoog komt, terwijl de aanslibbing in het hoogwaterbed naijlt of zelfs geheel heeft opgehouden in geval van indijking. In geval van versnelde erosie, zoals bij de eerder besproken rivier de Reno, kan de toestand extreem ongunstig worden.
Een ongunstige toestand kan ook veroorzaakt worden doordat niet het rivierbed en de waterstand rijzen, maar doordat het hoogwaterbed daalt. Dit kan veroorzaakt worden door bodeminklinking (Mississippi-delta), door tectonische werking (Ganges-Brahmaputra), door mijnen onder het hoogwaterbed (Rijn, Maas) en door gaswinning (Po).
In bovenstaande gevallen treedt deze ongunstige toestand reeds op bij permanente waterafvoer. Echter kan ook een ongunstige toestand optreden bij niet-permanente waterbeweging, als na de hoogwatergolf de afvoercapaciteit van het laagwaterbed benedenstrooms van het beschouwde gebied snel kleiner wordt, waardoor de afvoer stagneert en het lang duurt voordat een voldoende drainage is verkregen. Dit kan optreden bij sterk meanderende rivieren, maar vooral bij sterk vlechtende rivieren met hun vele ondiepe takken. Een bekend voorbeeld hiervan was de sectie van de Rijn beneden Basel, waar in de vorige eeuw grote rivierwerken zijn uitgevoerd onder andere ter verbetering van de drainage.

Verbetering van de drainage wordt uiteraard verkregen door verlaging van lagere waterstanden. In geval van versnelde erosie zal deze eerst gestopt moeten worden, teneinde het gunstige effect van eventuele werken niet te

zien verdwijnen. Het tegengaan van versnelde erosie zal echter nooit op korte termijn tot verbetering van een ongunstige toestand leiden. Verbetering in geval van een meanderende rivier wordt verkregen door bochtafsnijdingen, dus rivierinkorting benedenstrooms. In geval van een vlechtende rivier wordt verbetering bereikt door het samenvoegen van de geulen in één diepe geul.
In feite zijn deze oplossingen de enig mogelijke. Laat de morfologie van de rivier dergelijke verbeteringen niet toe, dan is kunstmatige drainage met behulp van pompstations de enige afdoende oplossing.

Bijlage I bij hoofdstuk 7.2

Het werken met numerieke modellen voor hoogwatergolven

1. een stukje historische ontwikkeling

Toen de computers er nog pas kort waren, maakte men voor elk nieuw probleem dat zich voordeed, een nieuw programma. Men zag al spoedig in, dat dit inefficiënt was, en men kwam ertoe programma's wat algemener op te zetten en zo geschikt te maken voor een bepaald type problemen. Tevens is hierbij de invoer voor de programma's leesbaarder gemaakt en toegankelijker voor de ingenieur. Daarmee hangt samen de ontwikkeling dat de functies van maker en gebruiker van de programma's gesplitst zijn.

2. verantwoordelijkheden

De taken van een ingenieur die gebruik maakt van een applikatie-pakket, zijn grof gezegd de volgende:

- nagaan of in zijn geval aan de veronderstellingen is voldaan, die ten grondslag liggen aan het pakket.
- het probleem schematiseren, d.i. zodanig vereenvoudigen dat het voor het pakket toegankelijk wordt.
- nagaan of de uitkomsten redelijk zijn.

Vooral ook het laatste mag niet worden veronachtzaamd, omdat de ontwerpende ingenieur verantwoordelijk blijft voor fouten in het ontwerp, ook al zijn deze het gevolg van fouten in een programma.

De programma-bouwer (software-ontwikkelaar) moet ervoor zorgen:

- dat de veronderstellingen duidelijk zijn omschreven,
- dat middelen voor fouten-detectie beschikbaar zijn.
- dat input en output goed leesbaar zijn.
- dat het pakket goed uitgetest is (volledig uittesten is meestal niet mogelijk)

Verder zal de software-ontwikkelaar streven naar flexibiliteit, d.w.z.

- zo ruim mogelijk toepassingsgebied.
- opzet zo kiezen dat latere uitbreidingen niet al te moeilijk aan te

brengen zijn

Als voorbeeld wordt het pakket FLOWS besproken, waarmee hoogwatergolven kunnen worden berekend, maar ook nog diverse andere verschijnselen. FLOWS dient voor berekening van stationaire en niet-stationaire stromingen en transporten van opgeloste stoffen en warmte in netwerken.

3. opzet van FLOWS

Aangezien dit pakket mede bedoeld was voor vrij langzaam verlopende verschijnselen, en tevens voor transporten van opgeloste stoffen en warmte, is gekozen voor een impliciete methode met Q en h op dezelfde plaatsen. In een netwerk (zie fig.1) betekent dit dat men bij elke tak aan beide uiteinden een Q en h heeft gedefinieerd (fig.2).

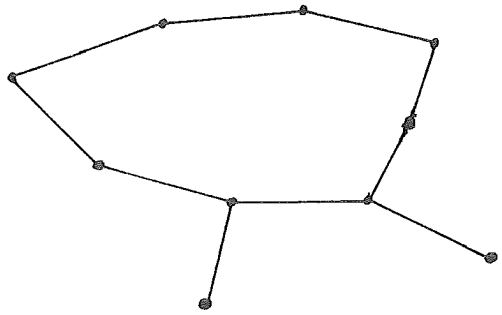


fig. 1.

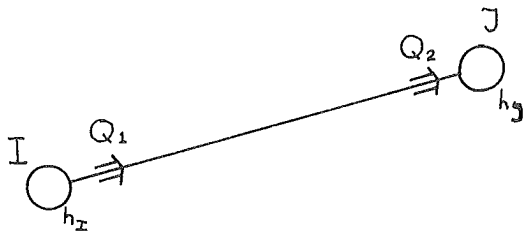


fig. 2.

Omdat h continu wordt verondersteld over het knooppunt, kan men h aan het knooppunt toekennen. Met continuiteitsvergelijking en bewegingsvergelijking kan men (gelineariseerde) relaties opbouwen van de vorm:

$$Q_1 = N_{1,1}\, h_I + N_{1,2}\, h_y + N_{1,3}$$

$$Q_2 = N_{2,1}\, h_I + N_{2,2}\, h_y + N_{2,3}$$

Voor elk knooppunt geldt $\Sigma Q = 0$ en als men bovenstaande vergelijkingen daarin substitueert, ontstaat een stelsel lineaire vergelijkingen met de h's

als onbekenden. Dit stelsel wordt opgelost, zodat men de h's heeft, waarna men de Q's kan vinden. Dit proces wordt voor elke nieuwe tijdstap herhaald.

4. opbouw van het programma-pakket

Een pakket als FLOWS bestaat uit een groot aantal samenwerkende onderdelen (subroutines).
Er zijn subroutines die de gegevens van de gebruiker lezen (afmetingen van het netwerk e.d.), subroutines die voor de diverse typen takken de coëfficienten N_{11} etc. berekenen. Er is een (grote) subroutine die al deze coefficienten verzamelt in een grote matrix, en die vervolgens dit stelsel vergelijkingen oplost. Er is een subroutine die de Q's berekent, en er zijn subroutines die diverse vormen van output verzorgen.

5. faciliteiten

Een gebruiker dient een model op te bouwen met behulp van elementen die in het pakket ter beschikking worden gesteld. Het is voor hem van belang dat een behoorlijk aantal typen van elementen beschikbaar is.
In FLOWS zijn momenteel de volgende elementen aangebracht:
ronde pijp, kanaal (met rechthoekige doorsnede), rivier (meer willekeurige doorsnede), elk van deze weer met keuze uit diverse weerstandsformules; reservoir, overlaat, stuw, duiker, pomp, Q-h-kromme; tenslotte nog diverse typen randvoorwaarden.

6. toepassing

Als voorbeeld van toepassing van het pakket FLOWS op het gebied van hoogwatergolven zal de Dinkel behandeld worden.

Nauwkeurigheid van FLOWS

Bij het schematiseren moet men ook een indruk hebben van de numerieke nauwkeurigheid van het gebruikte programma. Bij golfvoortplantingsproblemen zijn de volgende twee getallen een geschikte maat voor de nauwkeurigheid:

$$N_c = \frac{\text{berekende voortplantingssnelheid}}{\text{"exacte" voortplantingssnelheid}},$$

$$N_d = \frac{\text{berekende golfdemping}}{\text{"exacte" golfdemping}}.$$

Beide grootheden wil men dicht bij 1 hebben, bijvoorbeeld niet meer dan enkele procenten verschillend van 1. In de hierbij gevoegde grafieken kan men zien hoe n_c en n_d van een aantal grootheden afhangen.
ρ is een grootheid die niet met de schematisering te maken heeft:

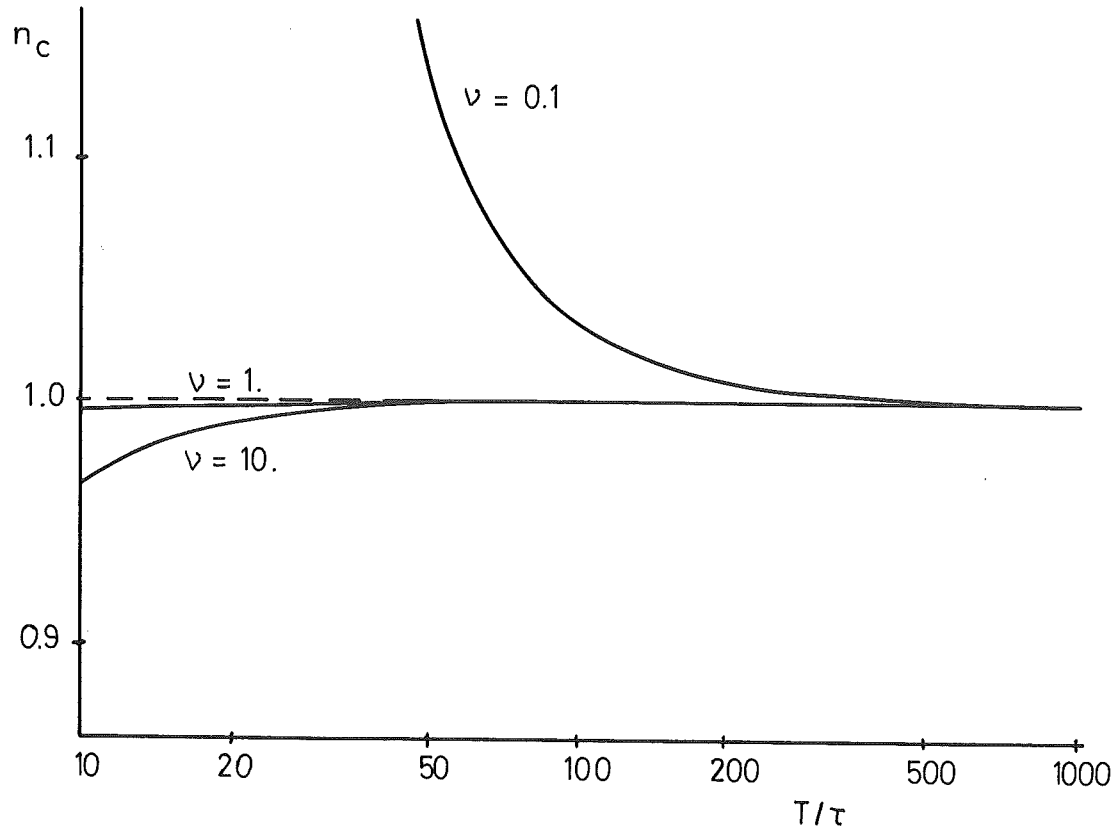
$$\rho = \frac{D}{3IL} = 3\,\frac{\text{diepte}}{\text{bodemhelling}\quad\text{golflengte}}$$

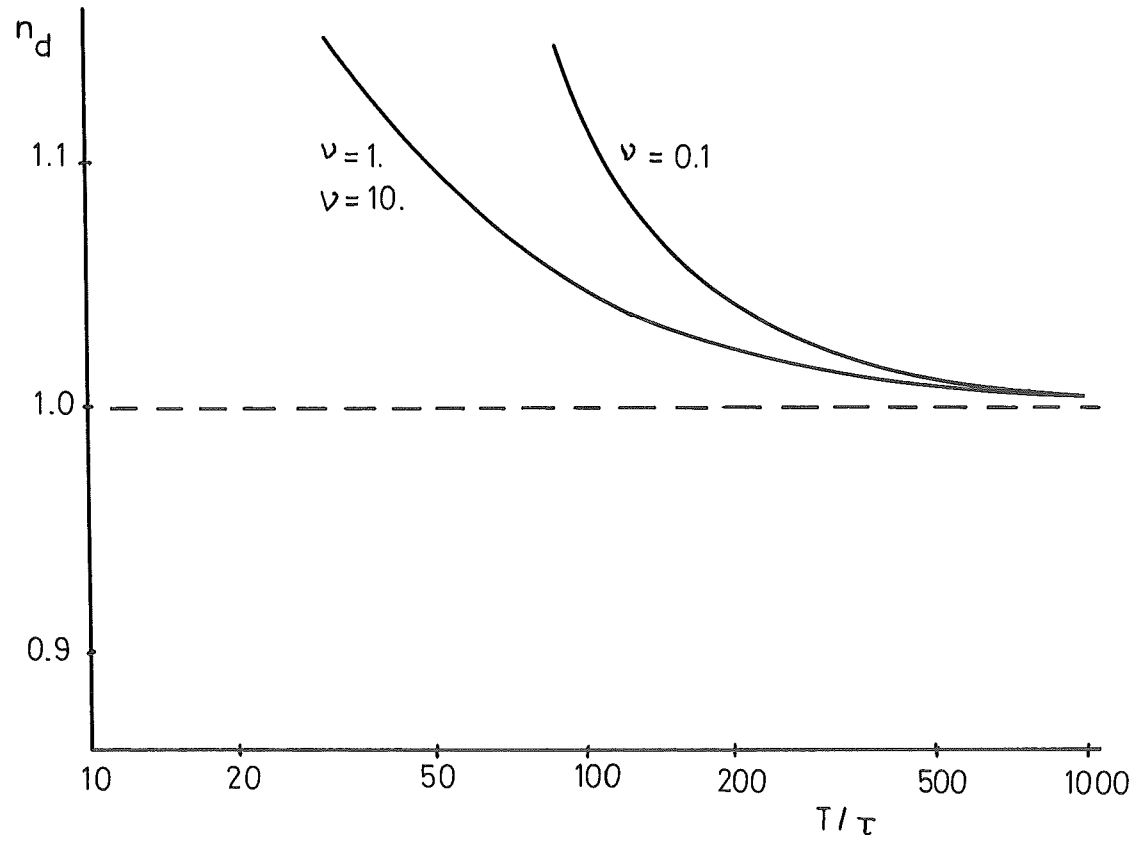
θ voert men in om enige demping in het model te krijgen; $\theta = 0.55$ is een veel gebruikte waarde.

voor de schematisering zijn vooral van belang:

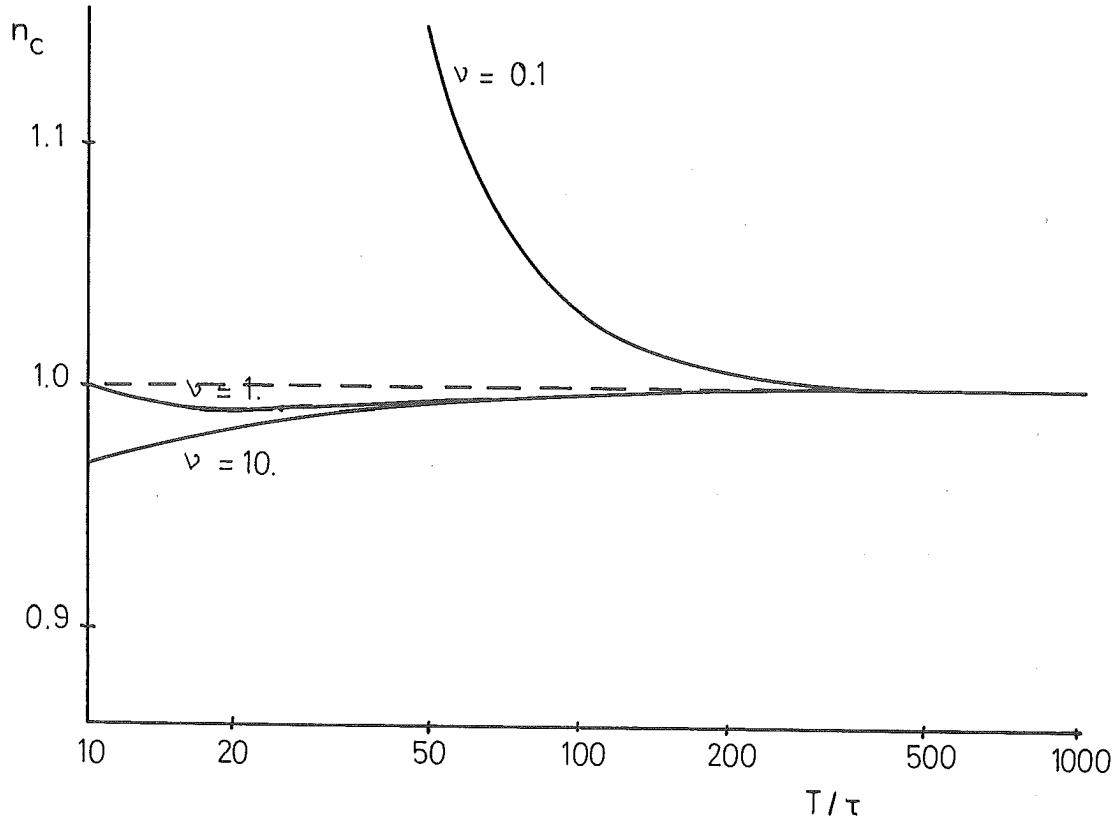
$$\frac{T}{\tau} = \frac{\text{golfperiode}}{\text{tijdstap}};$$

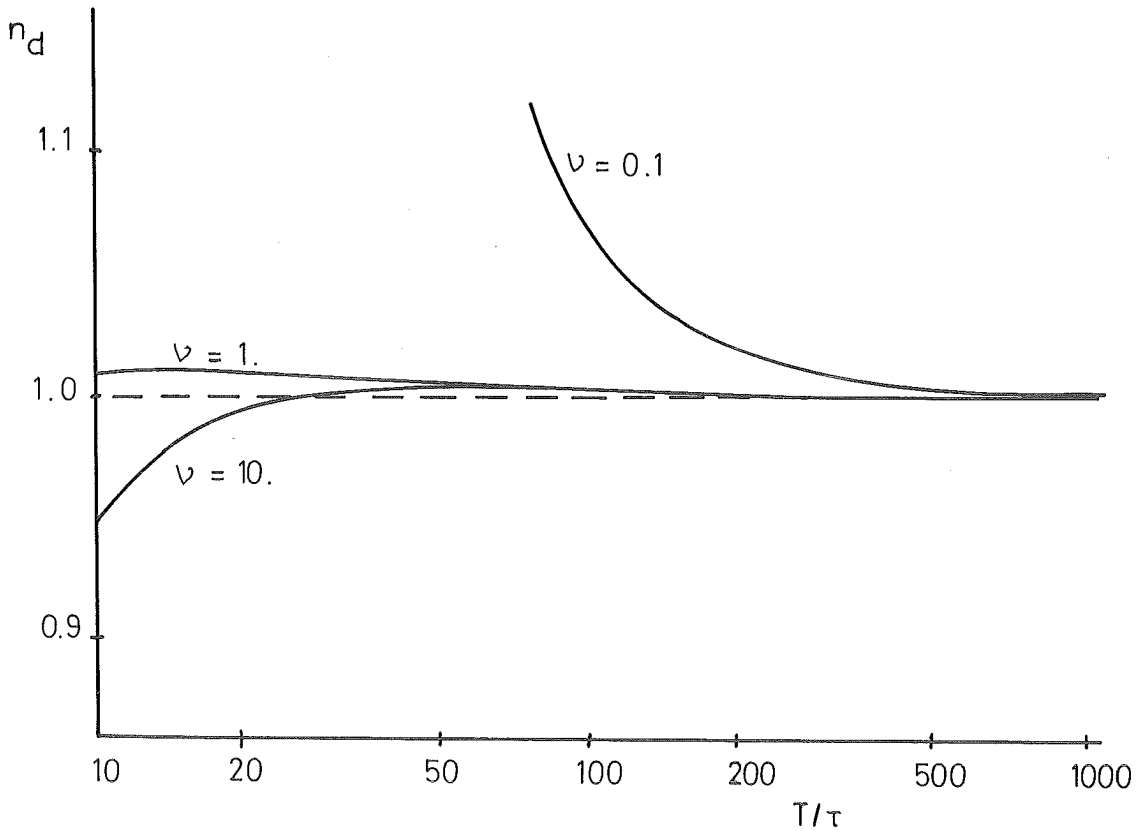
$$\nu = C_f \frac{\tau}{l} = \text{voortplantingssnelheid hoogwatergolf tijdstap/lengtestap.}$$



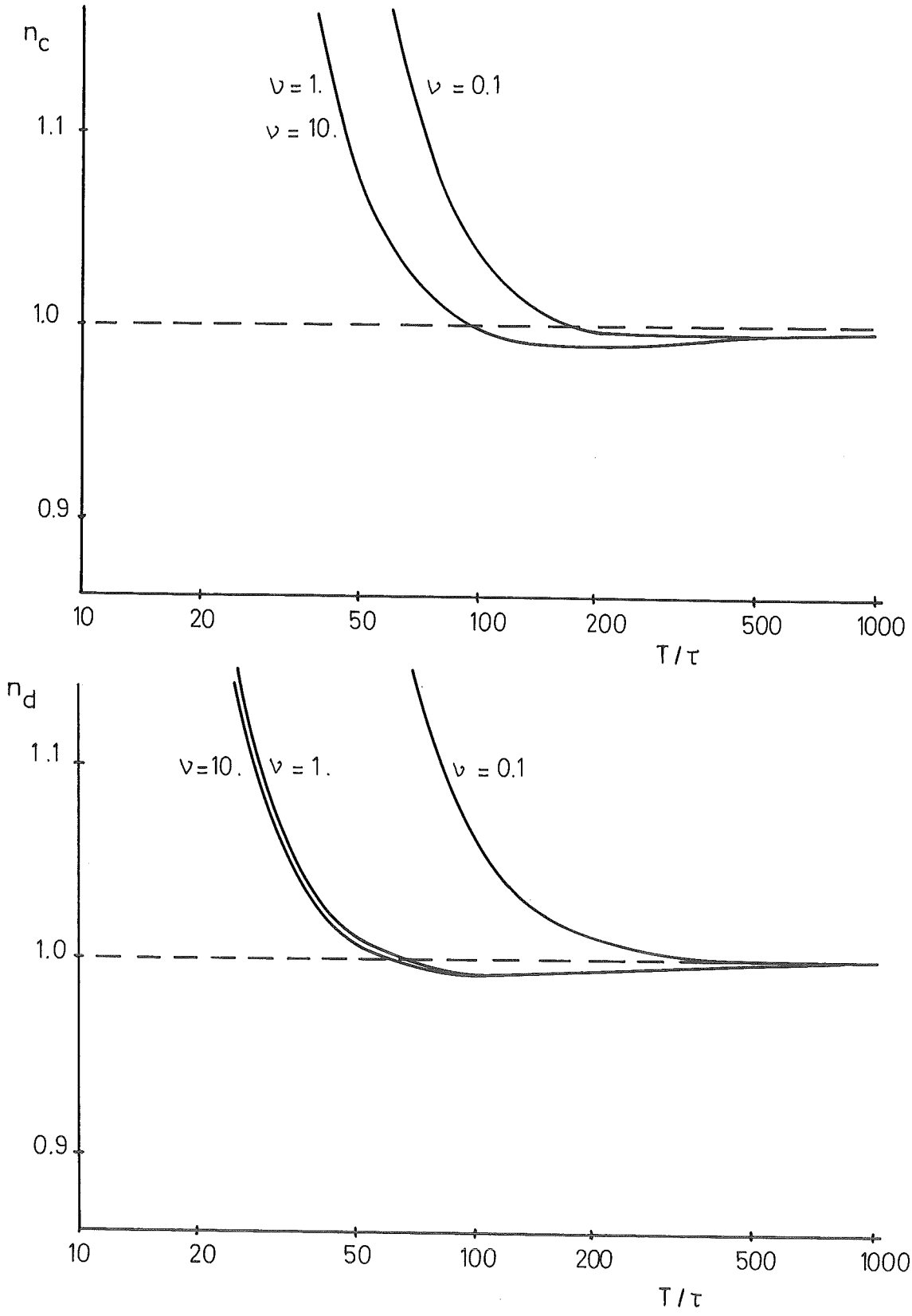


Plots of n_c and n_d ; θ 0.55 , ρ = 0.01.





Plots of n_c and n_d ; $\theta = 0.55$, $\rho = 0.1$.



Plots of n_c and n_d ; $\theta = 0.55$, $\rho = 1.$

Bijlage II bij hoofdstuk 7.2

1. INLEIDING

1.1 Doel

Deze "case"-studie beoogt meer dan één doel te dienen.
In de eerste plaats wordt hiermee een voorbeeld van een hoogwaterprobleem gegeven. Door een geval uit de praktijk te kiezen krijgt men nu eens geen vraagstuk onder ogen, dat met de geleerde technieken onmiddelijk is op te lossen, maar een probleem, dat eerst nog geschematiseerd moet worden. Een belangrijk aspect van deze studie is dan ook het analyseren van een probleem en het zodanig schematiseren van de gegevens, dat het oplosbaar wordt.
Daartoe moet uiteraard eerst de nodige gegevens worden verzameld en dit maakt dus eveneens deel uit van de studie. Welke gegevens hebben wij namelijk nodig?
Dit laatste hangt weer sterk samen met de te kiezen oplossingsprincipes uit het scala, dat ter beschikking staat. Hiervan wordt een overzicht gegeven. Pas hierna kan worden overgegaan tot het maken van berekeningen, waarbij bekende technieken kunnen worden toegepast.
Het sluitstuk van de studie wordt gevormd door het interpreteren van de resultaten van de berekeningen en het kiezen van de geëigende oplossing (en). Samenvattend kan worden gesteld, dat de case-studie laat zien hoe een onderzoek kan worden opgezet, waarbij het onderwerp er feitelijk niet toe doet.
Daarnaast worden reeds bekende oplossingsprincipes en hun uitwerking gedemonstreerd aan de hand van een reëel hoogwaterprobleem.

1.2 Werkwijze

Reeds is gesteld, dat deze case-studie kan worden opgevat als voorbeeld van een onderzoek; in dit geval naar de oplossing van een hoogwaterprobleem. Als consequentie hiervan wordt de tekst zoveel mogelijk in de vorm van een rapport opgesteld.
Dat rapport begint dan eigenlijk met hoofdstuk 2, het vooronderzoek.
Hierin wordt het te onderzoeken probleem ten tonele gevoerd:

- na een oppervlakkige kennismaking wordt het probleem omschreven;
- beperkende omstandigheden worden verzameld;
- relevante gegevens worden geïnventariseerd;
- er worden oplossingsprincipes bedacht;
- en tenslotte worden deze geconfronteerd met de gegevens, eisen, beperkingen e.d.

Zeer waarschijnlijk zal dan blijken, dat het aanbeveling verdient een of meeraspecten aan een nader onderzoek te onderwerpen.
Dit zal geschieden in hoofdstuk 3. Hierbij wordt aangestuurd op het maken van een wiskundig model, waarmee het mogelijk zal zijn de uitwerking van verschillende oplossingsprincipes te demonstreren. Omdat de case-studie deel uitmaakt van het college hoogwaterbestrijding, wordt dit onderdeel vanzelfsprekend uitgebreider behandeld dan bij een normaal onderzoek.

1.3 Projectkeuze

Hoogwaterproblemen zijn er op veel plaatsen ter wereld en ook in ons eigen land.
Zo is er het stroomgebied van de Dinkel in het oosten van Overijssel, waar nog vaak overstromingen voorkomen. Het is een klein-schalig probleem, wanneer wij kijken naar de betrokken oppervlakte aan land. Het is daarentegen een groot probleem, wanneer wij het oog hebben op de grote belangen, welke hier in het spel zijn.
De Dinkel, althans het deel waar het hier om gaat, is namelijk een riviertje, dat nog niet een bepaalde loop heeft opgelegd gekregen. Het meandert nog vrij door het relatief wijde hoogwaterbed. Daarnaast is het landschap van zeer grote waarde, terwijl in dit landschap boeren hun bedrijf uitoefenen.
Het feit, dat de Dinkel een nog grotendeels natuurlijk riviertje is, met een uitgestrekt hoogwaterbed, en dat er veel gegevens voorhanden zijn, maakt het zeer geschikt als onderwerp van deze case-studie. De ingewikkeldheid van het probleem kan hierbij worden gezien als een nadeel. Zelden zullen zich echter in de praktijk problemen aandienen, welke in één oogopslag zijn te overzien.Als tegenwicht tegen de voorgestructureerde vraagstukken, welke de student in ruime mate zijn voorgezet tijdens zijn studie, lijkt het daarom nuttig eens te laten zien hoe een praktijkprobleem zich voor kan doen.

2. VOORONDERZOEK

2.1 Inleiding

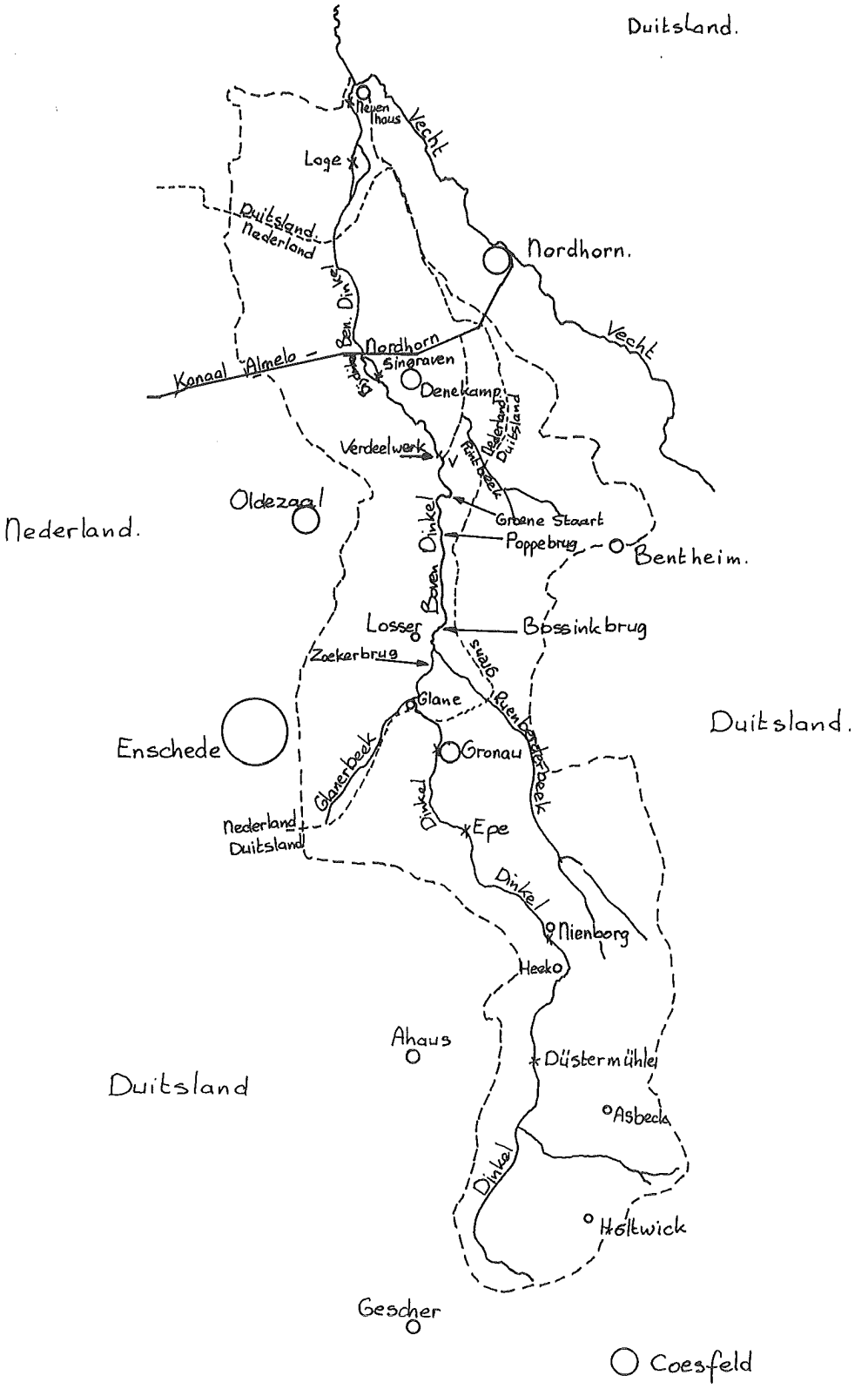
De Dinkel is een riviertje in het oostelijk deel van Overijssel (Twente). Het komt bij Glane Nederland binnen en stroomt er bij stokkenspik, ten noord-oosten van Ootmarsum, weer uit.
Lange tijd is het Dinkelgebied buiten waterschapsverband gebleven, totdat in 1942 in het noordelijk deel het Waterschap van de Beneden-Dinkel werd opgericht. In 1970 zou dit Waterschap weer worden samengevoegd met het reeds in 1883 opgerichte Waterschap De Regge, dat nu ook het resterende Nederlandse stroomgebied van de Dinkel toegevoegd kreeg.
In de paragrafen 2.2 en 2.3 wordt nader ingegaan op bovengenoemde onderwerpen.
De in het winterbed van de rivier gevestigde boeren lijden schade door het veelvuldig buiten zijn oevers treden, niet alleen 's winters, maar ook 's zomers. Zomerinundaties verwoesten hooi-oogsten, maar ook winterinundaties zijn niet langer gewenst (zie paragraaf 2.4). Dorpsbewoners van het plaatsje Losser voelen zich eveneens door het water bedreigd.
Aangenomen mag worden, dat de frequentie van de overstromingen zal zijn toegenomen sedert de uitvoering van omvangrijke werken ter verbetering van de afvoer in het bovenstrooms gelegen Duitse stroomgebied. Diverse malen zijn plannen opgesteld ter verbetering van de waterbeheersing in het Nederlandse stroomgebied.
Tot uitvoering is alleen gekomen een plan van het toenmalige Waterschap van de Beneden-Dinkel, uiteraard in het betreffende gebied.
Duidelijk is, dat sinds de opneming van het Dinkel-gebied in het Waterschap Regge en Dinkel hierop nogal wat druk wordt uitgeoefend om de waterstanden in het tot dan toe niet verbeterde gedeelte beter te beheersen.
Juist omdat er in dat bijzonder fraaie deel van het stroomgebied nog niet noemenswaard is ingegrepen in de waterhuishouding, is er de laatste jaren een steeds sterker wordende tegendruk uitgeoefend door diverse milieubeschermingsorganisaties, particulier zowel als van de overheid.
Een complicatie vormt hierbij nog het feit, dat Nederland krachtens een grensverdrag met Duitsland verplicht is te zorgen, dat de hoge water-

standen te Gronau met een overeengekomen aantal decimeters daalt, opdat deze stad niet langer wordt overstroomd. Hiertoe zijn plannen ontwikkeld de Dinkel over de eerste vier à vijf kilometer vanaf de grens recht te trekken.
Uitgebreider zal op een en ander worden ingegaan in de paragrafen 2.4 en 2.5.
Na in paragraaf 2.6 een overzicht te hebben gegeven van alle thans beschikbare gegevens en resultaten van onderzoeken, wordt tenslotte in paragraaf 2.7 een kritische beschouwing hieraan gewijd. Een en ander zal resulteren in een lijst van onderwerpen, waarnaar nader onderzoek zal moeten worden ingesteld.

2.2 Stroomgebied

De oorsprong van de Dinkel ligt in Duitsland, tussen de plaatsen Holtwick en Gescher, ten noord-westen van de stad Coesfeld (figuur 2.2-1). De rivier stroomt in noordelijke richting, om tussen het Duitse Gronau en het Nederlandse Glane de grens te passeren. Tussen de grenspalen 854 en 853 is de Dinkel grensrivier.
De Dinkel passeert onder meer de Nederlandse plaatsen Losser en Denekamp en overschrijdt bij grenspaal 72 wederom de Nederlands-Duitse grens. Tenslotte mondt de Dinkel bij Neuenhaus in de Vecht uit, zodat het Dinkelwater uiteindelijk toch weer in Nederland terecht zal komen.
De totale lengte van de Dinkel bedraagt ca. 84 kilometer, waarvan ca. 40 km. in Nederland is gelegen. Het Nederlandse deel wordt voorafgegaan en gevolgd door Duitse trajecten van respectievelijk ca. 36 km. en 8 km.
Het stroomgebied heeft in totaal een grootte van ca. 63.700 ha, waarvan ca. 22.500 ha op Nederlands grondgebied ligt. Op de kaart heeft het een smalle, langgerekte vorm, noord-zuid gesitueerd (figuur 2.2-1).
Het probleemgebied strekt zich uit van de grens bij Glane/Gronau tot een verdeelwerk in de Dinkel, enige kilometers ten zuid-oosten van Denekamp. Over dit traject wordt de rivier door het beherende waterschap Boven-Dinkel genoemd. Het benedenstroomse deel heet Beneden-Dinkel.
De belangrijkste zijbeken, welke in de Boven-Dinkel uitmonden zijn respectievelijk de Glanerbeek en de Ruenbergerbeek beide afkomstig uit Duitsland. Voor een overzicht van de oppervlakten van de verschillende

stroomgebieden en delen daarvan wordt verwezen naar tabel 2.2-1.



Figuur 2.2-1 Stroomgebied van de Dinkel

Stroomgebied	Oppervlakte in ha
Glanerbeek	3951
Ruenbergerbeek	7440
Dinkel bij grens te Glane	19090
Dinkel bij Zoekerbrug	24740
Dinkel bij Poppebrug	39865
Dinkel bij Verdeelwerk	40058
totaal in Nederland	22500
totaal in Duitsland	41200
totaal	63700

tabel 2.2-1 Overzicht van de grootten van stroomgebieden en deelstroomgebieden.
De stroomgebieden van de Glanerbeek en de Ruenbergerbeek zijn voor het grootste deel in Duitsland gelegen.
(Snijdelaar, 1966; Van der Schrier, 1969; Heidemij, 1973)

Het verhang van het zomerbed van Boven- en Beneden-Dinkel kan globaal worden gesteld op 3 à 4 decimeter per kilometer (3 à 4 x 10^{-4}).
Plaatselijk komen in dwarsrichting van het dal belangrijke hellingen voor. Dit is een van de redenen voor de snelle omzetting van neerslag in afvoer.
Het winterbed van de Boven-Dinkel, ter grootte van in totaal ca. 420 ha,

heeft een breedte welke varieert tussen 300 en 600 m. Reeds bij afvoeren groter dan 10 m^3/s wordt dit winterbed plaatselijk geïnundeerd, terwijl afvoeren van 15 m^3/s gemiddeld zo'n tweemaal per zomer optreden.
Langs en in de Boven-Dinkel zijn tot voor kort nimmer verbeteringswerken van enige omvang uitgevoerd (zie verder paragraaf 2.4 en 2.5). De Dinkel meandert hier nog vrij door zijn winterbed, bestaande uit grasland (hooiland, de zogenaamde maten) afgewisseld door houtwallen en omzoomd door hoger gelegen bouwland (essen) en houtopstanden. De grootste ingreep bestond hier uit bijvoorbeeld het ongedaan maken van een vanzelf tot stand gekomen bochtafsnijding.
Op een aantal plaatsen wordt de Dinkel overspannen door een brug, waarbij het aansluitende weglichaam een belemmering vormt voor afvoer over het winterbed. Hierbij moet worden opgemerkt, dat deze wegen niet de enige afvoerbelemmerende factor zullen zijn, gezien de vele houtwallen, oeverwallen en andere hoogten in het terrein.
Bijzonder waardevol, uit wetenschappelijk oogpunt, is het riviertraject bij Groene Staart (zie figuur 2.2-1). Hier schuurt de Dinkel een bocht uit in het hooggelegen Lutterzand, waardoor over meters hoogte en grote lengte Pleistocenelagen worden ontsloten. Volgens geologen is deze ontsluiting uniek in Europa (Van der Hammen en Wijmstra, 1971).
Sinds de bouw van het reeds genoemde Verdeelwerk omstreeks 1964 behoren inundaties bij de Beneden-Dinkel tot het verleden. Het Verdeelwerk is zodanig ontworpen, dat van een maatgevende afvoer van 70 m^3/s slechts 15 m^3/s naar de Beneden-Dinkel gaat (maximale capaciteit) en de resterende 55 m^3/s naar het Omleidingskanaal (dat hiermee ook aan zijn capacitiet is). Dit kanaal mondt weer uit in een gereguleerd gedeelte van de Beneden-Dinkel, welke enige kilometers verderop Duitsland binnengaat. Wanneer wij ons beperken tot het gebied bovenstrooms van het Verdeelwerk is er, zoals de dia's laten zien, een enorm verschil in karakter tussen het Nederlandse en het Duitse deel van het stroomgebied. Reguleringswerkzaamheden hebben in Duitsland een over grote afstanden rechte waterloop achtergelaten, eerder stroomkanaal dan rivier te noemen. Op een enkele plaats liggen de oude meanders als een natuurreservaatje naast de nieuwe Dinkelloop.
In het kader van de reguleringswerkzaamheden zijn bij Nienborg en Heek retentiebekkens aangelegd, alsmede een stuw in de Dinkel.
Vanzelfsprekend zullen deze reguleringswerken een grote verandering van

het regime van de rivier tot gevolg hebben gehad.
Toch oefende de mens al eerder enige invloed hierop uit.
Reeds eeuwen zijn enkele watermolens (met bijbehorende stuwen) in de Dinkel gelegen, helaas niet alle meer in hun oorspronkelijke staat.
In Nederland kan worden gewezen op de in goede staat verkerende watermolen van Singraven in de Beneden-Dinkel bij Denekamp, bekend van twee schilderijen van Meindert Hobbema. Het is een koren-, olie- en houtzaagmolen met drie onderslagraderen, waarvan de houtzaagmolen nog dagelijks in werking is.

2.3 Bestuur en beheer

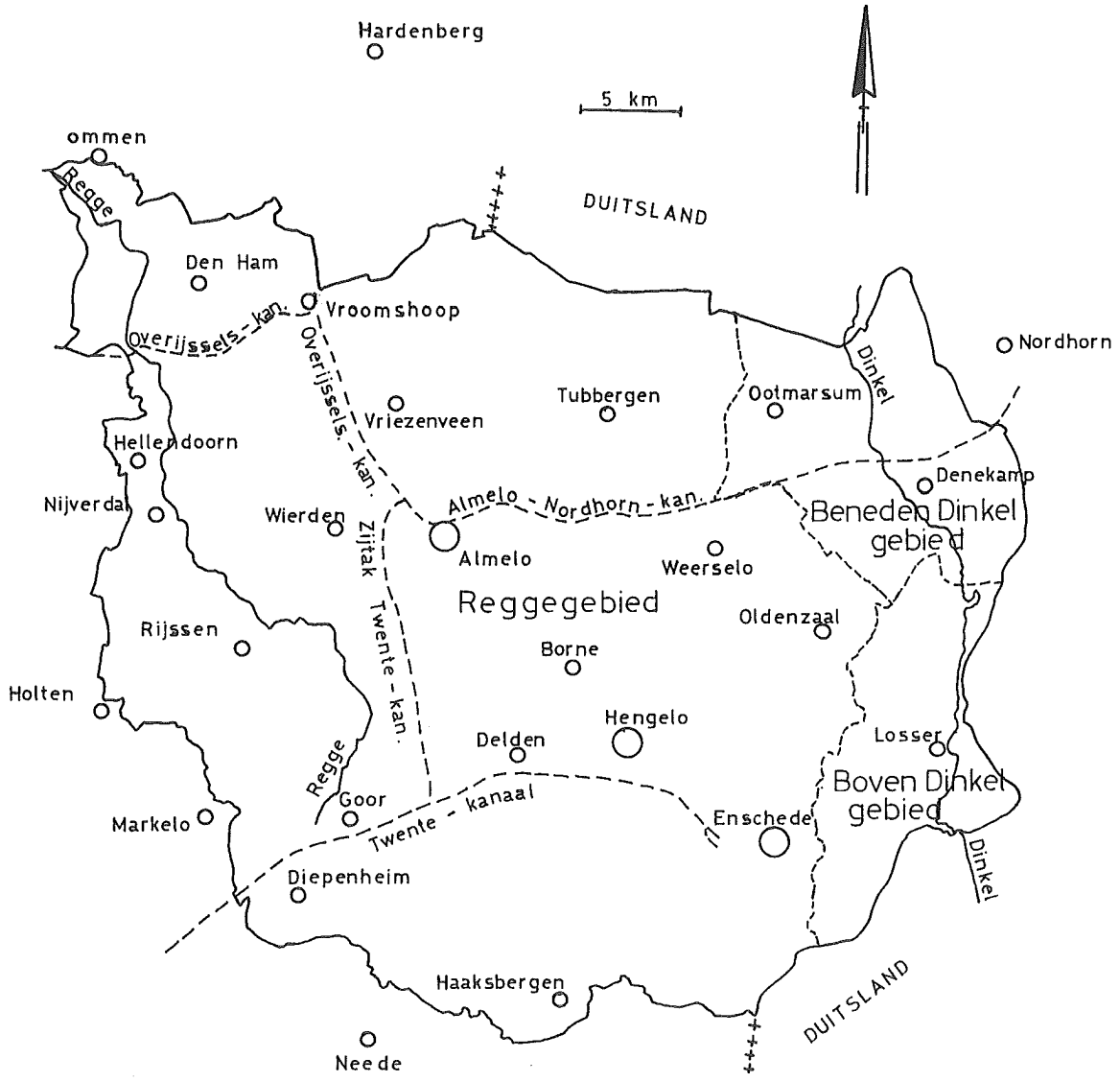
In de vorige eeuw was de ontwatering in een groot deel van Overijssel slecht te noemen. Riviertjes en beken traden frequent buiten hun oevers, zowel 's winters als 's zomers, zoals nu nog bij een belangrijk gedeelte van de Dinkel.
Klachten van landbouwzijde leidden ertoe, dat in 1846 Gedeputeerde Staten van Overijssel de 1e luitenant der artillerie W. Staring opdracht gaven de toestand van de ontwatering in genoemde provincie te onderzoeken, alsmede middelen ter verbetering aan te geven. Staring, bijgestaan door zijn collega T.J. Stieltjes, bracht reeds in 1847 rapport uit omtrent de waterstaatkundige toestand in de gehele provincie. Voorstellen ter verbetering waren vervat in een uitgebreid rapport, ingediend in 1848. Deze werden echter niet uitgevoerd, althans niet in Twente.
De voortdurende regen van klachten en verzoekschriften, artikelen in de pers en zelfs een adres aan de Koning deden Gedeputeerde Staten besluiten Stieltjes opnieuw opdracht te geven een onderzoek in te stellen, maar nu speciaal gericht op Twente. In zijn in 1872 verschenen rapport richtte Stieltjes zich met name op verbetering van de waterhuishoudkundige toestand in de stroomgebieden van Vecht, Regge, Schipbeek, Buurserbeek en Dinkel. Hij stelde onder meer voor om waterschappen op te richten.
Dit gebeurde echter niet vóór 23 november 1883, toen Provinciale Staten besloten tot oprichting van het Waterschap De Regge (IJzerman, 1934).
Een enorme overstroming in 1882 bespoedigde dit besluit wel.
Omvangrijke werken werden sedertdien in het stroomgebied van de Regge uitgevoerd, zodat wateroverlast hier thans tot de uitzonderingen behoort.

Geheel anders ligt dit in het aangrenzende stroomgebied van de Dinkel. Van de verbeteringsplannen van 1847 en 1872 kwam hier niets tot uitvoering.
Snijdelaar (1966) noemt als hoofdredenen:

a. verbetering op Nederlands grondgebied heeft weinig zin, wanneer niet eerst de op Duits grondgebied gelegen benedenloop van de Dinkel wordt verbeterd;
b. ontbreken van overeenstemming over de kwestie, wie de rivierverbetering met bijkomende werken in Nederland moet ontwerpen, uitvoeren en onderhouden.

Een feit is, dat in het Dinkelgebied voorlopig geen waterschap werd opgericht.
Wel werd de onder b. genoemde kwestie in 1904 opgelost door de Dinkel rijksrivier te verklaren.
Hiermee werd de Dienst der Domeinen van het Ministerie van Financiën de beheerder van de rivier.
Nog enige malen werden hierna verbeteringsplannen opgezet, maar òf niet voltooid òf wederom niet uitgevoerd (zie paragraaf 2.5).
In 1942 werd dan toch een waterschap opgericht, het Waterschap de Beneden-Dinkel. Zoals de naam aangeeft, behartigde dit de waterbeheersing in slechts een deel van het Nederlandse stroomgebied van de Dinkel (zie figuur 2.3-1). Het plan, dat dit waterschap in zijn gebied deed ontwerpen en uitvoeren komt aan de orde in paragraaf 2.5. Eerst vanaf 1 januari 1970 hield zich een waterschap bezig met de waterbeheersing in het gehele Dinkeldal. Op genoemde datum gingen het Waterschap de Regge en het Waterschap de Beneden-Dinkel op in een nieuw lichaam, het Waterschap Regge en Dinkel (zie figuur 2.3-1). Een belangrijke reden voor het oprichten van het nieuwe waterschap was overigens, dat het in het vergrote gebied de taak ging vervullen, welke het Waterschap de Regge al sinds 1 september 1962 vervulde, namelijk de zuivering van afvalwater ofwel de zorg voor de waterkwaliteit (naast die voor -kwantiteit). Beperken wij ons thans tot een nadere beschouwing van het gebied van de Boven-Dinkel.
Dit gebied maakt deel uit van de gemeente Losser, welke gemeente dan ook toestemming zal moeten worden gevraagd voor het uitvoeren van eventuele werken. In een bestemmingsplan Buitengebied heeft de gemeente gebruik en bestemming van onder meer de oeverlanden in overeenstemming met het streekplan vastgelegd.

Het Streekplan Twente uit 1966 had het gehele winterbed van de Dinkel tot natuurmonument verklaard. Reeds vanaf 1946 genoten natuur en landschap in dit fraaie gebied bescherming als meldingsgebied op grond van het Nationaal Plan 1940.



Figuur 2.3-1 Het rechts-gebied van het waterschap Regge en Dinkel (Waterschap Regge en Dinkel, 1972)

Dit betekende, dat het voornemen tot het uitvoeren van o.m. waterstaatswerken diende te worden "gemeld", d.w.z. tergoedkeuring te worden voorgelegd aan Staatsbosbeheer (ter verkrijging van een natuurbeschermingsbeschikking). De oeverlanden zijn op de meeste plaatsen in gebruik als gras- of hooiland en daarbij eigendom van de boer (zie ook paragraaf 2.5). Bij een in 1976 gesloten convenant, waarop in paragraaf 2.5 zal worden teruggekomen, ging de onderhoudsverplichting ten aanzien van de Boven-Dinkel van de Dienst der Domeinen over op het Waterschap Regge en Dinkel.

2.4 Probleemstelling

Er zijn twee problemen te onderscheiden:
1. de inundaties langs de Boven-Dinkel, zowel 's winters als 's zomers;
2. de wateroverlast voor de Duitse stad Gronau.

Beide problemen kunnen niet los van elkaar worden gezien, daar het vrijwel zeker is, dat de oplossing van het ene probleem invloed heeft op aard en omvang van het andere. Toch zullen ze voorlopig afzonderlijk worden beschouwd.

2.4.1 Inundaties Boven-Dinkel

In paragraaf 2.3 is al vermeld, dat de meeste oeverlanden in gebruik zijn als gras- of hooiland. Voor de vruchtbaarheid ervan was het vroeger gewenst, dat de rivier nu en dan eens buiten zijn oevers trad. Vruchtbaar slib, dat de rivier met zich mee voerde, werd dan op het land afgezet. Uiteraard waren deze overstromingen alleen 's winters welkom. Zomerinundaties hebben altijd schade aan hooi-oogsten e.d. tot gevolg gehad.
Met de komst van kunstmatige bemestingsmethoden raakte het gunstige effect van de inundaties op de achtergrond en ervoer men de overstromingen nog slechts als hinderlijk en nadelig bij de bedrijfsuitoefening.
Daar kwam bij, dat de kwaliteit van het rivierwater door toenemende lozing van afvalwater bovenstrooms er niet beter op werd. Vooral 's zomers kwam dit duidelijk aan het licht, omdat het vee na een overstroming het gras niet meer wilde eten (Van der Schrier, 1969).
Door de gestadige uitbreiding van het aantal rioolwater-zuiveringsin-

stallaties is het overigens wel zo, dat de waterkwaliteit thans weer vrij goed is te noemen, zij het dat de florel zich er nog niet in thuis voelt. Ernstiger dan het onderlopen van land is het als het water huizen binnendringt. Dit gevaar lopen behalve enkele boerderijen, gelegen in het winterbed, ook een aantal woningen te Losser. Duidelijk is, dat omkading hier een oplossing kan zijn, terwijl bij volgende uitbreidingen van Losser het terrein voldoende moet worden opgehoogd (Vand der Schrier, 1969). Zoals in paragraaf 2.2 is opgemerkt, heeft het winterbed van de Dinkel een oppervlakte van 420 ha. Volgens een nota van het Waterschap Regge en Dinkel wordt dit geïnundeerd met een frequentie van gemiddeld 26 maal per winter en 9 maal per zomer. Hierbij raakt niet altijd de gehele oppervlakte overstroomd. Vrijwel zeker wel is dit het geval gemiddeld 10 maal per winter en 2 maal per zomer (Schukken, 1974).
De vraag is in hoeverre deze inundaties (liefst alle, maar in ieder geval die des zomers) door technische ingrepen zijn te voorkomen.

2.4.2 Wateroverlast Gronau

In de Duitse stad Gronau is in 1928, 1946, 1960 en 1970 (en mogelijk nog vaker) wateroverlast opgetreden door zowel hoge waterstanden op de Dinkel als door hiermee verband houdende opstuwing in de riolen.
Voor een belangrijk deel zullen de Duitsers hier zelf debet aan zijn omdat zij in het bovenstrooms gelegen stroomgebied van de rivier omvangrijke werken hebben uitgevoerd ter verbetering van de afvoer, terwijl dit onmiddellijk over de grens, in Nederland, niet gebeurde. Het is de vraag of de aangelegde retentiebekkens bij Nienborg en Heek voldoende compensatie geven.
Volgens een Nederlands-Duits grensverdrag echter is Nederland verplicht eraan mee te werken, dat Gronau hoogwatervrij wordt. Dit zou op de volgende manier moeten worden bereikt. Duitsland legt tussen Epe en Gronau nog een reservoir aan, waarmee volgens hun berekening de Dinkelafvoer te Gronau maximaal 52 m^3/s zal bedragen (bij een frequentie van gemiddeld 1 maal per 10 à 20 jaar). Omdat de Dinkel dwars door de stad loopt (over 375 m zelfs overkluisd) kan een grotere afvoer nooit worden verwerkt. Nederland heeft nu te zorgen, dat bij die afvoer de waterstand aan de grens 0,60 m lager komt te liggen. Hiermee zou een zodanige afzuiging worden bewerkstelligd, dat de waterstanden te Gronau voldoende

dalen en enig vrijboord ontstaat. Provinciale Waterstaat van Overijssel, die de nodige werken op Nederlands grondgebied voorbereidt, is in overleg met de Duitse autoriteiten tot de oplossing gekomen de Dinkel over de eerste 4 à 5 km vanaf de grens door bochtafsnijding in te korten tot ca. 3 km (Van der Schrier, 1969). Omdat hierdoor de problemen in Nederland niet worden opgelost, eventueel eerder nog verplaatst, resp. verzwaard komen de kosten bijna geheel voor rekening van Duitsland.
De volgende vragen kunnen nu worden gesteld:

a. wordt door de bochtafsnijdingen in Nederland de beoogde waterstandsdaling aan de grens bereikt;
b. wat is de invloed van de bochtafsnijdingen op hoogte en duur van hoogwaterstanden beneden het verbeterde traject.

Provinciale Waterstaat is tot de slotsom gekomen, dat de werken affectief zijn en dat van negatieve invloed op de overstromingskansen in Nederland nauwelijks sprake is. De vragen zijn echter interessant genoeg om nog eens te dienen als uitgangspunt voor een studie.

2.4.3 Beperkingen

Beperkende factoren ten aanzien van te ontwerpen technische oplossingen van de gestelde problemen zijn ten dele in voorgaande paragrafen al aan de orde geweest. Ter wille van de overzichtelijkheid zullen deze hier thans nogmaals worden opgenomen.
De beperkingen liggen in hoofdzaak op de volgende gebieden:

a. landschap
b. economie
c. verdrag met Duitsland.

a. landschap

Hieronder ook te rekenen begrippen als natuurbescherming, behoud van wetenschappelijk waardevolle elementen e.d.
Landschappelijk gezien is het dal van de Boven-Dinkel zeer belangrijk als een van de laatste vertegenwoordigers van het karakteristiek Twentse beekdal.
Vanuit botanisch gezichtspunt is het hele winterbed van de Boven-Dinkel eveneens van zeer grote waarde. Zeldzame plantensoorten zijn hier

aangetroffen. Voor een groot deel dankt het gebied zijn botanische waarde aan de regelmatig terugkerende overstromingen. Geheel voorkomen van de inundaties zou het einde betekenen van de zeldzame flora en verscheidenheid daarin. In hoeverre een vermindering van het aantal overstromingen de botanische belangrijkheid zou aantasten is niet bekend.
In het al genoemde bestemmingsplan van het buitengebied van de gemeente Losser is het winterbed van de Boven-Dinkel opgenomen als natuurreservaat. Dit wil zeggen, dat er geen andere waterstaatkundige werken mogen worden uitgevoerd dan die gericht op het behoud van de bestaande toestand. Grote technische ingrepen vereisen een aanpassing van het bestemmingsplan en dit is gewoonlijk slechts mogelijk nadat de betrokken gemeente een wettelijk omschreven inspraak-procedure heeft gevolgd. Zoals in paragraaf 2.5 zal worden vermeld is er hier aanleiding geweest van de normale procedure af te wijken.

b. economie

De werken, gericht op verbetering van de ontwatering te Gronau zullen hierbij buiten beschouwing kunnen blijven, aangezien de kosten bijna geheel zullen worden gedragen door Duitsland.
Dat het economisch niet verantwoord zal zijn, de ontwatering in het Dinkeldal drastisch te verbeteren, is al aangegeven door Van der Schrier (1969). Uitgaande van het toenmalige prijspeil wordt het verantwoord geacht voor de geschatte 360 ha cultuurgrond tussen Zoekerbrug en het Verdeelwerk voor verbeteringswerken een bedrag van ca. fl. 360.000,- uit te trekken. Hierbij zal dan wel sprake moeten zijn van een optimale verbetering van de ontwatering. Globale begrotingen van verschillend opgezette verbeteringsplannen, welke in paragraaf 2.5 mede aan de orde zullen komen, belopen echter fl. 3.000.000 à fl. 12.000.000 (prijspeil 1969). Als de bestemming tot natuurmonument al niet voldoende waarborg zou zijn het Dinkeldal niet drastisch te "verbeteren" is dit hiermee zeker uitgesloten. Hooguit plaatselijk, waar dit noodzakelijk is, zal sterk in de waterhuishouding kunnen worden ingegrepen.
Ten aanzien van het gebied als geheel zal het slechts uitvoerbaar zijn het aantal zomerinundaties enigszins terug te dringen.

c. verdrag met Duitsland

In paragraaf 2.4.2 is geschreven omtrent de ontwateringsproblemen van de Duitse stad Gronau. Het genoemde Nederlands-Duitse grensverdrag maakt het onontkoombaar, dat op Nederlands grondgebied werken zullen worden uitgevoerd. De taak van de ontwerpers (in dit geval dus Provinciale Waterstaat van Overijssel) is nu om alle in het geding zijnde belangen zo zorgvuldig mogelijk te wegen en overeenkomstig de bevindingen te handelen. Het al genoemde bestemmingsplan van Losser geeft de belanghebbenden de middelen om controle uit te oefenen.

7.3 Watervoorziening

De watervoorziening voor huishoudelijk, industrieel en landbouwkundig gebruik is een aspect van de menselijke samenleving waarin de rivier vaak een grote rol speelt. Weliswaar wordt ook water ten behoeve van deze doeleinden verkregen door onttrekking uit meren en grondwatervoorraden, maar de rivier is direct of indirect toch wel de hoofdleverancier.

Bij de watervoorziening dienen we onderscheid te maken tussen het gebruik van water, en het verbruik of de consumptie van water. Zo maakt de scheepvaart gebruik van water. Ook de waterkracht maakt gebruik van water zonder consumptie ervan; alleen een deel van de potentiële energie wordt geconsumeerd. Bij de watervoorziening ten behoeve van de industrie kan onderscheid gemaakt worden tussen proceswater en koelwater. Het koelwater is gebruikswater en komt in zijn geheel weer op de rivier, zij het verontreinigd door warmte. Bij het proceswater gaat meestal een klein deel verloren, bijvoorbeeld in de vorm van stoom. Het gebruikte water kan echter in sterk verontreinigde vorm op de rivier worden teruggevoerd. Hetzelfde is het geval met het huishoudelijk water, waarvan globaal 20% wordt verbruikt; maar de overige 80% is min of meer verontreinigd, afhankelijk van de toegepaste zuivering. Voor de rivieringenieur is dan ook niet alleen van belang de hoeveelheden te gebruiken water en de hiervan geconsumeerde hoeveelheden, maar ook de hoeveelheden water nodig voor verdunning van het afvalwater. Bij dit laatste spelen niet alleen een rol de verontreinigingen van het rivierwater en het afvalwater, maar ook de snelheid van zelfreiniging en de beschikbare rivierlengte voor dit doel. Bij de watervoorziening in de landbouw is het verbruikspercentage meestal hoger; in tropische gebieden met sterke verdamping kan dit boven de 50% komen. Ook in dit geval zal het gebruikte water verontreinigd kunnen zijn door de toegepaste meststoffen, pesticiden, enz.

Voor de rivieringenieur zijn er bij de watervoorziening een viertal problemen te noemen waarmee hij te maken krijgt, namelijk:
1, de benodigde hoeveelheden water, en hun variatie in de tijd;
2, de beschikbare hoeveelheden water van de rivier, ook met hun variatie

in de tijd;
3, de gevolgen van aftapping en lozing op het gedrag van de rivier;
4, de wijze van aftapping.
In het volgende zal hierover het één en ander worden vermeld.

1. Benodigde hoeveelheden water

Het heeft weinig zin om hier uitvoerig in te gaan op de behoefte aan water voor huishoudelijk, industrieel en agrarisch gebruik. Deze behoefte is van zoveel factoren afhankelijk, dat alleen een specialist hierover, en dan nog vaak met veel reserve, een zinnig antwoord kan geven. Verwezen moge worden naar de colleges en collegehandleidingen over drinkwater en irrigatie, en naar de handboeken op deze gebieden. Aangezien de rivieringenieur bij het overwegen van projecten niet direct een specialist zal inschakelen, is het wel gewenst dat hij enig inzicht heeft in de orde van grootte van de waterbehoefte voor verschillende doeleinden.

Voor de behoefte aan huishoudelijk waterverbruik, inclusief voor openbare doeleinden en kleine bedrijven, worden wel cijfers genoemd van 200-500 liter per persoon per dag. Klimaat, prijsbepaling, waterbeschaving, enz. spelen hierbij een grote rol. Stellen we de behoefte op 400 liter, dan heeft een stad van 100.000 inwoners dus per etmaal 4.10^4 m^3 water nodig. Dit is dus gemiddeld 0,4 m^3/s. Hierin zit nog variatie, afhankelijk van seizoen, dag van de week, en uur van de dag. De waterleidingmaatschappij kan dit ten dele opvangen door eigen accumulatie. Nemen we aan dat van dit water 0,3 m^3/s als afvalwater geloosd wordt, dan dient dit in elk geval verdund te worden. Deze verdunningseis dient weer door specialisten bepaald te worden, en is onder meer afhankelijk van de mate van zuivering van het afvalwater.
Er is wel eens gesteld dat bij volledige zuivering de hoeveelheid verdunningswater tweemaal de hoeveelheid afvalwater moet zijn, in ons geval dus 0,6 m^3/s; en bij ongezuiverd afvalwater veertig maal deze hoeveelheid, dus 12 m^3/s.
Over industriële waterbehoefte kan nog minder worden gezegd. Sommige industriën gebruiken veel proceswater, zoals de papierindustrie; andere veel minder.

Wel kan iets gezegd worden over het koelwater voor electrische centrales.

Bij de huidige conventionele centrales ligt het nuttig rendement even beneden de 40%. Ruim 60% van de brandstofenergie gaat verloren in koelwater, en ook voor een veel kleiner deel in gassen. Als we hier nog eenmaal de niet meer gebruikte calorie mogen invoeren dan geldt het volgende. We mogen aannemen dat van elke geproduceerde kWh, een iets grotere hoeveelheid energie in koelwater gaat zitten. Nu is :
1 kWh = $3{,}6.10^6$ W.s = $3{,}6.10^6$ Joule = 0,238 x $3{,}6.10^6$ cal. = 880.10^3 cal.
Per geproduceerde kWh wordt dus 10^6 cal in koelwater afgevoerd, terwijl een calorie gedefinieerd is als de hoeveelheid warmte die 1 gram water 1^0 Celsius (van $14{,}5^0$-$15{,}5^0$) in temperatuur verhoogt. Indien het koelwater 1^0 Celsius verhoogd mag worden is er dus voor de productie van 1 kWh één m^3 water nodig. In verschillende gevallen wordt 6^0 aangehouden; de behoefte is dan dus een zesde m^3. Bij de eerder genoemde stad van 100.000 inwoners en een verbruik van 3000 kWh per persoon per jaar, betekent dit een koelwaterverbruik van:

$$\frac{100.000 \times 3.000}{6 \times 30.000.000} = 1{,}65 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Door de optredende variatie zal het maximum op ongeveer 2,5 m^3/s liggen. In werkelijkheid hebben de huidige cantrales een veel grotere omvang, bijvoorbeeld 1000 Mega Watt. Bij topbelasting is dan aan koelwater nodig: per uur - 1/6 10^6 kWh, en per seconde $\frac{10^6}{6.3600}$ = 50 m^3/s

Bij kernreactorcentrales is de situatie van het koelwater nog iets ongunstiger. In de eerste plaats is het nuttig rendement iets lager ($\sim$33%), en in de tweede plaats zal men voor dit nuttig effect de temperatuursprong wat minder dan 6^0 Celsius maken.

Het benodigde water voor agrarisch gebruik vertoont nog grotere variaties dan genoemd bij het huishoudelijk gebruik. Variaties treden op door verschil in klimaat, bodemgesteldheid, methode van bevloeiing, soort gewas, en perioden in de groei van het gewas. Hierdoor variëren de hoeveelheden van minder dan een halve liter per seconde per hectare, tot enige liters, aannemende een bevloeiing verdeeld over het hele etmaal. Wordt de bevloeiing intermitterend gegeven dan zijn deze cijfers hoger. Geeft men

bovengenoemde cijfers als waterlaag per etmaal, dan wordt de variatie 3-20 mm. Bij een groeiperiode van 5 à 7 maanden wordt de totale waterbehoefte dus ongeveer 0,50-4 m waterschijf.

Bij een irrigatiegebied van 1.000 ha. en een gemiddelde behoefte van 1 l/s/ha is dus de gemiddelde benodigde aanvoer 1 m^3/s. Hiervan komt wellicht de helft, maar wel vertraagd in tijd, weer op de rivier terug. Wordt het water intermitterend toegediend dan is de topaanvoer wellicht 3 m^3/s.

Uit het bovenstaande kunnen we opmaken dat vooral de grote energiecentrales grote watergebruikers zijn. Verder blijkt het huishoudelijk gebruik niet groot, maar wel de vereiste verdunning van het afvalwater, indien niet tot volledige zuivering wordt overgegaan.

2. Aangeboden hoeveelheden water

De vaststelling van de benodigde hoeveelheden water voor gebruik, verbruik en verdunning is een zaak van specialisten. Anders staat het met de vaststelling van de door de rivier aangeboden hoeveelheden water. Dit is primair een zaak voor de rivieringenieur. Door hem zal ook in eerste instantie moeten worden bepaald welk deel van de rivierafvoer aangeboden kan worden voor gebruik, verbruik, en verdunning; beperking kan namelijk nodig zijn in verband met andere rivierbelangen benedenstrooms, of met morfologische veranderingen die als gevolg van wateronttrekking kunnen optreden.

De bepaling van de te verwachten rivierafvoeren op het punt van onttrekking vraagt om gegevens over die afvoeren gedurende een aantal jaren, en liefst over tientallen jaren. Bij de hydrologische aspecten in paragraaf 2.1 werd hierop gewezen, en werd ook de mogelijkheid aangeduid om met de parametrische hydrologie een uitweg te vinden.

De waterafvoergegevens zullen in duurlijnen en extreme waardengrafieken bewerkt worden ter bestudering van het probleem der wateronttrekking. Voor de extreme waarden zijn dit uiteraard de extreem lage afvoeren; voor de duurlijnen is de volledige grafiek nodig, dit ter bepaling van

morfologische veranderingen van het bed. In verband met dit laatste kan het gewenst zijn om een tijdsafhankelijke berekening te maken; dan zal niet de duurlijn worden genomen maar de werkelijk opgetreden afvoerverlooplijn in een aantal karen.

Indien uit een eerste vergelijking, enerzijds van duurlijn en extreme waarden grafiek, dus van wateraanbod, en anderzijds van vraag blijkt dat vermoedelijk niet onder alle omstandigheden aan de vraag kan worden voldaan, dient een meer gedetailleerd onderzoek te worden opgezet. Nu komt namelijk de correlatievraag naar voren, de correlatie tussen vraag en aanbod.

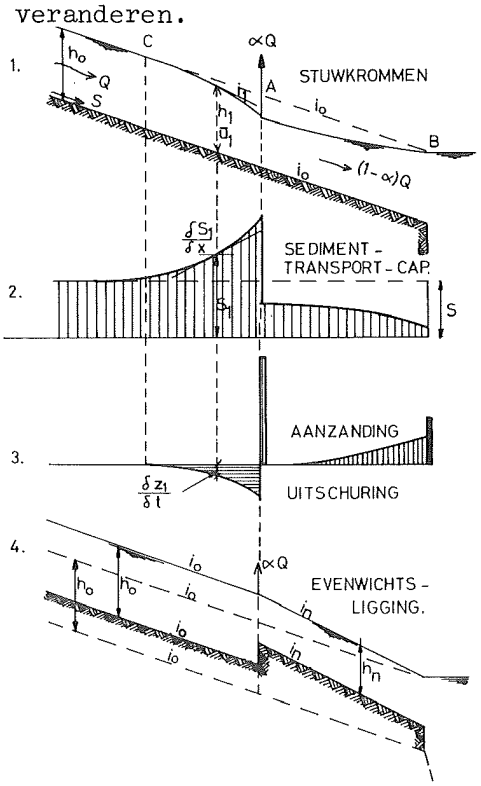
Is de vraag naar water constant, dan is er uiteraard geen correlatie. Dit is het geval voor verschillende industriën, waarbij een verminderde vraag alleen door toevalsfactoren, zoals bedrijfsstoring, optreedt. Andere industriën zijn meer seizoengebonden; enige correlatie kan dan optreden. Een zeer duidelijke correlatie kan optreden bij de huishoudelijke, maar vooral de agrarische watervoorziening. In droge tijden is vaak de behoefte aan water het grootst. In deze gevallen dient dus gebruik te worden gemaakt van duurlijnen en extreme waarden over kortere perioden dan een heel kalender- of stroomjaar. Ook zal niet alleen gekeken moeten worden naar het deficiet op één dag, maar over een gehele droge periode. Hieruit volgt dan de kans op een deficiet van een aantal m^3 over een bepaalde periode. Op deze rekentechnieken wordt niet verder ingegaan.

Indien er onder bepaalde omstandigheden een tekort aan water blijkt, kunnen twee vragen worden gesteld, namelijk ten eerste: is door vermindering van de vraag het deficiet op te heffen; en ten tweede: is door vergroting van het aanbod het deficiet op te heffen. De eerste vraag dient door specialisten, eventueel met hulp van economen te worden beantwoord. Bijvoorbeeld, wat is de waarde van de mindere landbouwopbrengst bij een kleinere watergift. Het antwoord op de tweede vraag valt toe aan de rivieringenieur, eventueel weer met hulp van economen. Onderzocht dient dan te worden of watertoevoer uit een ander stroomgebied suppletie kan geven, of dat accumulatie uit de afvoer in een andere periode de oplossing kan geven. Dit kan dan grondwateraccumulatie zijn

of reservoiraccumulatie. Deze reservoiraccumulatie heeft een ander karakter dan de zogenaamde dagaccumulatie, die de fluctuaties moet opvangen die van uur tot uur optreden. Bij deze laatste, die van beperkte omvang is, dient de accumulatie dicht bij de aftapping aanwezig te zijn, bijvoorbeeld bovenstrooms van een stuw, in kleine reservoirs, zoals reinwaterkelders, enz. Bij de variatie in vraag over langere termijn zal de geleidelijke verandering het mogelijk maken om het water op grotere afstand op te potten, bijvoorbeeld in reservoirs in de bronrivieren. Ten aanzien van deze afvoerregulering wordt verwezen naar hoofdstuk 6.

3. Rivierverandering door wateraftapping

Bij het aftappen van rivierwater zal over het algemeen het streven erop gericht zijn om zo min mogelijk sedimenten mee af te tappen; verstopping van de stroomkanalen zou anders het gevolg kunnen zijn. De gemiddelde waterafvoer benedenstrooms van het aftappunt zal afnemen; het gemiddelde sedimenttransport zal echter in de nieuw te vormen evenwichtstoestand niet veranderen.



1. — Vaksgewijs stuwkrommen berekenen uitgaande van randvoorwaarde in B = waterstand basin.
— Evenwichtsdiepte bereikt beneden A.

$$h_e = \sqrt[3]{\frac{(1-\alpha)^2 Q^2}{C^2 B^2 i_{bod.}}} \qquad i_{bod.} = i_e = i_o$$

2. — Fijn zand dus Engelund-Hansen toepasbaar.

$$S_1 = B s_1 = :: B\left(\frac{h_1 i_1}{\Delta D}\right)^{5/2} = :: B\left(\frac{u_1^2}{\Delta D}\right)^{5/2}$$

3. — Kontinuiteits vergelijking naar een vakje Δx:

$$\frac{\delta S}{\delta x}\Delta x = \frac{\delta z}{\delta t} B \Delta x$$

of

$$\frac{\delta z_1}{\delta t} = \frac{1}{B}\frac{\delta S_1}{\delta x} = \frac{\delta s_1}{\delta x}$$

4. — Evenwicht dus $S_n = S$

$$(h_n i_n)^{5/2} = (h_o i_o)^{5/2}$$

— Bovenstrooms van A blijft afvoer Q, dus

$$h_n^{3/2} i_n^{1/2} = h_o^{3/2} i_o^{1/2} \quad \text{of}$$

$$h_n = h_o \quad \text{en} \quad i_n = i_o$$

— Benedenstrooms van A wordt afvoer $(1-\alpha)Q$

$$h_n^{3/2} i_n^{1/2} = (1-\alpha) h_o^{3/2} i_o^{1/2}$$

$$h_n = (1-\alpha) h_o \quad \text{en} \quad i_n = \frac{1}{1-\alpha} i_o$$

Fig. 7.3.-1. Konstante waterontrekking bij permanentie.

Zoals bij de behandeling van de riviermorfologie werd aangetoond zal deze vergroting van het quotiënt S/Q een vergroting van het verhang i tot gevolg hebben. Om deze laatste reden, en omdat Q afneemt, zal dus de evenwichtsdiepte h beneden het aftappunt afnemen. Deze verandering geldt echter alleen bij alluviale rivieren waarbij het zandtransport altijd gelijk is aan de zandtransportcapaciteit van het water. Bij rotsachtige rivieren, die vaak onverzadigd zijn, gaat dit niet op. Hierover wordt het één en ander vermeld bij een andere rivierbenutting, de waterkracht.

In het volgende wordt een voorbeeld van rivierverandering bij wateraftapping uitgewerkt, waarbij uitgegaan wordt van eenvoudige veronderstellingen, gevolgd door meer gecompliceerde aannamen. In de bovenste schets van fig. 7.3-1 is het lengteprofiel van een rivier gegeven met constante afvoeren Q en S, verhang i, breedte B (groot t.o.v. de diepte), en met de basis in B. Indien in punt A continu $\sim$Q wordt afgetapt ontstaan in eerste instantie verhanglijnen zoals aangegeven in de figuur. (AB is in dit geval zo groot dat de evenwichtsdiepte bereikt wordt.)

In de daaronder geschetste grafiek is de grootte van de zandtransportcapaciteit - en dus van het zandtransport - aangegeven, uitgaande van de veronderstelling dat het om fijn zand gaat waarbij de formule van Engelund-Hansen toepasbaar is. Van C naar A gaande wordt het profiel steeds kleiner, $\bar{u}$ - en dus hi - steeds groter; de zandtransportcapaciteit neemt toe. Bij A is een discontinuïteit; i blijft dezelfde als in de oorspronkelijke toestand, maar h - en dus hi - wordt kleiner. Meer benedenstrooms neemt $\bar{u}$ - en dus hi - verder af.

In de daaronder geschetste grafiek is aangegeven hoe in eerste instantie de snelheid van aanzandingen en uitschuringen in het lengteprofiel zal zijn, uitgedrukt in m/s. Deze is voor een vakje bepaald door het verschil tussen in- en uitstroming van sediment; bij een oneindig kort vakje dus door de helling van de lijn die het verloop van de zandtransportcapaciteit aangeeft. We komen dan wel in moeilijkheden ter plaatse van discontinuïteiten in de capaciteit (de punten A en C in de grafiek); hier ligt de lijn vertikaal, er is dus rekentechnisch over oneindig korte afstand een oneindig grote aanzanding of uitschuring. Dit kan uiteraard niet en

we zullen aannamen moeten doen, bijvoorbeeld omtrent de lengte waarover de discontinuïteit zich voltrekt. In wezen is het probleem echter onoplosbaar door het drie-dimensionale karakter.

Soms is de aanvangssnelheid van aanzandingen en uitschuringen van minder belang, maar wordt gevraagd naar de uiteindelijke evenwichtsligging van de bodem. Deze is voor het behandelde geval getekend onderaan fig. 7.3-1. Eis voor evenwicht is dat in alle dwarsprofielen het sedimenttransport gelijk is, dus weer de waarde S heeft. De waterafvoer bovenstrooms van A is Q, benedenstrooms $(1-\alpha)Q$. Hiermee is het vraagstuk oplosbaar indien de breedte B dezelfde blijft. Voor de Chézywaarde C wordt vaak aangehouden dat deze in de nieuwe toestand gelijk blijft. Een iets betere aanname zou wellicht zijn dat de totale ruwheid van de bodem gelijk blijft. In de formule:

$$C = 25 \left(\frac{h}{k}\right)^{1/6}$$

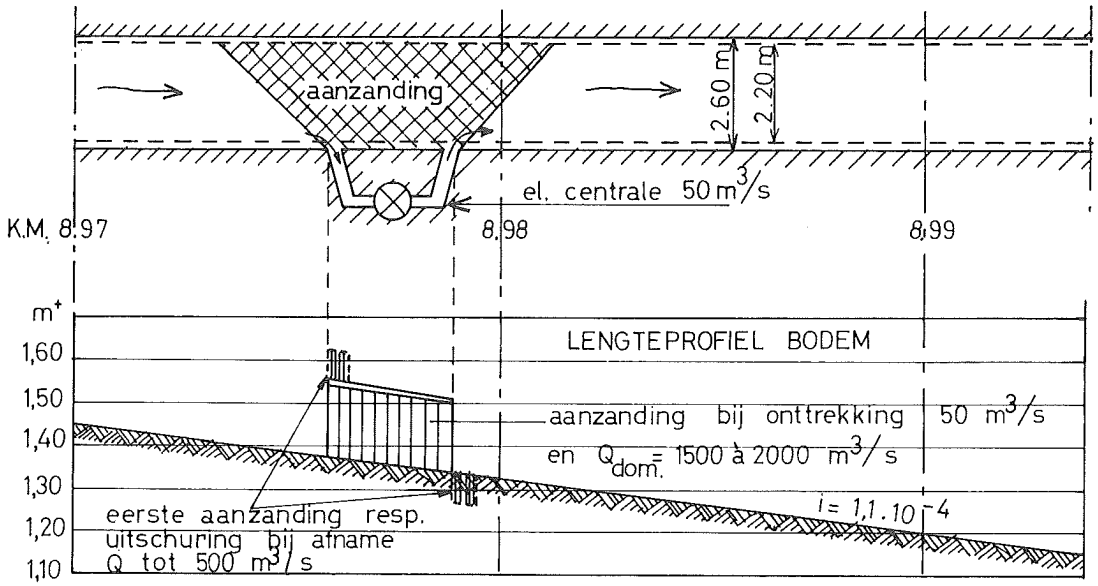
wordt dus bij een afnemende diepte C iets kleiner.

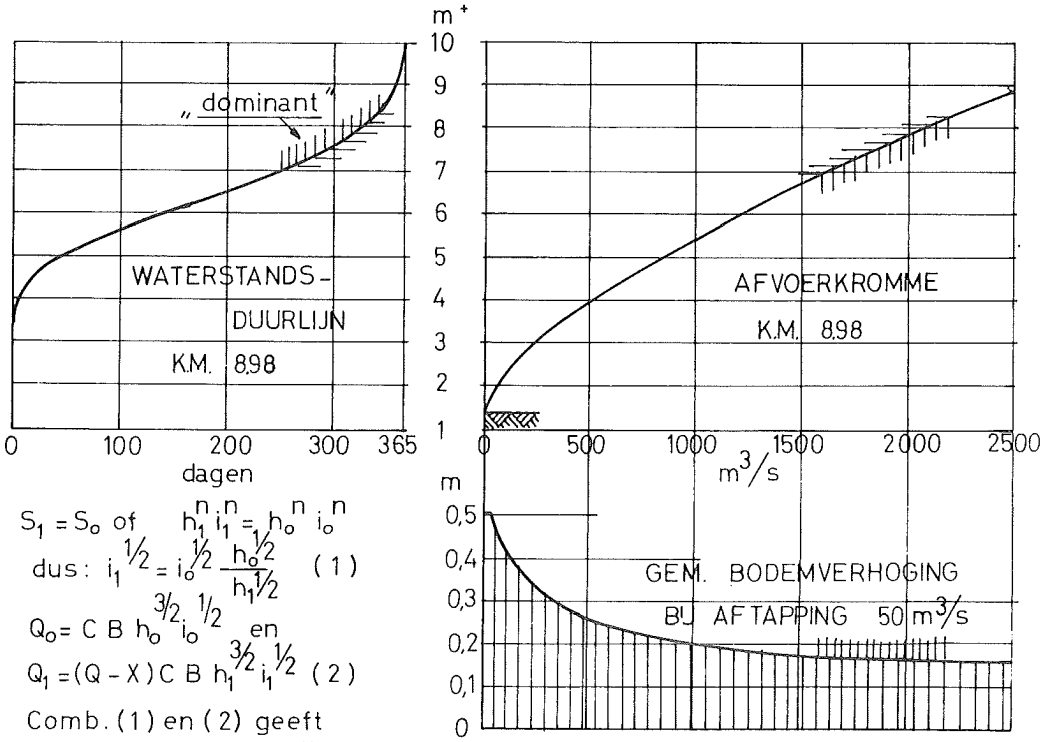
De toestand van uiteindelijk evenwicht is voor vele vraagstukken van weinig belang, omdat dit evenwicht pas na vele jaren bereikt wordt. Veel belangrijker is dan hoe het verloop van de aanzandingen en uitschuringen in de komende maanden en jaren zal zijn. Hiervoor is een tijdsafhankelijke berekening nodig zoals aangeduid in paragraaf 3.2. Op de methode van berekening wordt hier niet verder ingegaan. Verwezen wordt naar het college zandtransport (fig. 10) waarvan een handleiding beschikbaar is.

Na deze eerste complicatie van het tijdsafhankelijke rekenen volgt een tweede complicatie, namelijk de in werkelijkheid steeds aanwezige afvoervariatie van de rivier. In paragraaf 3.2 werd hierop ingegaan; aangetoond werd dat het onjuist is om te denken dat er één bepaalde afvoer zou zijn die voor een rivier eenzelfde bedconfiguratie zou geven als het in werkelijkheid optredende samenstel van afvoeren.

De beste methode is om de in aantal jaren werkelijk opgetreden verlooplijn van de afvoer in te voeren in het rekenprogramma;

dit geeft dan tevens de opgetreden variatie in bodemligging. In het volgende voorbeeld zijn de resultaten van een dergelijke berekening weergegeven.





$S_1 = S_o$ of $h_1^n i_1^n = h_o^n i_o^n$

dus: $i_1^{1/2} = i_o^{1/2} \frac{h_o^{1/2}}{h_1^{1/2}}$ (1)

$Q_o = C\,B\,h_o^{3/2} i_o^{1/2}$ en

$Q_1 = (Q - X)\,C\,B\,h_1^{3/2} i_1^{1/2}$ (2)

Comb. (1) en (2) geeft

aanzanding = $h_o - h_1 = \frac{X}{Q} h_o$.

Fig. 7.3-2. Gem. aanzanding bij constante wateronttrekking bij verschillende rivierafvoeren.

Bij thermische electriciteitscentrales die water van een bevaren rivier aftappen, is de hoeveelheid water die afgetapt wordt soms van een zodanige omvang dat de hierdoor veroorzaakte aanzandingen hinder voor de scheepvaart kunnen geven. Dit is bijvoorbeeld te verwachten voor de centrale Dodewaard aan de Waal, waarbij gemiddeld 50 m^3/s zal worden afgetapt. Bij de laagwaterafvoer van de Waal van 500 m^3/s is dit een niet te verwaarloze hoeveelheid. In de bovenste schets van fig. 7.3-2 is de situatie gegeven;
280 m benedenstrooms van het aftappunt wordt al het water weer op de rivier teruggebracht. Aanzanding is te verwachten in het gearceerde gebied. Hoe groot is de te verwachten aanzanding indien we het vraagstuk vereenvoudigen tot twee-dimensionaal en dus in een dwarsprofiel een uniforme aanzanding aannemen. Het vraagstuk is op eenvoudige wijze op te lossen als we een permanente rivierafvoer aannemen. Met behulp van de formules voor water- en zandtransport is het resultaat te bepalen zoals dit is getekend onderaan de figuur. Bij middelhoge afvoeren bedraagt de aanzanding 15-17 cm, bij een laagwaterafvoer van 500 m^3/s wordt dit 25 cm. Hoewel we ook in dit geval het begrip "dominante afvoer" niet mogen gebruiken blijkt wel dat in het gebied waar de grote zandtransporten plaats vinden, de aanzanding vrijwel gelijk is, namelijk 15-17 cm. We kunnen dit dan ook aanhouden als gemiddelde bodemligging. Tijdens een laagwaterperiode kan het bodemverschil 25 cm. worden, dus een extra aanzanding in de bovenstroomse discontinuïteit van 8-10 cm, en een uitschuring van dezelfde grootte direct beneden het punt van terugvoeren van het water. Wat we met deze rekenmethode niet kunnen bepalen is de beweging van zandgolven vanuit de beide discontinuïteiten. Zandgolven bewegen zich zowel naar boven als naar beneden, maar de golven die naar boven plaatsvinden - als gevolg van terugstuwingseffecten - zijn te verwaarlozen klein.

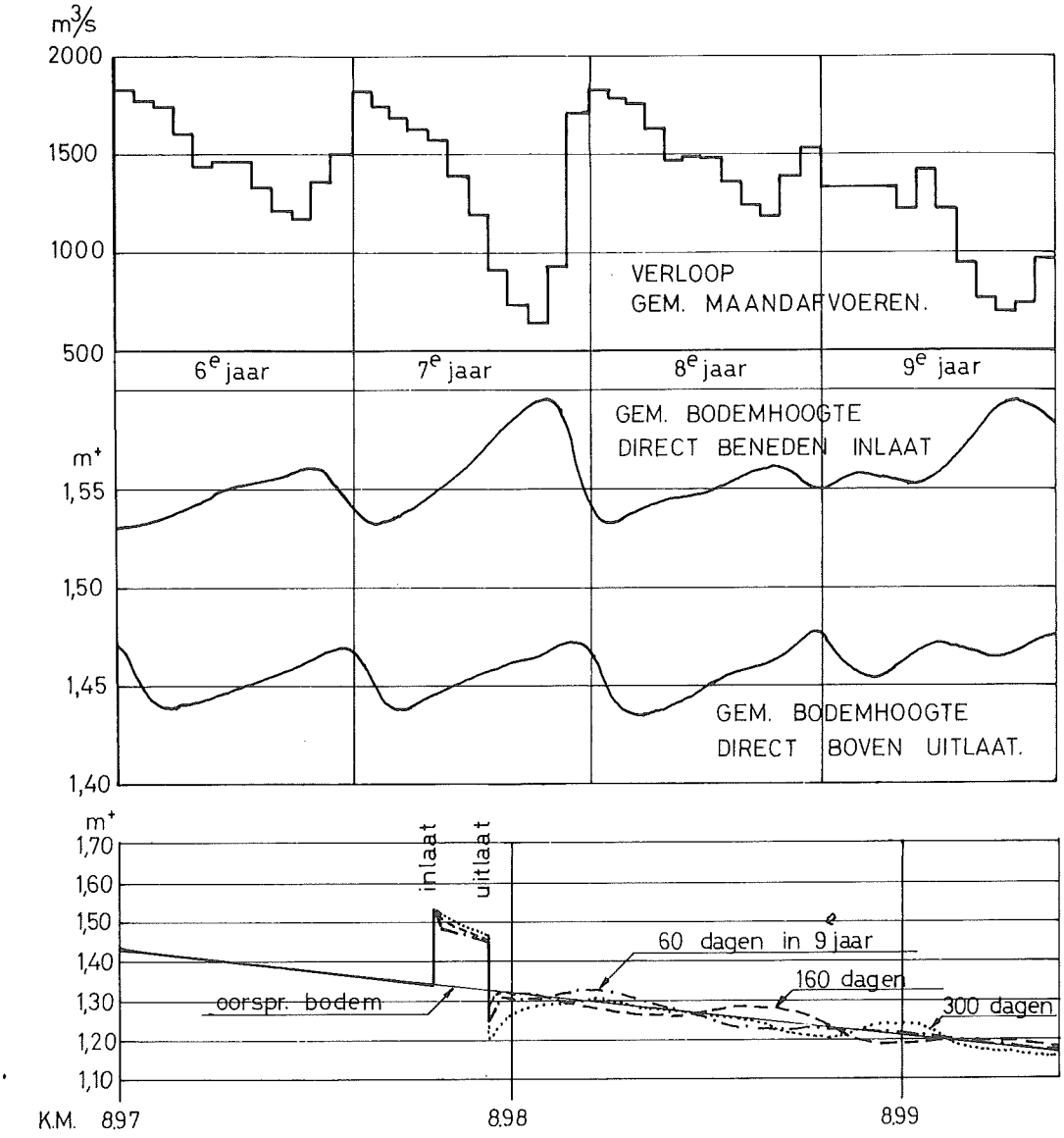


Fig. 7.3-3. Aanzandingen en zandgolven bij niet permanente rivierafvoer.

Wil men de beweging van de zandgolven, hun hoogte en voortplantingssnelheid berekenen dan dient men het tijdsafhankelijk rekenprogramma toe te passen zoals dat door dr. Vreugdenhil van het Waterloopkundig Laboratorium is ontwikkeld. In fig. 7.3.-3 is voor dit voorbeeld het resultaat van zijn methode aangegeven. Over een periode van 11 jaren werd met behulp van geschematiseerde gemiddelde maandafvoeren het verloop van de bodem berekend. In de figuur is voor het vrij normale 7e jaar, het natte 8e jaar en het droge 9e jaar het verloop van de bodem in de bovenste discontinuïteit gegeven en de demping ervan aan het benedeneinde van het vak met mindere afvoer. Tevens is het lengteprofiel getekend op een drietal tijdstippen in het 9e jaar.

Hieruit blijkt, dat de aanzandingen en uitschuringen op de discontinuïteiten ongeveer dezelfde waarde hebben als de eerdergenoemde, dat de zandgolven bij het verplaatsen dempen en dat hun voortplantingssnelheid gemiddeld 4 à 5 m per dag bedraagt.

Gezien de kleine verschillen en de van weinig belang zijnde verdere informatie kan men zich afvragen of het vele werk, verbonden aan het tijdsafhankelijk rekenen, wel verantwoord is. En dit dan vooral omdat beide rekenwijzen toch geen goed beeld geven van de werkelijkheid. De werkelijkheid is namelijk drie-dimensionaal en is nog niet voor berekening vatbaar. Op bepaalde punten van de dwarsprofielen zullen de aanzandingen een veelvoud zijn van de berekende, op andere punten kan zelfs uitschuring optreden. Modelonderzoek is dus toch nodig. Hiertegenover staat dat het tijdsafhankelijk rekenen toch wat meer inzicht geeft, en ook dat de verdere ontwikkeling van de wetenschap deze nog gebrekkige tussenstap nodig heeft.

Bij een dergelijk praktijkvraagstuk is, bij handhaving van de onttrekking en de kwaliteit van de vaarweg, een bevredigende oplossing nauwelijks te bereiken. Een doelmatige versmalling van de rivier, gebaseerd op een lage rivierafvoer, kan bezwaren geven ten aanzien van het aantal vaarstroken. De afstand van 280 m kan nooit tot nul worden gereduceerd. Ook als men, ter vermijding van recirculatie van warm water, de uitlaat op de andere oever recht tegenover de inlaat legt (met behulp van een dure leiding onder het rivierbed), zullen de stroombanen een knik maken met als gevolg plaatselijke aanzanding. Tenslotte is het mogelijk om een deel van het zand kunstmatig het traject van 280 m te laten passeren door het bovenstrooms op te baggeren en benedenstrooms weer te storten.

In het bovenstaande voorbeeld is weliswaar de rivierafvoer variabel maar de ontrekking is constant. Het probleem wordt nog gecompliceerder als ook de ontrekking van water in grootte varieert. Ook nu kan met een tijdsafhankelijke berekening worden nagegaan welke bodemveranderingen zullen optreden. Echter kan vaak met een eenvoudige berekening een indruk worden verkregen betreffende deze veranderingen. Een vraagstuk van bijzondere aard betreft de aanzanding van zandvangen, dit in verband met de vereiste frequentie van lediging. In het volgende komt dit nog

nader ter sprake.

4. De wijze van aftapping van water

De hoofdproblemen die bij de aftapping een rol kunnen spelen zijn:

a, de waterstand of het piezometrisch niveau in de aftapleiding ten opzichte van de rivierstanden;

b, het door het water getransporteerde sediment en andere drijvende of zwevende stoffen;

c, de stabiliteit van het aftappunt en van de riviergeul.

ad a

Indien de rivierstanden lager kunnen zijn dan de gewenste waterstand in het aftapkanaal zijn een drietal oplossingen mogelijk:

1, het aftappunt zover naar bovenstrooms verplaatsen dat de gewenste waterstand bereikt wordt;

2, het water in de rivier opstuwen met een in de rivier geplaatste vaste of regelbare stuw;

3, het aftapwater mechanisch omhoog brengen met een pomp, soms nog met handkracht.

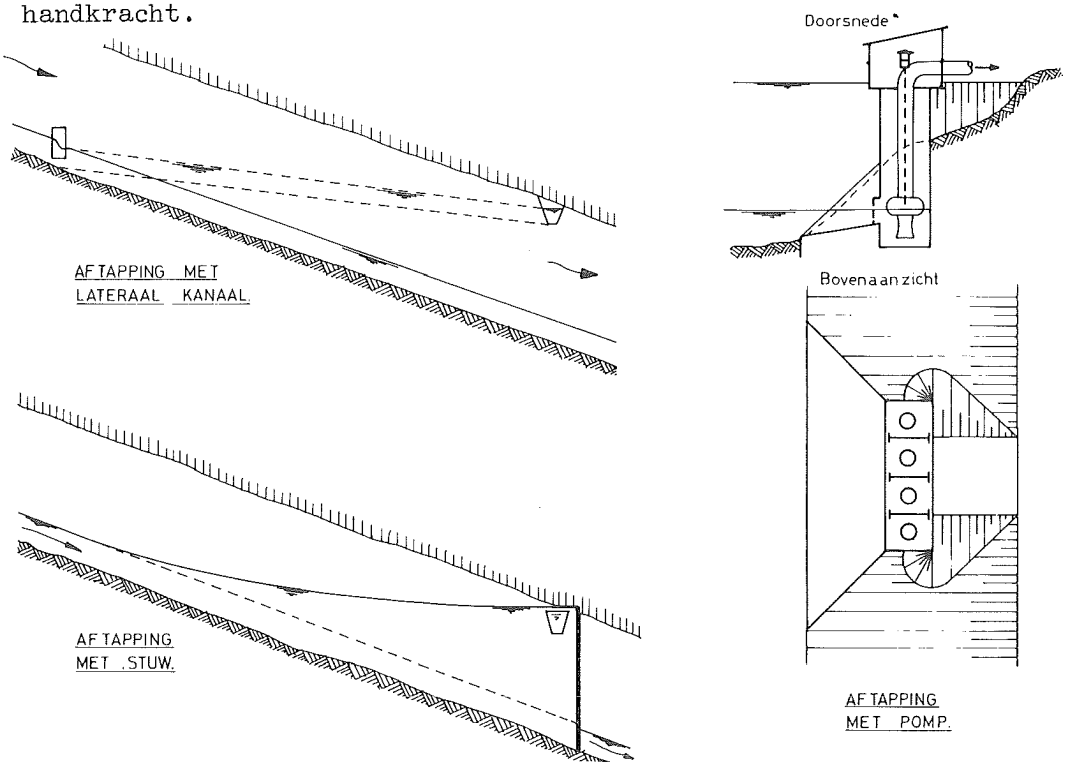


Fig. 7.3-4 Wijze van aftapping van water.

In figuur 7.3-4 zijn deze oplossingen schematisch weergegeven. De keuze uit deze oplossingen zal in hoofdzaak afhangen van een gekapitaliseerde kostenvergelijking.

Bij de eerste oplossing speelt het rivierverhang en het hoogteverschil tussen lage rivierstanden en kanaalwaterspiegel een grote rol; daarnaast ook de bodemgesteldheid en de eventuele kanaalbekleding.

Een stuw zal men niet gauw toepassen bij een grote, eventueel zelfs bevaarbare rivier. Dan is oppompen al gauw voordeliger; dit in het bijzonder indien het water in een drukleiding wordt afgevoerd waarbij het piezometrisch niveau ver boven het maaiveld kan liggen.

ad b

Meestal gaat het voornamelijk om bodemmateriaaltransport, zowel bodemtransport als zwevend transport. Het anorganisch spoelstransport evenals drijvende en zwevende organische stoffen en ijs kunnen in verschillende gevallen een rol spelen. In vrijwel alle gevallen van wateraftapping zal er naar gestreefd worden om bovengenoemde stoffen uit de aftapleidingen te weren, dit in verband met de kans op verstopping en de hoge kosten van schoonhouden. Een uitzondering wordt soms gemaakt voor silt en slib, maar dan moet de stroomsnelheid in de leidingen voldoende turbulent blijven en geen plaatselijke stroomverlammingen aanwezig zijn alwaar neerslag kan plaatsvinden.

De voorzieningen die getroffen worden om te verhinderen dat drijvende, zwevende en over de rivierbodem rollende stoffen de aftapleiding binnenkomen zijn van velerlei aard. Gesteld kan worden dat verreweg de beste oplossingen worden verkregen bij toepassing van een regelbare rivierstuw. Zo zal, bij toepassing van een constante gestuwde waterstand, drijvende stof kunnen worden tegengehouden met behulp van een duikschot in de mond van de aftapleiding. De onderdompeling ervan is een functie van de intreesnelheid van het water. Bij variabele rivierstand kan een drijvend schot worden toegepast, of een inlaatkoker waarvan de bovenkant ligt onder de laagste rivierstand, waarbij afgetapt wordt. In dergelijke gevallen kunnen we dan moeilijkheden krijgen door het binnentreden van bodemtransport. Ook voor het tegenhouden van ijs heeft de toepassing van

een rivierstuw voordelen. Indien de opstuwing een afdoende verlaging van het Froudegetal veroorzaakt kan een gesloten dun ijsdek ontstaan waaronder zich geen grondijs of sponsijs kan ontwikkelen.

Van de zwevende stoffen kan de grove organische stof met behulp van roosters worden geweerd. Uiteraard is periodiek schoonmaken noodzakelijk.

Van de anorganische zwevende sedimenten is het silt en slib moeilijk te weren. De concentratie in het dwarsprofiel van de rivier is homogeen; het doet er dus niet toe waar men onttrekt. Na aftapping kan het slib tot bezinking worden gebracht in grote bassins met lange verblijftijd. Na vulling zal het slib weggegraven moeten worden aangezien spoelen niet altijd mogelijk is in verband met de cohesie. Ten aanzien van het zwevend zand is de toestand veel gunstiger, in het bijzonder indien een rivierstuw wordt toegepast. Niet alleen is door de opstuwing een deel van het zwevend transport bezonken of naar diepere lagen uitgezakt maar bovendien is verval beschikbaar voor doorspoeling van de gevulde zandvangendie aan het begin van aftapleiding zijn aangebracht. Van deze zandvangen bestaat een schier eindeloze variatie van typen, zoals boven- of onderspoeling, intermitterend of continu, mee- of terugspoelend, enz. Een schematisch voorbeeld is ter toelichting gegeven in fig. 7.3-5.

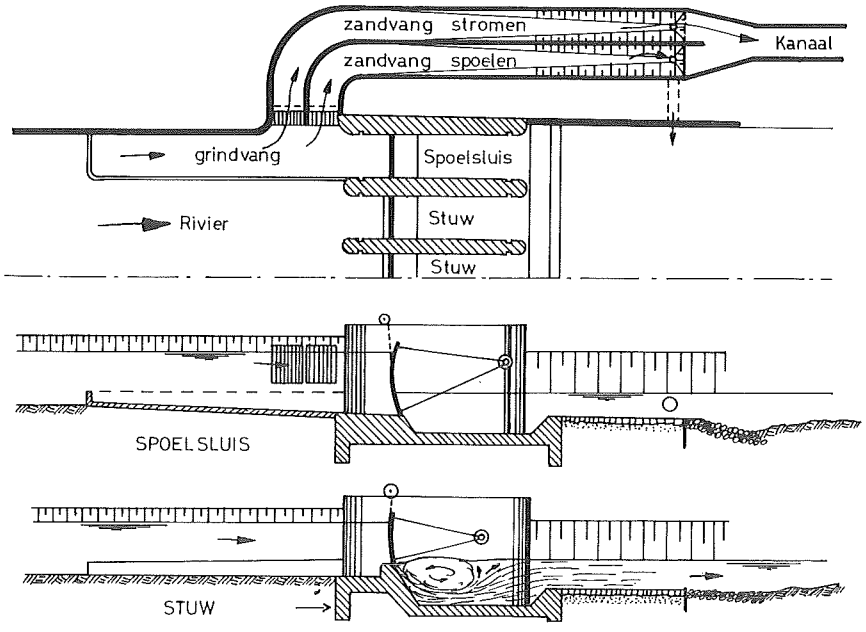


Fig. 7.3-5. Schematisch voorbeeld van een aftapwerk met zandvangen.

In dit voorbeeld komt het grove bodemtransport boven de stuwen tot neerslag, terwijl het fijnere zwevend transport het aftapkanaal binnendringt. Aan de zijde van het aftapkanaal is de stuw uitgevoerd als spoelsluis zonder drempel maar met betonnen grindvang bovenstrooms.
Periodiek wordt de spoelsluis opengezet waardoor de aangezande grindvang weer schoongespoeld wordt. Door de aanwezigheid van deze "kuil" wordt verhinderd dat bodemmateriaal het kanaal binnenkomt. In het aftapkanaal is een verruimd vak met stroomvertraging, uitzakken van de zwevend zand vertikaal en neerslag.
Na vulling met sediment wordt het kanaal aan de benedenzijde gesloten en wordt verbinding gemaakt met de rivier beneden de stuw. Dit kanaalvak spoelt dus geleidelijk weer schoon; een tweede zandvang zorgt nu voor de doorvoer van water en neerslag van het sediment. Voor details en varianten wordt verwezen naar de standaardwerken op het gebied van watervoorziening, irrigatie en waterkracht.

Veel moeilijker wordt het terughouden van zwevend zand indien het een ongestuwde rivier betreft. Aangezien het oppervlaktewater wat minder zwevend zand bevat dan de diepere lagen - althans van de grove fractie zwevend materiaal - heeft het enig voordeel om oppervlaktewater af te tappen. Zie hiervoor de berekening van Rouse, vermeld in de collegehandleiding sedimenttransport. Theoretisch zou ook aanbevolen kunnen worden om het aftappunt in een binnenbocht te maken. Maar dit gaat alleen op voor rivieren die in de binnenbocht steeds voldoende diepte hebben zoals de genormaliseerde Rijntakken. Bij natuurlijke rivieren zal men eerder de diepe buitenbocht opzoeken, mede in verband met de rivierwaartse richting van het bodemtransport.

Dit kan nog versterkt worden door de diepte in de buitenbocht te verkleinen en af te dekken door een hellende plaat (fig. 7.3-6). Tenslotte kan de methode Potapov worden toegepast zoals deze werd beschreven bij de reguleringswerken met tijdelijk effect. Met behulp van drijvende panelen wordt oppervlaktewater gestuurd in de richting van het aftappunt. De compenserende bodemstroom zal het bodemtransport de gewenste richting afwijzend van het aftappunt kunnen geven. Van deze oplossingen is niet altijd het verwachte resultaat bereikt; in het bijzonder bij ondiepe rivieren, die dan soms nog verplaatsende geulen hebben, is het terug-

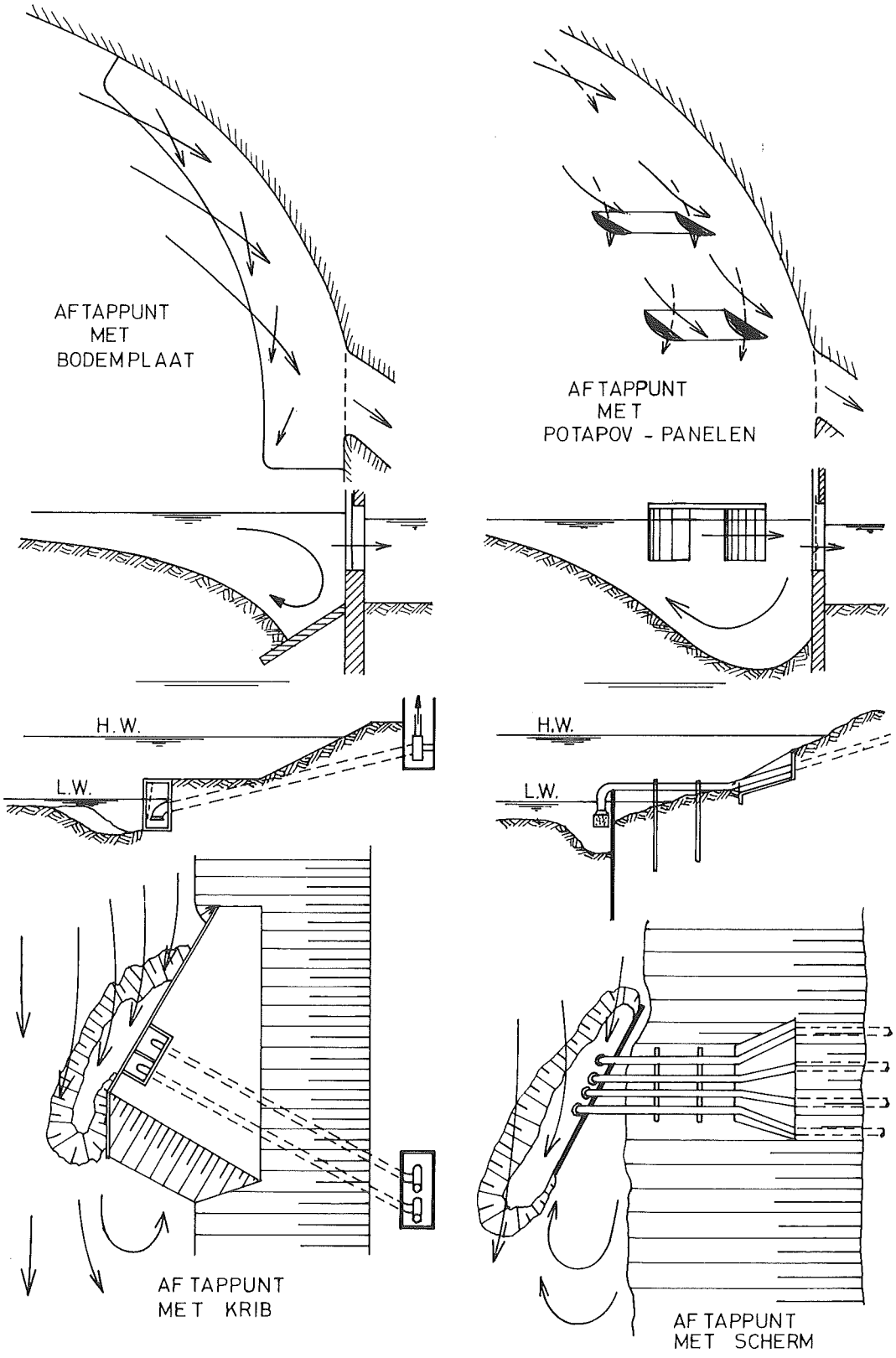


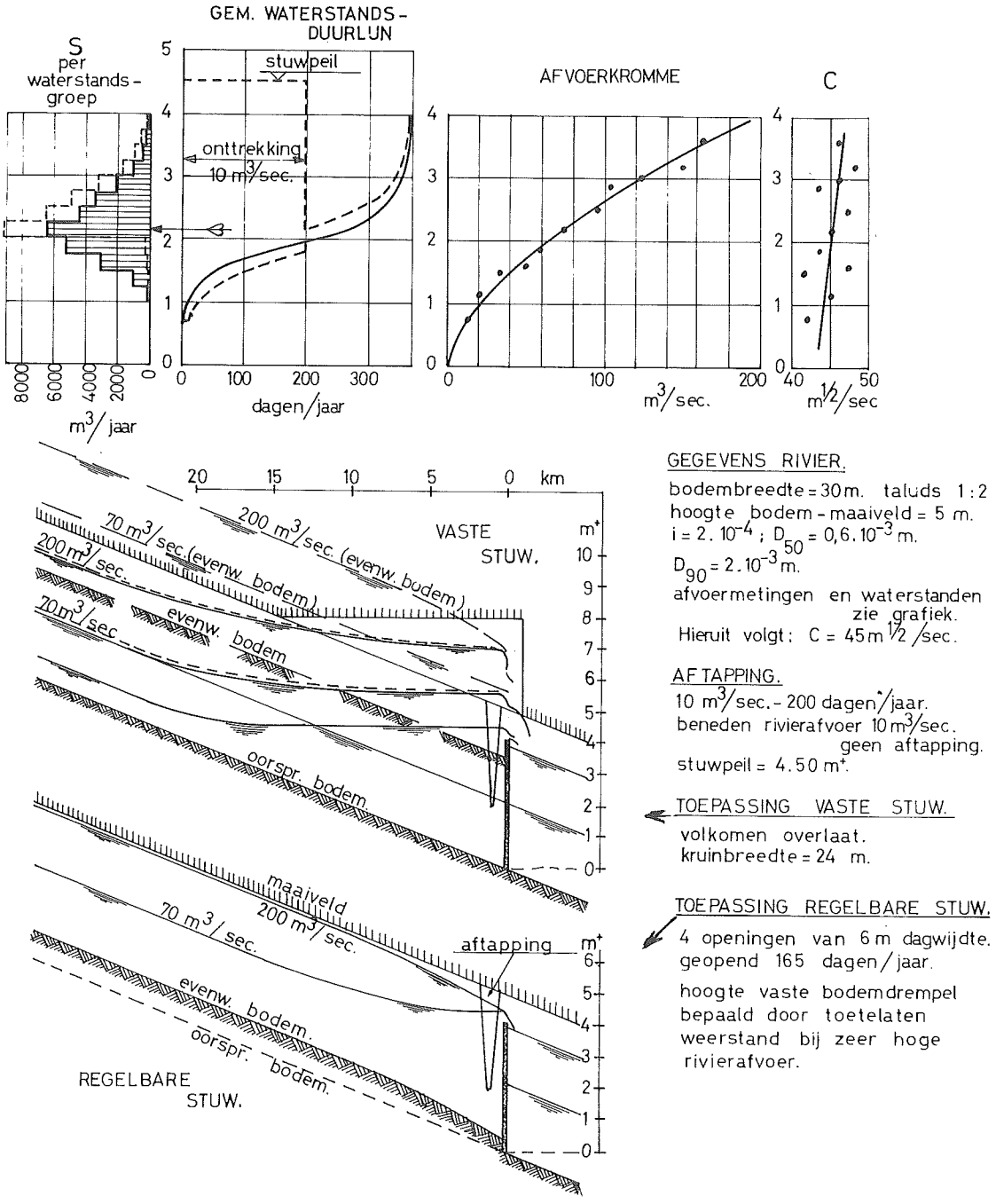
Fig. 7.3-6. Aftappen van ongestuwde rivieren.

houden van zand niet mogelijk.Het uitbouwen van een krib in de rivier is wel toegepast, teneinde aan de voorkant een kuil te vormen waaruit bij lage rivierstanden water kan worden afgetapt. Maar hier vinden bij hogere afvoer juist sterke zandopwervelingen plaats zodat men dan op een ander punt zou moeten aftappen. Tenslotte is men er wel toe overgegaan om een drijvend pompstation toe te passen waarmee men steeds op de meest geschikte plaats water kon aftappen en per pijpleiding naar de wal brengen. In vele gevallen zal men in de aftapleiding zangvangen moeten aanbrengen maar nu is geen verval beschikbaar voor doorspoelen. Oppompen van spoelwater wordt dan een enkele maal toegepast.

Zoals gezegd geeft de toepassing van een rivierstuw ook hier een betere oplossing al zijn er wel bezwaren. Aan de hand van een voorbeeld kan dit nader uiteengezet worden. Ook in dit voorbeeld is een tijdsafhankelijke berekening zeer gewenst om de variaties in bodemhoogte en de voortplanting van erosies en sedimentaties in beeld te brengen. Dit is hier niet gedaan, ook al omdat de berekening zeer gecompliceerd wordt; niet alleen waterafvoer en bodemhoogte variëren, maar ook aftapping en stuwpeil.

In fig. 7.3-7 zijn de gegevens vermeld van een fijnzandige rivier, waarvan ten behoeve van de landbouw in de droge tijd gemiddeld 10 m^3/s water moet worden afgetapt. Het stuwpeil in de rivier moet tenminste 4,50 m^+ bedragen; bij hogere standen regelt een schuif in het aftapkanaal de hoeveelheid af te tappen water.

Als eerste oplossing is een vaste stuw gekozen met een betrekkelijk kleine kruinbreedte, namelijk 24 m. De kruinhoogte wordt bepaald door de eis dat bij een afvoer over de stuw $\geq$ 10 m^3/s het stuwpeil 4,50 m^+ moet zijn. Met de formule van een volkomen overlaat $q = 1{,}7\ H^{3/2}$ vinden we $\frac{10}{24} = 1{,}7\ H^{3/2}$ of H = 0,4 m. Kruin = 4,50 - 0,40 = 4,10 m^+.
De permanente weerstand van de stuw veroorzaakt aanzanding in de bovenstroomse stuwkromme, een sterke aanzanding direct bovenstrooms van de stuw, en een sterke uitschuring direct benedenstrooms van de stuw. De sterke aanzanding geeft al gauw bezwaren voor het aftappen van water (+ zand); de sterke uitschuring geeft het risico van instabiliteit van het kunstwerk. Bovendien wordt bij hoge rivierafvoer de waterstand direct boven de stuw hoger dan het maaiveld zodat dijken moeten worden aangelegd.



GEGEVENS RIVIER.

bodembreedte = 30 m. taluds 1:2
hoogte bodem - maaiveld = 5 m.
$i = 2.10^{-4}$; $D_{50} = 0{,}6.10^{-3}$ m.
$D_{90} = 2.10^{-3}$ m.
afvoermetingen en waterstanden zie grafiek.
Hieruit volgt: $C = 45\ m^{1/2}/sec.$

AFTAPPING.

10 m³/sec. - 200 dagen/jaar.
beneden rivierafvoer 10 m³/sec. geen aftapping.
stuwpeil = 4.50 m+.

TOEPASSING VASTE STUW.

volkomen overlaat.
kruinbreedte = 24 m.

TOEPASSING REGELBARE STUW.

4 openingen van 6 m dagwijdte.
geopend 165 dagen/jaar.
hoogte vaste bodemdrempel bepaald door toetelaten weerstand bij zeer hoge rivierafvoer.

Fig. 7.3-7. Aftapping met behulp van een vaste of een regelbare stuw.

Na een zeer lange tijd gaat zich een nieuw bodemevenwicht instellen. Dit bodemevenwicht - of althans de gemiddelde bodemligging - dient bepaald te worden met een tijdsafhankelijke berekening. Een globaal inzicht is te verkrijgen door de waterstandsduurlijn te vervangen door een constante afvoer die hetzelfde jaartransport aan sediment geeft. In de grafiek links boven (getrokken lijn) is de verdeling van dit transport gegeven; het zwaartepunt ligt bij een waterstand van 2,10 m^+ en een afvoer van 70 m^3/s. Indien we aannemen dat deze afvoer permanent optreedt dan moet bij deze afvoer eenparige beweging optreden (zandtransport in alle doorsneden gelijk), dus rechte en evenwijdige verhang- en bodemlijn.
Bij 70 m^3/s wordt de energiehoogte boven de stuw:

$$4{,}10 + \left(\frac{70}{24.1{,}7}\right)^{2/3} = 4{,}10 + 1{,}40 = 5{,}50\ m^+$$

Bij ongestuwde rivier was de energiehoogte bij 70 m^3/s - 2,10 m^+.
De verhoging bedraagt dus 3,40 m. Door het stuwen worden bodem en waterstanden dus met deze waarden verhoogd.
Dit is in de figuur getekend; bij toepassing van de formule van Engelund-Hansen zouden bodem en waterstanden bovenstrooms van de stuw ongeveer 3,40 m stijgen, hetgeen ten aanzien van de waterstanden ook verder bovenstrooms ontoelaatbaar is. Daarom moet de oplossing gezocht worden in een beweegbare stuw, waarbij de weerstand gedurende hogere afvoeren geheel of gedeeltelijk wordt weggenomen.

Problemen die bij een beweegbare stuw aan de orde komen hebben onder meer betrekking op de sterkte van opstuwing en het aantal dagen dat gestuwd wordt, en op de weerstand die in de rest van het jaar aanwezig mag blijven. Het laatste resulteert dus in een permanente weerstand en dus in een permanente bodemverhoging bovenstrooms. Zou men dit laatste willen vermijden dan zou de snelheidshoogte - en dus de stroomsnelheid en het netto dwarsprofiel - in en direct beneden de stuw gelijk moeten zijn bij de hogere afvoeren. In dat geval is er dus geen vertragingsverlies en dus geen opstuwing gevolgd door aanzanding. Ook hier speelt dus weer het vraagstuk welke waterstand "dominant" is. Nemen we dit in het voorbeeld op 2,30 m^+ aan, dan zou het dwarsprofiel in de rivier 80 m^2 bedragen. Bij een dagwijdte in de stuw van 24 m zou de diepte dus 3,35 m bedragen; de stuwdrempel zou dus op 1,15 m^+ moeten liggen hetgeen in verband met aanzandingen tijdens lage afvoeren onaanvaardbaar is. Het

leggen van de drempel op de hoogte van de rivierbodem zal dus uiteindelijk redulteren in enige aanzanding en waterstandsverhoging. Uit constructieve overwegingen is het wel gewenst om deze vaste drempel nog wat hoger te leggen. In het voorbeeld is deze gelegd op 1 m^+, hetgeen resulteert in een opstuwing en dus aanzanding bovenstrooms van ongeveer 0,25 m. bij de "dominante" afvoer van 70 m^3/s.

In werkelijkheid zal deze aanzanding sterker zijn. Tijdens de gestuwde periode zal het zandtransport direct bovenstrooms van de stuw kleiner zijn dan verder bovenstrooms; in de figuur is dit getekend als gestippelde lijn in de zandvrachtverdeling links boven. De consequentie is dat tijdens ongestuwde rivier het zandtransport groter moet zijn dan meer bovenstrooms. De term $(hi)^{5/2}$ uit de formule van Engelund, en dus het quotiënt $(\frac{\bar{u}}{C})^5$, moet dus groter zijn. Uit de figuur blijkt dan in die periode het zandtransport ongeveer 50% groter moet zijn, dus $\bar{u}$ ongeveer 10%. Bij een dominerende waterstand van ruim 2 m^+ geeft dit dus nog eens een aanzanding van ongeveer 0,20 m. Het verhang neemt daarbij dus toe met ongeveer 30%. Meer bovenstrooms naderen de waarden voor h en i geleidelijk tot de waarden bij evenwichtsdiepte.

Uit het bovenstaande blijkt dat ook zonder tijdsafhankelijke berekening wel iets te zeggen valt over de gemiddelde veranderingen. Het zwakke punt blijft de schatting van de "dominante" afvoeren, terwijl de optredende zandgolven niet bekend worden.

Een punt van belang is de vraag of in het gegeven voorbeeld het sediment nog bezwaren kan geven voor de aftapping. Bij de hoogste afvoer waarbij nog water wordt afgetapt ($Q = 70\ m^3/s$; $A = 150\ m^2$) is:

$$\frac{Ri}{\Delta D} = \frac{\bar{u}^2}{C^2 \Delta D} = \frac{0{,}46^2}{45^2 . 1{,}65 . 0{,}6 . 10^{-3}} = 0{,}1$$

Dit is veel groter dan de grenswaarde voor beweging, welke bij de gegeven korreldiameter volgens Shields onder de 0,03 ligt. Er is dus zandtransport en de volgende vraag is of het zwevend transport van belang is. Maatgevend hiervoor is het quotiënt sleepsnelheid gedeeld door valsnelheid. Voor de zandkorrel met diameter $0{,}6 . 10^{-3}$ m blijkt dat:

$$\frac{U_X}{W} = \frac{\sqrt{ghi}}{10^{-1}} = \frac{3{,}15\ \bar{u}}{10^{-1}\ C} = 0{,}3$$

Er is dan vrijwel geen zwevend transport meer, en de noodzaak van een zandvang in de aftapleiding is dus niet aanwezig.

Tenslotte de aanzanding in de rivier tijdens de gestuwde periode. Berekenen we dit met Engelund dan blijkt dat in de ongunstigste toestand (Q = 70 m^3/s, stuwpeil 4,50 m^+) de aanzanding over de eerste kilometers bovenstrooms van de stuw minder dan een honderdste milimeter per etmaal bedraagt. Deze aanzanding kan dus nooit zo groot worden dat de aftapmond bodemmateriaal gaat trekken. Wel is er nog een complicatie ter plaatse van de stuw. Volgens Engelund bedraagt de transportcapaciteit hier bij de ongunstigste toestand nog ongeveer 2 m^3/etmaal. In geval van een stuw met bovenafvoer zou hier lokaal nog een vrij grote aanzanding kunnen optreden voordat het zand over de kruin heen zou worden gezogen. Zie hierover het gestelde in hoofdstuk 6.3. Bij onderafvoer, zelfs met een drempel van een meter of meer is dit niet het geval. Het zand wordt direct door de stuw gevoerd.

Uit het bovenstaande blijkt dat ook in de rivier geen zandvang met spuiinrichting nodig is. Dit komt omdat de opstuwing relatief groot is, en in de perioden van groot zandtransport de stuw open staat. Zou men een groot deel van het jaar moeten stuwen met een relatief kleine opstuwing dan zou het resultaat geheel anders zijn.

ad c

Uiteraard is het van groot belang dat het aftappunt gelegd wordt op een plaats waar oever en geul een stabiele ligging hebben. Bij rivieren die door natuurlijke oorzaken of door reguleringswerken vastgelegd zijn geeft dit geen moeilijkheden. Bij de grote meerderheid van rivieren ligt dit echter niet zo eenvoudig; vaak is er oevererosie of sedimentatie zoals bij de meanderende rivier; vaak is de geul niet stabiel zoals bij de zandbankenrivier en de vertakte of vlechtende rivier. In principe is elke rivier door bedreguleringswerken stabiel te maken. In werkelijkheid zal dit, zeker bij grotere en beweeglijke rivieren, economisch niet

haalbaar zijn, indien er geen andere belangen zijn die een dergelijke regulering vragen. Ten aanzien van plaats en doeltreffendheid van het aftappunt zal dan ook vaak een compromis-oplossing gekozen moeten worden. Dit kan bij een meanderende rivier betekenen dat het aftappunt niet in de diepe maar eroderende buitenbocht gelegd wordt maar nabij een rivierovergang. Bij een zandbankenrivier kan het nodig zijn om in sommige jaren een geul te baggeren door een passerende zandbank. Ook bij een vertakte rivier kan men proberen door baggerwerken een met verzanding bedreigde geul in stand te houden. Een enkele maal heeft men de oplossing gezocht in een drijvend pompstation. Van belang is steeds dat van te voren een grondig onderzoek wordt verricht naar mogelijke stabiele punten in de rivier. Ook als een dergelijk punt op vrij grote afstand ligt van de meest gewenste plaats van aftapping kan deze plaats toch gekozen worden als de extra kosten opwegen tegen het risico van een latere verplaatsing van het aftappunt.

7.4. Scheepvaart.

7.4.1. Inleiding.
7.4.2. Vervoersobjecten, goederen en goederenbehandeling.
7.4.3. Vervoersmiddelen, schepen en scheepvaart.
7.4.4. Vervoerswegen, rivieren en kanalen.
7.4.5. Vervoersknooppunten, aanlegplaatsen en havens.

7.4.1. Inleiding.

Watertransport, d.w.z. transport te water en niet transport van water, heeft van oudsher de mogelijkheid geboden voor het vervoer van grote eenheden en hoeveelheden. De ontwikkeling van de stoommachine aan het begin van de industriële revolutie gaf de scheepvaart een nieuwe impuls maar bracht ook de ontwikkeling van het railtransport. Zolang de spoorweg fungeerde als aan- en afvoerweg tussen industriegebieden en het riviertransport gaf dit een stimulans voor het watertransport. Maar al spoedig werden spoorwegen aangelegd langs rivieren (Mississippi, Ganges, Rijn), en begon een moordende en niet altijd eerlijke concurrentie. Dit resulteerde soms in een totale ondergang van het watertransport (Ganges), soms werd een evenwicht bereikt na ingrijpen van de overheid (steunmaatregelen of vervoersvoorschriften). Hetzelfde geschiedde toen na de ontwikkeling van de explosiemotor het wegvervoer een concurrent van betekenis begon te worden. Het evenwicht of verschuivingen in het evenwicht tussen de drie bovengenoemde transportmogelijkheden wordt ten dele bepaald door de topografie, de aanwezigheid van bevaarbare rivieren, de situering van bevolkings- en industriële concentraties, en de plaats van zeehavens. Het wordt echter ook ten dele bepaald door de transportondernemingen, die door betere organisatie, door investeringen en vernieuwingen proberen de nadelen van hun transport te verzachten en de voordelen beter uit te buiten. Tenslotte is er de overheid die door allerlei maatregelen probeert een evenwicht te bereiken; dit omdat alleen bij een gezonde toestand van elk van de transportcategorieën het algemeen belang gediend wordt.
In het bovenstaande is geen melding gemaakt van het luchttransport en het pijpleidingentransport; dit niet omdat het onbelangrijk zou zijn, maar omdat het exclusief en van andere aard is.
Het luchttransport is voorbehouden aan hoogwaardige, kostbare en urgente goederen die als devies hebben: tijd is geld (o.a. personen).

Pijpleidingentransport van vloeistoffen of met behulp van vloeistoffen vervoerde stoffen (erts) is sterk in opkomst mits het gaat om grote hoeveelheden en regelmatig transport.

Het grote voordeel van watertransport is gelegen in de lage kosten per ton/kilometer.
Dit komt omdat de bouw- en onderhoudskosten van het vervoermiddel laag zijn (alzijdig gedragen schip zonder assen), de ladingscapaciteit daardoor zeer groot kan zijn, de bemanning per ton lading zeer klein is, en de energiekosten gering zijn, mits langzaam gevaren wordt.
In dit laatste ligt echter ook een van de twee grote nadelen van watertransport, namelijk de traagheid. Het andere nadeel is de door de rivier voorgeschreven route. Daardoor is "huis tot huis" transport zelden mogelijk: een enkele keer kan dit bij een zeehaven aan de riviermond en industrieën gelegen langs de rivier (Rotterdam-Ruhrgebied). Soms bieden aansluitende kanalen nog uitkomst, maar in vele gevallen is overslag nodig naar trein- of wegtransport. Dit betekent extra kosten en risico en afhankelijkheid van het andere transport.

De aanwezigheid van de natuurlijke vervoersweg, de rivier, kan voordelen bieden in geval van een goed bevaarbare rivier, die geen ingreep of onderhoud vraagt. Maar dit is een uitzondering. Vele rivieren vertonen in dit opzicht mankementen in bepaalde riviervakken of in bepaalde perioden. Voorbeelden zijn ondiepe, nauwe, zich verleggende of onoverzichtelijke secties, stroomversnellingen, drijvende vegetatie of ijs, onstabiele oevers en afgesloten haventoegangen. De in dergelijke gevallen uit te voeren werken kunnen zeer kostbaar zijn al kunnen zij soms ook andere belangen dienen.

Als wij kijken naar de eerdergenoemde voor- en nadelen van scheepvaart, dan zal het streven erop gericht zijn om de voordelen zo hoog mogelijk op te voeren en de nadelen zo mogelijk te verzachten. De mogelijkheden hiertoe kunnen betrekking hebben op de vervoersobjecten, de vervoersmiddelen, de vervoerswegen of de vervoersknooppunten. In de volgende subparagrafen zullen deze nader bekeken worden.

7.4.2. Vervoersobjecten, goederen en goederenbehandeling.

De vervoersobjecten worden primair verdeeld in personen- en goederenvervoer. Voor de binnenscheepvaart is het personenvervoer over het algemeen verleden tijd, met uitzondering van wat toeristenvervoer en vervoer in een aantal rivierdelta's van ontwikkelingslanden (Nigerdelta in Nigeria en Ganges-Brahmaputra delta in Bangladesh). In deze delta's met vele kreken, rivierarmen en estuaria, doch zonder bruggen, is land- en spoorwegverkeer niet ontwikkeld en moeten de waterwegen voor het vervoer zorgen. De trage, door stoom aangedreven pakketboten met hun grote diepgang zijn vervangen door snelle doch weinig comfortabele motorboten, vaak gevaarlijk door overbelasting. Geleidelijk komt hierin verbetering, draagvleugelboten doen hun intree en de oude aanlegplaatsen, soms direct langs uitschurende oevers, worden meer en meer vervangen door echte terminals. Maar bij verdere ontwikkeling van het land zullen op den duur toch de land- en spoorwegen onmisbaar worden.

Het goederenvervoer werd vroeger onderverdeeld in massagoederen en stukgoederen en daar tussenin de massastukgoederen. De stukgoederen (vaten, kisten, kratten, zakken, bundels, enz.) hadden een zodanige omvang, dat een man met of zonder hulpgerei een eenheid kon overslaan. Maar dit beeld is in de moderne goederenbehandeling geheel verdwenen, behalve in sommige ontwikkelingsgebieden. In het vakgebied verkeerswaterbouwkunde en havens wordt uitvoerig ingegaan op de moderne ontwikkelingen. Hier zal slechts in het kort iets worden gezegd over de moderne goederenbehandeling.

De moderne goederenbehandeling wordt gekenmerkt door twee begrippen:

1. integratie van de vervoersketen;
2. differentiatie van de goederensoorten.

ad.1. Een vervoersketen bestaat uit transportschakels, overslagschakels, en verbindende bufferpunten.
Een transportschakel is bijvoorbeeld het varen van het geladen schip van A naar B en het eventueel leeg terugvaren. In A is dan een laadschakel, in B een losschakel. De civiel noemt dit overslag, de werktuigbouwer spreekt van intern transport, zoals de beweging van een kraan of een vorkheftruck. Tussen los- en laadschakel bevindt zich in vele gevallen een

verbindend punt, de buffer. Hoewel de buffer (het reservoir) extra kosten met zich brengt, ook al door een extra overslag, worden hierdoor de beide aansluitende transportschakels onafhankelijk gemaakt. Dit is vooral van belang indien de aan- of afvoercapaciteit van beide schakels sterk verschillen, bijvoorbeeld aanvoer door vrachtauto's over een langere periode en afvoer ineens door een groot zeeschip. Buffers geven dus een grotere efficiëncy voor één of voor beide schakels. Wachttijdvermindering is vooral voor de scheepvaart van groot belang; soms is deze groter dan de vaartijd. Voor een beter begrip het volgende voorbeeld van nog vrij primitieve aard.

Aardnoten uit Noord-Nigeria moeten worden verscheept naar een oliefabriek in Europa. De gerooide aardnoten worden op het veld in zakken gedaan, met de hand overgeslagen in vrachtauto's, die naar de buffer bij het spoorwegstation rijden. De aanvoer is zo langzaam en ongeregeld, dat hier een buffer noodzakelijk is. Uit de buffer worden de zakken met handkracht in de trein geladen. Deze schakel brengt de goederen naar een rivierhaven waar duwkonvooien wachten. Hier geen buffer omdat de capaciteiten beter op elkaar zijn ingesteld. Met handkracht overgeslagen; het duwkonvooi vaart naar de zeehaven. Op stroom moet worden overgeslagen in het zeeschip, aangezien geen kaden aanwezig zijn. De duwbakken dienen in feite tevens als buffer: dit kan omdat de duwbakken goedkoop zijn en de duwboot met andere bakken kan vertrekken. Overslag met scheepsgerei. Transport naar Europa, overslag van de zakken naar loods en daarna overslag in ander transportmiddel dat de zakken naar de fabriek brengt. Bij deze oplossing wordt dus met zakken gewerkt. De wijze van verpakking bepaalt de hele keten omdat het weinig zin heeft om onderweg bijvoorbeeld over te schakelen op bulkvervoer (los gestorte aardnoten), op pneumatische overslag en op silo's als buffer. In de keten moet alles op elkaar afgestemd zijn, de vervoermiddelen, de overslagmiddelen en de soort van buffer. Maar dat houdt dan direkt in dat voor verschillende goederen, of liever gezegd verschillende verpakkingen, ook verschillende soorten schepen, overslagmiddelen en buffers nodig zijn. De integratie betekent dus automatisch differentiatie naar goederen.

ad. 2. Kenmerken voor de binnenscheepvaart zijn dus traagheid, massaliteit, lage kosten en beperkte vrijheid in route. Daarom is deze binnenscheepvaart vooral aantrekkelijk voor massale, weinig rente dragende basisstoffen, dus massa- of bulkgoederen als zand, grind, kolen, ertsen, ruwe mine-

rale olie, graan; iets minder reeds voor halfprodukten zoals olieprodukten, spijsolie, chemische vloeistoffen, suiker, cement; ook voor massastukgoederen zoals balen katoen, wol, jute, enz. Gebundeld betonijzer, stalen buizen, houtprodukten nemen ook een tussenpositie in. Typerend is de verandering die in ons land het transport van baksteenprodukten heeft ondergaan. Vroeger had dit in hoofdzaak per schip plaats, maar na de oorlog werden deze produkten snel kostbaarder en urgenter. Door de toepassing van verpakkingsmiddelen zoals krimpfolie, kwam steeds meer het karakter van stukgoed naar voren; thans vindt dit transport in hoofdzaak langs de weg plaats.

Stukgoed betreft in vele gevallen kostbare eindprodukten. Watertransport kan onder bepaalde omstandigheden nog wel de voorkeur genieten, mits ten minste aan twee eisen wordt voldaan. In de eerste plaats moet de snelheid van transport worden opgevoerd en in de tweede plaats dient de overslag efficiënt te zijn zodat de ligtijd beperkt wordt. Een voorbeeld geeft het stukgoedtransport tussen Rotterdam en Bazel. Een sneller transport betekent hogere tarieven per ton kilometer maar dit kan tot een bepaalde hoogte nog wel concurrerend zijn met spoor- en wegtarieven. Wat betreft de overslag gaat de binnenscheepvaart ook steeds meer over op de moderne goederenbehandeling, al kan men niet zover gaan als bij de zeescheepvaart. Het uniform maken van het stukgoed, het toepassen van transportpalletten, met aangepaste kranen, vorkheftrucks en loodsen, vindt meer toepassing. Het toepassen van grotere eenheden, zoals containers,vindt bij de binnenvaart nog weinig toepassing. Dit kan blijkbaar niet concurrerend worden gemaakt. De kostbare investeringen hiervoor in aangepaste schepen en kostbare overslag zijn blijkbaar niet rendabel te maken bij het relatief geringe aanbod. Wel is een ander type grote eenheden in opkomst. Dit betreft het transport van drijvende lichters, aangevoerd door zeeschepen net als containers in de zeehavens, aldaar te water gelaten en verenigd in duwkonvooien. Een voorbeeld is het L.A.S.H.-systeem, zoals dit bij het onderwerp verkeerswaterbouwkunde en havens nader wordt besproken.

7.4.3. Vervoersmiddelen, schepen en scheepvaart.

In de verschillende delen van de wereld treft men nog steeds een grote verscheidenheid in schepen aan. Ten dele zijn zij sterk verouderd, zoals de cano's, de countryboats en de jonks; hun laadruim is gering, de voortbeweging geschiedt ten dele nog door zeilen, roeien, jagen of bomen. Toch

vervullen zij nog wel een nuttige funktie bij de aan- en afvoer van goederen naar en uit de havens in de binnenlanden. In Nederland zijn de oude typen, zoals tjalken en spitsen verdwenen. Een deel ervan werd gemotoriseerd; hieruit ontwikkelde zich het moderne motorschip met groot motorvermogen en grote laadcapaciteit (1.000-2.000 ton laadvermogen). Een ander deel werd niet gemotoriseerd maar verenigd in sleepkonvooien, getrokken door sleepboten. Hieruit is het moderne sleepkonvooi ontstaan, waarbij een aantal aken met groot laadvermogen (1.000-2.000 ton) getrokken wordt door één of twee sterke sleepboten.

In andere delen van de wereld is de ontwikkeling anders geweest. Op vele wateren kwamen in de vorige eeuw de raderstoomboten tot ontwikkeling, meestal dienstdoende als gemengd vracht- en passagiersschip. Vergroting van de vrachtcapaciteit werd gevonden door het langszijnemen van bakken. Op de Mississippi groeiden deze eerste duwconvooien uit tot ware eilanden. Een verdere ontwikkeling bracht het moderne duwconvooi met uniforme bakken en een meer efficiënte duwboot.

In de moderne binnenscheepvaart zien we nu dan ook het motorschip, het sleepconvooi en het duwconvooi. Hiervan verliest het sleepconvooi meer en meer terrein. Ook in West-Europa komt het duwconvooi op de voorgrond. De oorzaak is ten dele gelegen in het bemanningsprobleem. Op elk sleepconvooi is bemanning vereist. Vroeger waren dit schippersgezinnen, maar in de huidige tijd is daar geen belangstelling meer voor. Op het duwconvooi is aantrekkelijke behuizing op de duwboot. Bovendien wordt het nu mogelijk om twee ploegen bemanning aan boord te hebben en één ploeg aan de wal. Dag en nacht varen, 365 dagen per jaar wordt nu mogelijk.

Een bezwaar van de grote, stijve duwconvooien zijn de afmetingen, die bij smalle of bochtige of druk bevaren rivieren de afmetingen beperken. Dit is op de Rijn het geval, maar nog sterker op de Maas. Op de IJssel is zelfs geen convooi van enige betekenis mogelijk. Sleepconvooien zijn in dat opzicht in het voordeel.

De toe te laten afmetingen van de schepen en ook de vereiste voortstuwing is dus afhankelijk van het type te bevaren rivier, de stroomsnelheden en stroomversnellingen, maar ook van de eventueel aansluitende kanalen.

Een bijzonder probleem levert de te kiezen diepgang der schepen. Vele rivieren vertonen een sterke variatie in waterstanden en dus in waterdiepte op de voor de scheepvaart maatgevende ondiepten. Deze waterdiepte kan in het jaar variëren tussen vrijwel nihil tot meer dan vijf meter. Hoe groter

men de geladen diepgang van het schip kiest, hoe zwaarder het schip en dus hoe groter de ongeladen diepgang. In feite is het een optimalisatie vraagstuk waarbij veel faktoren kunnen meespelen, zoals de wens scheepvaart te handhaven ook in de laagwaterperiode, zij het met gedeeltelijke belading. Op de Rijn wordt als diepgang van de schepen een maat van 2,50 à 2,70 m. aangehouden. In ruim 5% van de tijd is deze diepte niet beschikbaar en kan slechts ten dele beladen worden. De diepte van eventueel te bevaren aansluitende kanalen speelt hierbij ook een rol.
Uiteraard is tegenwoordig het streven om de ongeladen diepgang zo klein mogelijk te houden, bijvoorbeeld door gebruik van lichtmetalen. Bij duwvaart moet de diepgang van de duwboot kleiner zijn dan van de geladen bakken, zodat bij vastvaren de duwboot losgekoppeld kan worden.
Uiteraard dient de waterdiepte groter te zijn dan de scheepsdiepte. Op kanalen met horizontale bodem wordt hiervoor aangehouden een overdiepte van tenminste 30%, dit ter wille van een goede manoeuvreerbaarheid en een kleine vaarweerstand. Hierin zijn dan begrepen de bij het varen optredende verschijnselen squad en inzakking. Squad is het kantelen van het schip in lengterichting door de drukverdeling van het onder het schip terugstromende water. Door bij trimmen, d.w.z. door verandering van de gewichten op voor- en achterschip, is dit op te heffen. Inzakken van het schip wordt veroorzaakt doordat de waterspiegel opzij van een varend schip daalt; het schip vaart dus in een kuil. Op dit verschijnsel van de retourstroom en de spiegeldaling wordt in het vak verkeerswaterbouwkunde nader ingegaan.
In tegenstelling tot een kanaal is in de vaargeul van een rivier de bodem niet horizontaal. In buitenbochten is de diepte veel groter dan in rivierovergangen. Bovendien zijn slechts enkele extreem ondiepe overgangen bepalend voor de scheepvaart. De 30% overdiepte geldt hier dus niet; bij de maatgevende ondiepten kan een afvarend schip zelfs drijvend passeren; voor de opvaart ligt dit iets ongunstiger omdat het schip dan tegen de stroom op moet, en er dus enige retourstroom langs het schip en dus enige inzakking optreedt.
De breedte van schepen houdt verband met de meest economische vorm van het grootspant (dwarsprofiel). Het quotiënt breedte-diepte komt dan in de buurt van 2, maar dit zou voor ondiepe wateren een veel te klein schip geven. In de binnenvaart ligt dit quotiënt daarom dichter in de buurt van 4. Het Europaschip, een veel gebezigd type op onze wateren heeft bij een ladingcapaciteit van 1.350 ton afmetingen van 80 x 9,50 x 2,50 m. Een grote duw-

eenheid, bestaande uit 2 x 2 bakken plus duwboot komt op 185 x 22,80 x 3,30 m. Op rivieren met hun relatief grote vaargeulbreedte geven deze breedtematen over het algemeen geen bezwaren. Op een druk bevaren rivier als de Waal, met schepen die verschillende snelheid hebben en waar dus inhaalstroken nodig zijn, zijn de vereiste vier stroken niet overal aanwezig, hetgeen tot bezwaren kan leiden in het bijzonder als door de aanwezigheid van obstakels (bochten, brugpijlers, kaden, kanaalmondingen) verdere hinder wordt veroorzaakt. Op een rivier als de Mississippi met plaatselijk sterke bochten kunnen de zeer lange duwkonvooien soms nauwelijks de bocht passeren en moet een opvarend convooi soms wachten op een afvarend convooi.

De verscheidenheid aan schepen die op de verschillende rivieren wordt aangetroffen loopt sterk uiteen. Op een rivier als de midden-Mississippi zijn het in hoofdzaak grote duwconvooien. Op vele tropische rivieren zijn het voor een groot deel nog oude scheepstypen met een enkel motorschip of duwconvooi. Op de Rijn zijn het de motorschepen, de duwconvooien en sleepconvooien, maar toch ook nog oudere motorschepen. De motorschepen zijn soms gespecialiseerd, zoals olietankschepen, chemische vloeistoffen, cement, enz; de duwconvooien worden in hoofdzaak gebruikt voor kolen, ertsen, enz. Naast deze typen schepen varen er vooral op de benedenloop van rivieren in sommige landen de kleine of grote kustvaartuigen. De kleine kustvaartuigen (inland coasters) hebben ongeveer dezelfde maten als de binnenvaartuigen. Zij zijn enigermate zeewaardig en kunnen kustroutes volgen, zoals bij ons de houtschepen naar de Oostzee. Daarentegen zijn de oceangoing coasters geheel zeewaardig; zij bevaren de kusten van de wereld en hun diepte en vaste masthoogte is groter dan van binnenvaartuigen, waardoor zij in vele gevallen niet in staat zijn om ver de rivieren op te varen.

Bij de ontwikkeling van de scheepvaart wordt steeds meer gebruik gemaakt van moderne informatie- en communicatiemiddelen, zoals radiotelefoon, radar, echolood. Ook dit wijst dus in de richting van grotere vervoerseenheden en dus grotere vaardiepten op de vervoerswegen. Ook in de ontwikkelingslanden zal men onontkoombaar deze weg moeten inslaan en de kleine eenheden moeten reserveren voor lokaal vervoer.Daarnaast geldt voor ontwikkelingslanden in het bijzonder, dat de organisatie van het vervoer en de vervoersmiddelen meestal nog veel te wensen overlaat.

7.4.4. Vervoerswegen, rivieren en kanalen.

In de inleiding werd reeds opgemerkt dat bij de binnenscheepvaart de vervoersweg wel in vele gevallen van nature aanwezig is, maar dat deze grote gebreken kan vertonen, waardoor de ontwikkeling van deze categorie van vervoer sterk geremd wordt. Verbetering van de bevaarbaarheid van een rivier is dan ook veelal een voorwaarde voor ontwikkeling van het vervoer. De ervaring leert echter dat rivierverbeteringen vaak zeer grote kosten met zich brengen, die economisch gezien niet gerechtvaardigd zijn tegenover de in de naaste toekomst te verwachten ontwikkeling van het vervoer. Daarom is het, indien mogelijk, aangewezen om de rivierverbetering in fasen aan te brengen, waarbij elke fase weer voldoende stimulans geeft voor verdere ontwikkeling van het vervoer. Bij vele rivieren bestaat deze eerste fase uit een betere informatie aan de scheepvaart over mogelijkheden en moeilijkheden van de rivier.

Vanouds kent men de loodsboeken die algemene informatie geven van min of meer permanente aard. Hetzelfde is het geval met rivierkaarten. In combinatie met kilometerborden langs de rivieroever kan hierdoor algemene informatie worden gegeven. Dit is echter geen actuele informatie. Het publiceren van peilkaarten met gegevens over de ligging, breedte en diepte van de vaargeul heeft over het algemeen geen zin bij rivieren die een variabele ligging van het rivierbed vertonen. Actuele informatie wordt wel gegeven in de vorm van mededelingborden langs de rivier, dagelijkse radioberichten en gedrukte bulletins. Hierin kunnen mededelingen worden gedaan betreffende waterstanden, vaardiepten, wrakken en andere tijdelijke obstakels, verlegde boeien, gedoofde lichten enz.

De markering van de vaargeul is een ander middel tot informatie. Deze markering wordt soms gegeven in de vorm van walbakens die aangeven aan welke oever de vaargeul ligt en waar oversteken zijn. Dit bakensysteem is praktisch alleen mogelijk bij een stabiele ligging van een enkelvoudige vaargeul. Een betere markering wordt gegeven door boeien, eventueel verlicht of voorzien van radarreflectoren.

Bij het zogenaamde laterale systeem wordt één van de begrenzingen van de vaargeul aangegeven, bij een nauwe vaargeul beide begrenzingen.

Tegenover dit scheepvaart aantrekkende systeem van bovenrivieren wordt op brede benedenrivieren het cardinale systeem toegepast, waarbij de ondiepten en andere punten van gevaar worden aangeduid. Het behoort tot de taak van de rivierbeheerder deze informaties te verstrekken, de ligging van de

boeien te controleren, enz. In vele gevallen behoort ook tot zijn taak het opruimen van wrakken, van drijvende boomstammen en soms van ijs (Rijn) of van verstoppingen door drijvende planten (Nijl, Congo).

Een eerste stap in de verbetering van de bevaarbaarheid van alluviale rivieren bestaat vaak in het periodiek wegbaggeren van ondiepten. In hoofdstuk 6 wordt hierover het een en ander vermeld. In het volgende wordt nader ingegaan op dit baggeren ten behoeve van de scheepvaart.
Maatgevend voor de bevaarbaarheid van een riviervak zijn meestal een aantal ondiepe rivierovergangen (crossings). Vooral indien het rivierbed vertakt is kunnen deze crossings relatief zeer ongunstig zijn. Een enkele maal kan de vaargeulbreedte in scherpe bochten beperkingen opleggen aan de scheepvaart. Deze toestand wordt verder ongunstig beïnvloed door het optreden van hoogwatergolven. In paragraaf 3.2. is dit nader toegelicht; tijdens het hoogwater wordt het beeld van het geulenstelsen verstoord, op de rivierovergangen treedt aanzanding op, terwijl de geulen in de buitenbochten verder uitschuren, maar soms wel smaller worden door de sterkere dwarshelling van de bodem. Na het passeren van de hoogwatergolf treedt het omgekeerde verschijnsel op, de ondiepten gaan uitschuren en de diepe geulen aanzanden. Maar hierbij treedt sterke naijling op en de scheepvaart ondervindt spoedig hinder. Door na het hoogwater tijdig een geul te baggeren door de rivierovergang tussen twee diepe buitenbochten, kan de scheepvaart geholpen worden. Hierbij komen onder andere de volgende problemen naar voren. Na het hoogwater moet tijdig de vaargeul gepeild worden ter bepaling van de lokatie en de ernst van de te verwachten maatgevende overgangen. De te baggeren hoeveelheden moeten worden bepaald. Bij dit laatste zou het van belang zijn om te weten hoe het natuurlijk uitschuringsproces zou verlopen. Dit vraagt echter om een drie-dimensionale tijdsafhankelijke berekening die nog niet mogelijk is. Begint men te vroeg met baggeren, dan kan er nog zoveel sedimenttransport zijn, dat de gebaggerde geul weer aanzandt; is men te laat dan wordt de scheepvaart gestremd. Een volgend probleem is of direkt gebaggerd moet worden tot de uiteindelijke diepte bij laagwater, of dat dit beter in etappes kan gebeuren. Als er in een vak een aantal ondiepten aanwezig zijn, welke moet dan de volgorde van baggeren zijn. Hoeveel baggermolens geven een optimaal effect. Tenslotte is er altijd het economische vraagstuk van de gewenste vaardiepte. Bij een kleine verbetering van de bestaande toestand is het aantal maat-

gevende punten klein en de te baggeren hoeveelheden gering. Bij een gewenste grotere verbetering neemt het aantal punten toe, maar ook de hoeveelheden per punt. Het aantrekkelijke is dat bij toename van het verkeer de toestand steeds beter kan worden gemaakt; de toenemende kosten zijn dan ook verantwoord.
De voordelen van periodiek baggeren als eerste verbetering van een ontwikkelingsrivier zijn groot ten opzichte van andere oplossingen. De kosten kunnen in den beginne klein zijn vergeleken bij de uitvoering van permanente werken. Een betere kennis van het gedrag van de rivier kan de volgende jaren worden verkregen. En tenslotte de oplossing is zeer flexibel. Vooral bij rivieren waar de maatgevende ondiepten in opeenvolgende jaren van plaats kunnen variëren is de oplossing aangewezen. Periodiek baggeren is uiteraard aantrekkelijk voor tropische rivieren die slechts eenmaal per jaar hoogwater hebben; minder voor depressierivieren met een aantal hoogwaters in variërende maanden. Een eis die altijd gesteld moet worden is dat de organisatie deskundig is en dat over goed meet- en baggergereedschap wordt beschikt.

Bovengenoemd periodiek baggeren dient dus jaarlijks te worden uitgevoerd. Baggerwerk van een meer permanent karakter wordt soms uitgevoerd bij het afsnijden van scherpe rivierbochten, of het overbelasten met zand en daardoor afsluiten van ongewenste vertakkingen. Het risico bestaat dat dit geen permanente verbetering geeft als de bochtafsnijdingen niet worden vastgelegd. Dit behoort tot de permanente verbetering van het rivierbed.

Permanente bedregulering is niet alleen een kostbare onderneming; het geeft ook risico's, niet ten aanzien van het eindresultaat, maar bij de uitvoering van de werken. Het eindresultaat is te voorspellen aan de hand van een vergelijking met goede riviervakken in dezelfde rivier. De uitvoering kan problemen geven, in het bijzonder bij zeer beweeglijke rivieren. Voert men de werken in een langzaam tempo uit, dan kan het hele rivierstelsel verschoven zijn voordat stabilisatie verkregen is. Voert men te snel uit dan kan de rivier niet zelf de geulen op capaciteit uitschuren, maar moet kostbaar baggerwerk verricht worden. In fig. 7.4.-1. is het voorbeeld gegeven voor de regulering van een riviervak van de Vistula (Weichsel), uitgevoerd in de jaren 1940-1943.

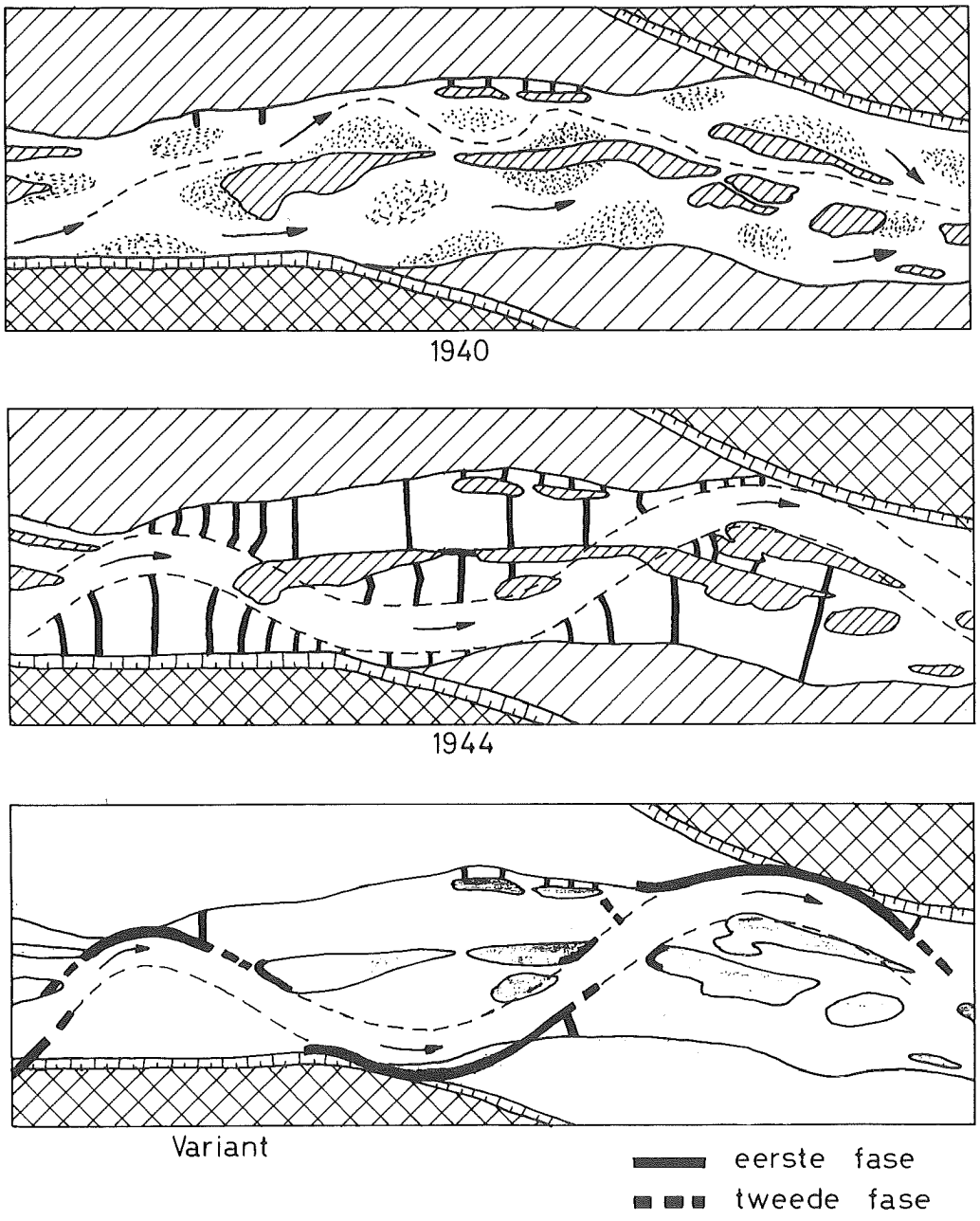


Fig. 7.4.-1. Regulering van de Vistula.

In dit geval werd de regulering verkregen door de uitbouw van een groot aantal dwarsdammen door het rivierbed. De kruin van deze rijshouten dammen werd even boven de middelbare rivierstand gelegd. Het baggeren werd beperkt tot het wegnemen van enkele eilandgedeelten. Bij een volgend hoogwater bleek de capaciteit van het bed zodanig te zijn afgenomen, dat over de dammen grote vervallen optraden, waardoor vele vernielingen ontstonden. Dit had voorkomen kunnen worden door het in eerste fase uitvoeren van

langswerken die de capaciteit niet sterk doen afnemen maar wel geulvorming stimuleren (variant in onderste figuur). Na vorming van de nieuwe geul had dan een geleidelijke uitbouw van de werken kunnen plaatsvinden (gestippelde lijnen).
Bedregulering is tegenwoordig alleen nog maar aantrekkelijk als andere belangen hier ook om vragen (haven, waterinlaat, brug enz.) of als het gaat om een sterk meanderende of vlechtende rivier. Zo niet dan is na de eerste fase van periodiek baggeren meestal afvoerregulering of kanalisatie de volgende stap.

Afvoerregulering kan in enkele gevallen een aantrekkelijke oplossing geven voor de verbetering van de scheepvaart, maar dan moet wel aan enige voorwaarden worden voldaan. In de eerste plaats dient de gemiddelde jaarafvoer in een vrij droog jaar zo groot te zijn, dat daarbij de rivier bevaarbaar is. In de tweede plaats moet voldoende reservoir berging stroomop van de scheepvaartroute aanwezig zijn om een vrij grote hoogwatergolf te kunnen bergen.
Aftopping van een hoogwatergolf door berging biedt altijd voordeel voor de scheepvaart. In fig. 7.4.-2. wordt dit nader geïllustreerd.

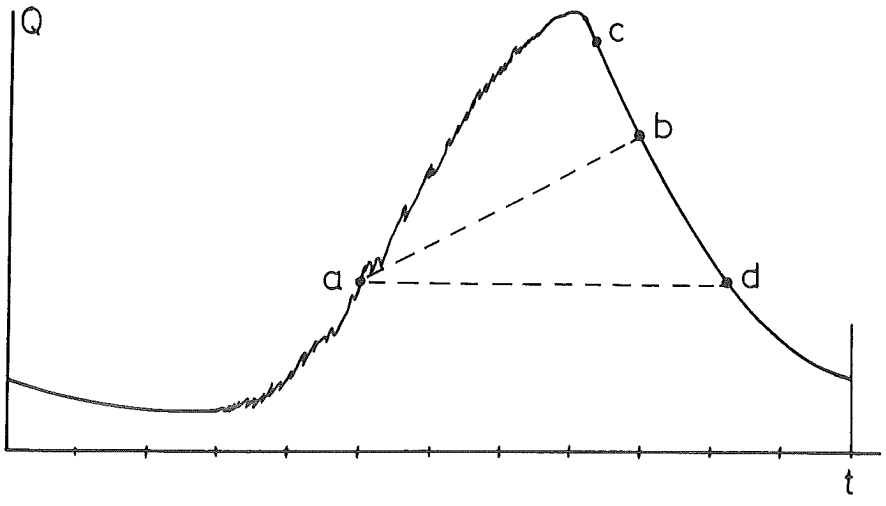


Fig. 7.4.-2. Afvoerverlooplijn en bevaarbaarheid.

Bij de afvoerverlooplijn van de tropische rivier met één hoogwatergolf per jaar wordt de rivier bevaarbaar bij punt A. Na het passeren van de golf is het geulenstelsel bedorven en wordt de rivier reeds onbevaarbaar bij B.

In werkelijkheid zal de scheepvaart reeds eerder verdwijnen (C) teneinde het risico te ontgaan om vast te varen en tot het volgende regenseizoen op de zandbank te blijven zitten. Vangt men de hoogwatergolf volledig op, dan wordt de rivier niet bedorven en kan men varen tot tijdstip D. In werkelijkheid zal het resultaat meestal niet zo gunstig zijn omdat niet de hele golf kan worden geborgen, of omdat benedenstrooms zijrivieren aanwezig zijn die het effect verminderen.
Een punt van belang is op welk ogenblik het in het reservoir verzamelde water dient te worden geloosd. In fig. 7.4.-3. is dit nader aangegeven.

Bij de eerste, meest gebruikelijke methode wordt het reservoir geledigd na de hoogwatergolf; scheepvaart blijft dus mogelijk tot het reservoir leeg is. Voordelen: geen verlies door verdamping en exact te voorspellen wanneer de bevaarbaarheid eindigt. Een nadeel bij relatief kleine reservoirs is dat indien het reservoir vol is voor het einde van de golf de rivier benedenstrooms toch ten dele bedorven wordt, en een grotere hoeveelheid water moet worden afgelaten voor eenzelfde bevaarbaarheid.
Bij de tweede methode houdt men het water in het reservoir tot het volgend jaar. De rivierovergangen hebben zich dan hersteld en de benodigde afvoer kan kleiner zijn. Een verder voordeel kan zijn dat voor de regentijd de oogst moet worden afgevoerd en men een bevaarbare rivier wenst. Indien de regentijd onverwacht laat valt kan het reservoir voortijdig leeg zijn en kan een onderbreking van de scheepvaart optreden. Een ander bezwaar geeft het verdampingsverlies in het reservoir.
De derde methode is een mengsel van de eerste en tweede. Bovendien is de bevaarbaarheid aangepast aan de behoefte.
Tenslotte de vierdemethode toegepast bij kleine reservoirs zoals in de rivieren Weser en Vistula. Het water wordt hierbij in een aantal golven afgelaten. Op deze golven, die zich voortplanten met een snelheid die wat kleiner is dan de scheepssnelheid, kunnen de geladen schepen stroomaf gaan. Dit systeem is uiteraard alleen mogelijk als de opvaart leeg is in deze periode van het jaar.
Reservoirs zijn kostbaar en, indien technisch al mogelijk, meestal economisch alleen verantwoord, indien gekoppeld met andere belangen. Zie hiervoor par. 7.10.

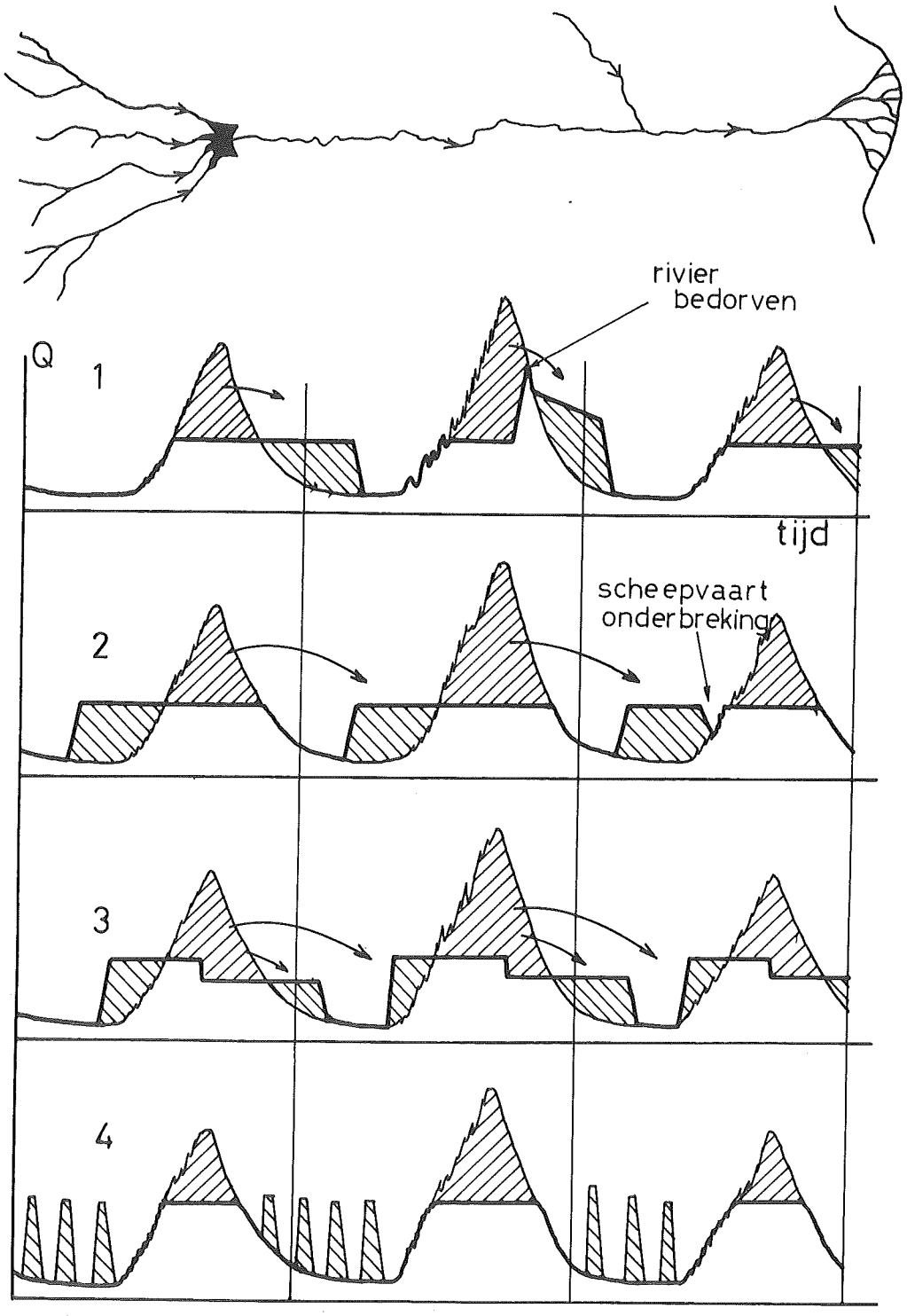


Fig. 7.4.-3. Methoden van reservoirlediging.

Eveneens een kostbare, maar wel de meest afdoende oplossing voor de verbetering van de scheepvaart op een rivier is de waterstandbeheersing, de kanalisatie met behulp van stuwen en schutsluizen. Deze methode is technisch altijd mogelijk, al zal men bij een extreem geval, de droogvallende rivier, water moeten terugpompen. Kanalisatie van een rivier biedt ook weinig risico; goed resultaat is verzekerd, al zal men wel vele problemen onder ogen moeten zien. In par. 7.10 wordt in dit verband de kanalisatie van de Nederrijn behandeld. Ook bij kanalisatie van een rivier zal men proberen om meer belangen te dienen. Waterkracht geeft dan soms een goede oplossing.

Reeds eerder werd vermeld dat een hoofdbezwaar van riviertransport de door de rivier voorgeschreven route is. Overslag en afhankelijkheid van andere transportmedia is dus veelal vereist. In landen met veel riviertransport heeft men dit bezwaar verminderd door de aanleg van aansluitende scheepvaartkanalen. Dergelijke kanalen kunnen de verbinding vormen tussen een rivier en een industriegebied, bevolkingsconcentratie of haven. Soms worden hierdoor twee scheepvaartrivieren met elkaar verbonden (Rijn-Donau). Een enkele maal wordt een kanaal parallel aan een rivier gelegd ter vervanging van een slecht te verbeteren riviervak (Julianakanaal). In een kanaal bevinden zich veelal schutsluizen waardoor de waterspiegel niet te veel afwijkt van de grondwaterstand. Ook bij de aansluiting met een rivier is een schutsluis nodig teneinde de variërende waterstanden van de rivier niet te laten doordringen in het kanaal.
Het gewenste dwarsprofiel van een kanaal hangt af van de afmetingen der schepen, de gewenste vaarsnelheid en de diversiteit in scheepstypen. Zoals eerder gezegd is een overdiepte van tenminste 30% van de scheepsdiepte gewenst. Ter verkrijging van een kleine vaarweerstand en het verhinderen van oeveraantasting door scheepsgolven is het gewenst dat het dwarsprofiel van het kanaal tenminste 6 à 8 maal de oppervlakte van het grootspant van het schip bedraagt. Maar een verdere eis is dat de schepen elkaar goed kunnen passeren en soms zelfs inhalen. Het aantal vaarstroken is dus tenminste twee, maar bij sterk uiteenlopende vaarsnelheden is tenminste één inhaalstrook nodig. Uiteraard is een vaarstrook breder dan de scheepsbreedte. Op dit soort details zal hier echter niet verder worden ingegaan.

7.4.5. Vervoersknooppunten, aanlegplaatsen en havens.

Hoewel een deel van de vervoersobjecten en de schepen de rivier kan binnenkomen of verlaten via de hiervoor genoemde kanalen, zal in vele gevallen overslag plaatsvinden in langs de rivier gelegen vervoersknooppunten, alwaar het riviertransport aansluiting vindt op weg- of spoorwegtransport, of op direkt langs de rivier gelegen industrieën. Deze vervoersknooppunten kunnen de vorm hebben van direct langs de rivieroever gelegen aanlegplaatsen, of meer landwaarts gelegen havenbassins, die met een kanaal verbonden zijn met de rivier.

In de eerste fase van ontwikkeling worden aanlegplaatsen direkt langs de oever toegepast. Uiteraard wordt zo mogelijk een plaats uitgezocht waar de oever van nature vastligt, met een stabiele geul langs die oever. Maar deze gunstige toestand is niet steeds aanwezig; soms treft men nog zeer primitieve toestanden aan, waarbij de afkalvende hoge oever van een buitenbocht de scheiding vormt tussen de tegen de wal liggende schepen en parallel op de oever gelegen provisorische wegen of spoorwegen. Doordat zo een punt wegens erosie of geulverlegging nogal eens verplaatst moet worden, is het niet verantwoord om hier dure permanente overslag- en bufferinstallaties te maken. Overigens bestaan ook tegen stabiele aanlegplaatsen nogal wat bezwaren. De oever moet vrijwel hoogwatervrij zijn, hetgeen de overslag minder efficiënt maakt. De direkte invloed van het stromende water, passerende schepen, drijvende materialen, ijs, enz. kunnen grote bezwaren geven. Aangezien een diepe buitenbocht gewenst is, wordt de lengte beperkt maar altijd nog zo lang dat een onoverzichtelijke en inefficiënte overslag kan ontstaan. Bij een alluviale rivier is fixatie van de rivier gewenst, niet alleen ter plaatse van de aanlegplaats, maar ook bovenstrooms, opdat een stabiele ligging van de geul wordt gewaarborgd. Dit kan bijzonder kostbaar worden. Hetzelfde is echter ook het geval met de toegang van een haven. Bij toepassing van een rivierhaven kan de toegang open of met een schutsluis gesloten zijn. De laatste heeft het grote voordeel dat het peil in de haven constant kan zijn en de kade niet hoogwatervrij hoeft te zijn. Overslag kan efficiënter zijn dan bij een open haven met hoge kaden en soms lage waterstanden. Een ander probleem van de haventoegang is de ligging en de wijdte van de opening. Deze opening moet goed toegankelijk zijn voor de scheepvaart, en dus ruim, maar slecht toegankelijk voor sedimenten, en dus nauw. Dit is tegenstrijdig en vraagt om een compromis. In fig. 7.4.-4. is een oplossing gegeven die voor opvarende schepen aantrekkelijk is.

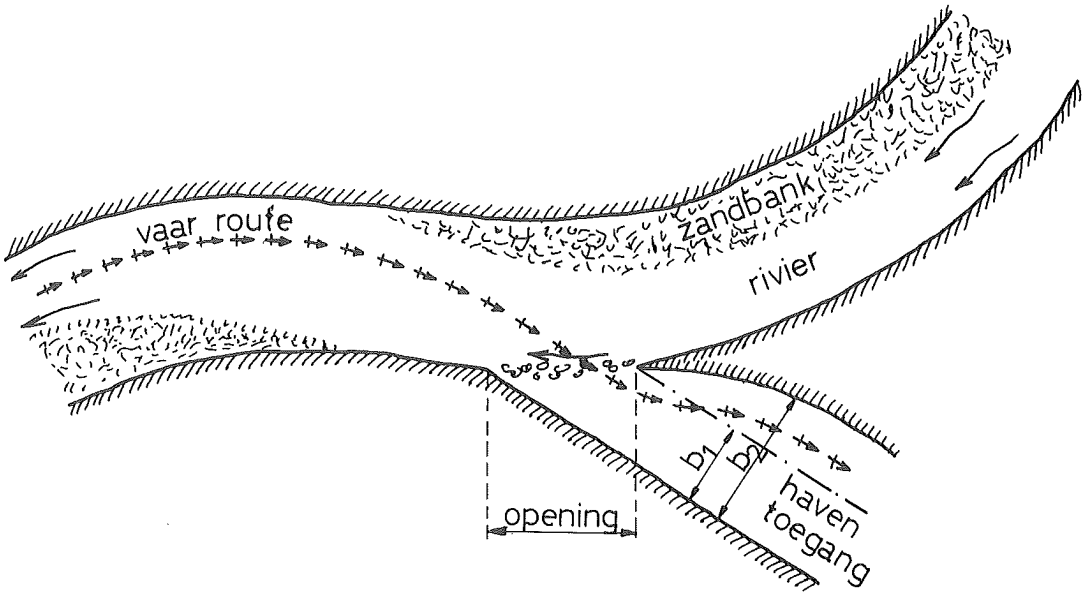


Fig. 7.4.-4. Haventoegang voor opvarende schepen.

De toegang wordt gelegd aan het benedenstroomse einde van een buitenbocht en de toegangsgeul wijst stroomop, zodat de opvarende scheepvaart geen moeite heeft. Bij het binnenvaren ondervindt het achterschip de druk van het stromende water, zodat rotatie optreedt. Een kanaalverbreding, zoals aangegeven, geeft dan voordelen. Bij deze oplossing moet de afvaart eerst op de rivier keren en kan dan pas binnenvaren. Zou men deze direkt willen laten binnenvaren, dan zou de opening groter en de toegangsgeul haaks op de rivier moeten liggen. Dit leidt dan tot de in Nederland ontwikkelde ei-vormige toegangen zoals besproken in paragraaf 7.9. De door de rivier aangedreven neer in de elliptische opening zorgt voor ondersteuning van de stroombanen in de rivier. Hierdoor wordt uitbuigen van de stroombanen en dus stroomvertraging en aanzanding voor de mond beperkt. De overgang tussen de rivier- en de neer-stroombanen moet terwille van het bestrijden van semidentatie in de mond zo scherp mogelijk zijn, dus een smalle wervelstraat. Deze wervelstraat is echter nooit stabiel; altijd treden slingeringen op waarbij afwisselend water in en uit de haven stroomt. Hierdoor treedt weer aanslibbing op meer naar binnen toe. Een scherpe overgang tussen rivier en neer is voor de scheepvaart weer niet aantrekkelijk, omdat ook bij snel reageren van de stuurman toch een zekere rotatie van het schip optreedt.

De overslag in de vervoersknooppunten geschiedt bij primitieve toestanden nog wel met de hand. Bij verdere ontwikkeling komen echter de moderne overslagmethoden in aanmerking, waarbij differentiatie gaat optreden in de werktuigen. Hiervoor en voor andere onderdelen, zoals buffers, aansluiting op spoor- en wegvervoer, enz. kan worden verwezen naar zeehavens.

7.5 WATERKRACHT

1. Inleiding

Van oudsher heeft de mens getracht om zijn arbeidsvermogen te vergroten door gebruik te maken van in de natuur opgeslagen zonne-energie.
De fossiele brandstoffen zijn hiervan het bekendste voorbeeld. Deze zonne-energie en de hierdoor veroorzaakte hydrologische cyclus is ook de oorzaak van de rivierafvoer. Met behulp van langs beken geplaatste of in rivieren verankerde watermolens werd eertijds reeds arbeidsvermogen van water omgezet in mechanische energie, de draaiende molensteen, het mengroer, de zaag.
De grote ontwikkeling van deze benutting van het rivierwater is echter pas gekomen toen de verkregen mechanische energie omgezet kon worden in electrische energie; electrische energie die zonder grote verliezen getransporteerd kan worden. In landen, waar niet alleen waterafvoer rijkelijk voorhanden is maar ook grote riviervervallen, zijn de voornaamste leveranciers van electriciteit vaak waterkrachtcentrales. Thermische centrales spelen een onbetekenende rol in landen zoals Noorwegen en Zwitserland, waar op enkele procenten na de gehele electriciteitsbehoefte wordt gedekt door waterkracht. Uitdrukkelijk moet hieraan worden toegevoegd dat electriciteit slechts een deel van het energieverbruik vormt; evenals in Nederland ook in genoemde landen slechts enige tientallen procenten van het totale energieverbruik.
In een land als Nederland, waar waterafvoer ruimschoots aanwezig is doch geen vervallen van betekenis, is slechts één kleine waterkrachtcentrale, in de Lek bij Hagestein. Deze produceert ongeveer een tienduizendste van onze totale electriciteitsbehoefte; al het overige wordt geleverd door thermische centrales, in hoofdzaak centrales met conventionele brandstog (kolen, olie en aardgas), enkele op basis van kernenergie.
Bij een vergelijking tussen thermische- en waterkrachtcentrales komt als eerste punt het brandstofgebruik naar voren; dit vormt bij thermische centrales ruwweg de helft van de kosten van de geproduceerde stroom.
Bij waterkrachtcentrales is deze "witte steenkool", het water, kosteloos voorhanden, al moet direct gezegd worden dat de hoeveelheid ervan gelimiteerd en wisselend kan zijn, en de kosten van beheersing vaak hoog.

Het streven zal er dan ook steeds op gericht zijn om die waterbeheersingswerken (stuwen, reservoirs, enz.) mede dienstbaar te maken aan andere belangen, (scheepvaart, watervoorziening en hoogwaterbeheersing). De rivieringenieur zal bij het opzetten van rivierprojecten steeds een dergelijke belangencombinatie moeten overwegen.
Het wegvallen van het gebruik van brandstoffen bij waterkrachtcentrales heeft niet alleen een direct financieel voordeel; genoemd kunnen worden de besparing op deviezen, het wegvallen van eventuele pressie van brandstof leverende landen, en het afwezig zijn van milieuvervuiling (rook, koelwater). Tegenover dit laatste staat het soms ontsierende karakter van buisleidingen, dammen enz., het verminderen van natuurschoon door drooggevallen beken en watervallen, en bezwaren voor de visstand. De sterke plaatsgebondenheid van waterkracht kan ook een bezwaar geven. Dit vraagt vaak om lange, dure en ontsierende hoogspanningleidingen waarin - ondanks het optransformeren tot hoger spanningen en dus lagere stroomsterkten - toch nog aanzienlijke verliezen kunnen optreden.

2. Het energiebegrip

Wordt een lichaam waarop een kracht werkt bewogen dan wordt arbeid of energie geconsumeerd resp. geproduceerd indien de ontbondene van de kracht langs de weg tegengesteld aan resp. in de richting van de beweging is. De hoeveelheid is gelijk aan het product van krachtsontbondene en weg en wordt uitgedrukt in Joules.
Arbeidsvermogen is dan de hoeveelheid energie die per tijdseenheid geleverd zou kunnen worden, uitgedrukt in Watt.
Bij energieproductie wordt meestal niet de Joule = Watt seconde gebruikt, maar de kiloWatt uur. Hierbij is dus: 1 kWh = 1000.3600W.s = $3{,}6\ 10^6$ W.s.
In de volgende staat zijn de eenheden nog eens samengevat.

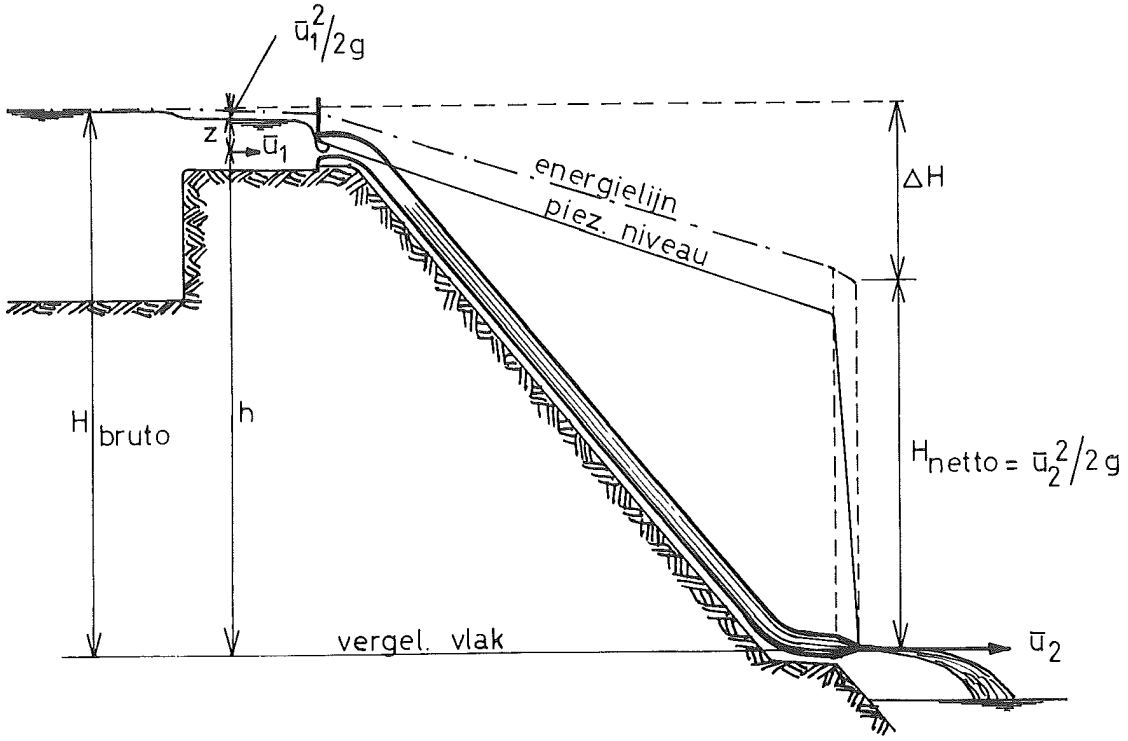
begrip	notatie	dimensie		eenheid
volume	V	kubieke meter	l^3	
dichtheid	ρ	massa per kub.meter	ml^{-3}	water gem. is 1000
versn.zw.kracht	g	snelh.verand.p.sec.	lt^{-2}	9.8
kracht / gewicht	K / G	massa x versnelling	mlt^{-2}	Newton
druk	P	kracht per m^2	$ml^{-1}t^{-2}$	Newton/m^2
arbeid / energie	E	kracht x weg	ml^2t^{-2}	Joule = Newton meter = Watt sec.
vermogen	N	arbeid per sec.	ml^2t^{-3}	Watt = Joule/sec.

Vervolgens zullen deze energiebeschouwingen worden toegepast op water. Ten opzichte van een gegeven vergelijkingsvlak bezit een waterdeeltje een zeker arbeidsvermogen. Zoals in de vergelijking van Bernoulli is gegeven bestaat dit uit een samenstel van arbeidsvermogen van plaats (potentieel vermogen), van druk, en van snelheid (kinetisch vermogen). Andere arbeidsvermogens, zoals nucleair vermogen (t.o.v. een andere atoomrangschikking) of thermisch vermogen (t.o.v. een andere temperatuur) kunnen hier buiten beschouwing blijven. Zolang bij de beweging van het waterdeeltje geen arbeidsverliezen optreden door wrijving of sterke vertraging zijn de drie eerder genoemde vermogens uitwisselbaar. De vloeistofmechanica leert dat, zolang geen versnellingen of gebogen stroomstanden optreden, per eenheid van volume water de totale beschikbare energie bedraagt:

$$\rho \cdot g \cdot h + p + \tfrac{1}{2} \cdot \rho \cdot u^2$$

Per eenheid van gewicht wordt dit dus:

$$h + \frac{p}{\rho \cdot g} + \frac{u^2}{2g} = h + z + \frac{u^2}{2g} = H$$



Figuur 7.5-1 Arbeidsvermogen van water.

In figuur 7.5-1 is de waterbeweging gegeven in een kanaal, uitstromend via een drukleiding als vrije straal. Het vergelijkingsvlak is gelegd ter hoogte van de vrije straal alwaar atmosferische druk heerst. In de energiebeschouwing zou deze atmosferische druk overal moeten worden meegerekend. Deze is echter gelijk gehouden in het bovenstroomkanaal en in de vrije straal beneden, het geen niet geheel juist is. De atmosferische druk neemt in de hogere luchtlagen af volgens de formule:

$$p_z = p_o \left(1 - \frac{0{,}0065\ Z}{T}\right)^{5{,}256}$$, waarin:

p_z = druk op hoogte Z
p_o = druk op zeeniveau = ruim 10 meter waterkolom;
T = absolute temp = $273{,}15^o$ + ^{o}Celsius.

Dit betekent dat op een hoogte van 1000 m de druk met 12% is afgenomen, dus met ongeveer 1,25 m waterkolom. Bij een drukhoogte van 1000 m water is dit ongeveer 1 $^o/oo$, hetgeen verwaarloosbaar is.

In de vrije straal heeft het water alleen nog kinetische energie en wel H meter per eenheid van gewicht.

Beschouwen we Q m^3 water dan levert deze dus een energie groot

$E = \rho.g.Q.H$ Joule

Is deze Q de uitstroomcapaciteit per seconde dan is het vermogen dus:

$N = \rho.g.Q.H$ Watt = 10.000 QH Watt = 10.Q.H. KW.

Wordt deze afvoer een uur lang gegeven dan is de energieproductie dus:

E = 10.Q.H. kW.h

In werkelijkheid zullen er altijd verliezen zijn in stroomkanalen, drukleidingen, bochtstukken, afsluiters, roosters, enz. De grootheid H zal dus met ΔH moeten worden verminderd.

3. De energieomzetting

Het arbeidsvermogen van water wordt omgezet in electrisch vermogen met behulp van waterturbines met daaraan gekoppelde generatoren. Dit is dus het omgekeerde van opvoerwerktuigen waar door electrisch vermogen een electromotor wordt aangedreven die een pomp water doet opvoeren tot groter potentieel vermogen. Hoewel de energie- en waterstroom in dit laatste geval tegengesteld is aan die van de waterkracht, zal het niet verwonderen dat een generator gelijkenis vertoont met een electromotor, maar ook dat een turbine lijkt op een pomp. Ook hier drie hoofdtypen:

1, het type met vrije waterspiegel of vrije straal, het scheprad bij opvoerwerktuigen tegenover de Pelton turbine bij waterkracht;
2, het type met overdruk en radiale waterbeweging, de centrifugaalpomp tegenover de Francis turbine;
3, het type met overdruk en axiale waterbeweging, de propellerpomp zonder of met verstelbare schoepen tegenover de propellerturbine zonder en de Kaplan turbine met verstelbare schoepen.

Pelton turbines worden toegepast bij hoge drukken (zelfs boven 1000 m waterkolom), Kaplanturbines bij lage drukken zoals bij rivierstuwen, en Francisturbines bij middelbare drukken zoals bij reservoirs, maar dit type wordt ook gemaakt voor vrij hoge en vrij lage drukken.

Op de vele details zoals afmetingen, capaciteiten, karakterestieken, het automatisch regelen van het vermogen bij variatie in energieaanbod en energievraag wordt hier niet nader ingegaan. Het nuttig rendement η van turbines ligt boven de 0,9, van de combinatie turbine - generator boven de 0,8; dit echter alleen als de Q en H worden toegepast, waarvoor de turbine is gebouwd. Bij de afwijkende Q en (of) H loopt η terug.

4. Vraag en aanbod van energie

De vraag naar energie in een bepaald gebied hangt samen met factoren als welvaart, bevolkingsdichtheid, industrialisatie, klimaat. Deze energie wordt voor een deel geleverd in de vorm van electriciteit. Het energie-verbruik hangt samen met de prijs; in landen met veel waterkracht is de prijs laag, b.v. enkele centen per k.W.h; het verbruik is groot, n.l. vele duizenden k.W.h. per jaar per hoofd van de bevolking. Is er weinig waterkracht, dan kan de prijs boven de 10 cent per k.W.h komen, terwijl het verbruik tot enkele duizenden k.W.h. kan dalen. Ter vergelijking

Nederland (1973): geinstalleerd vermogen 11.000 M.W.

productie 40.10^9 k.W.h.

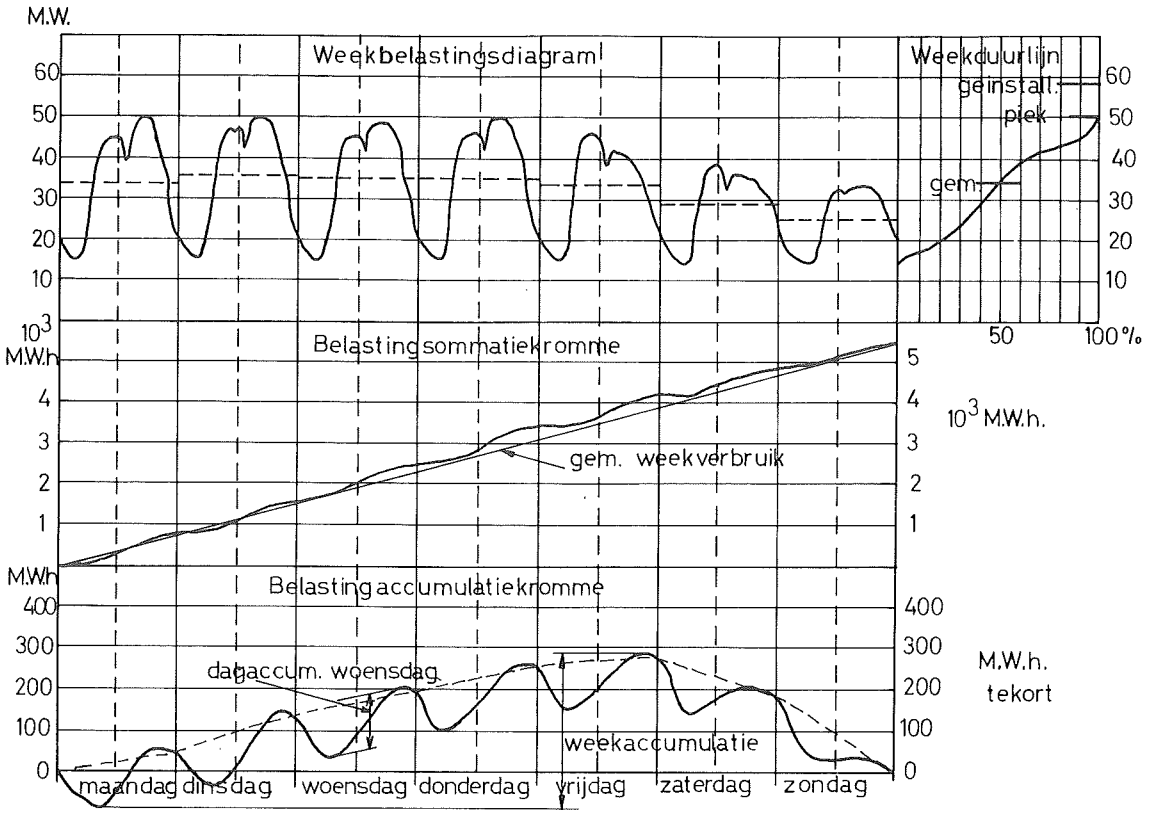
waarvan de helft industrie en een kwart huishouden;
jaarlijkse stijging is 7%.

De vraag naar electrische energie is niet stationair maar vertoont fluctuaties; fluctuatie in de verschillende seizoenen (daglicht, temperatuur, seizoenwerk); fluctuaties in de dagen van de week (werkdag - rustdag); en fluctuaties in de uren van de dag (verlichting , verwarming, werk). In figuur 7.5-2 is op de bovenste helft een schets gegeven van de fluctuaties gedurende een bepaalde week.

We zien dat de gemiddelde vraag kleiner is dan de piekbelasting. Het quotient, de belastingfactor (load factor) is in dit geval 32/50 = 0,64. Het rendement is dus slecht omdat de centrale altijd aan de vraag moet voldoen en dus gebouwd moet worden op piekbelasting.
Inwerkelijkheid is de toestand nog ongunstiger omdat:

1e de piekbelasting een stochastisch variabele is;
2e er moet op storing gerekend worden van één der agregaten;
3e onderhoud vraagt om periodiek stilzetten van een deel van de centrale;
4e de geleidelijke uitbouw van centrales verloopt sprongsgewijs en niet vloeiend zoals de toename in de vraag.

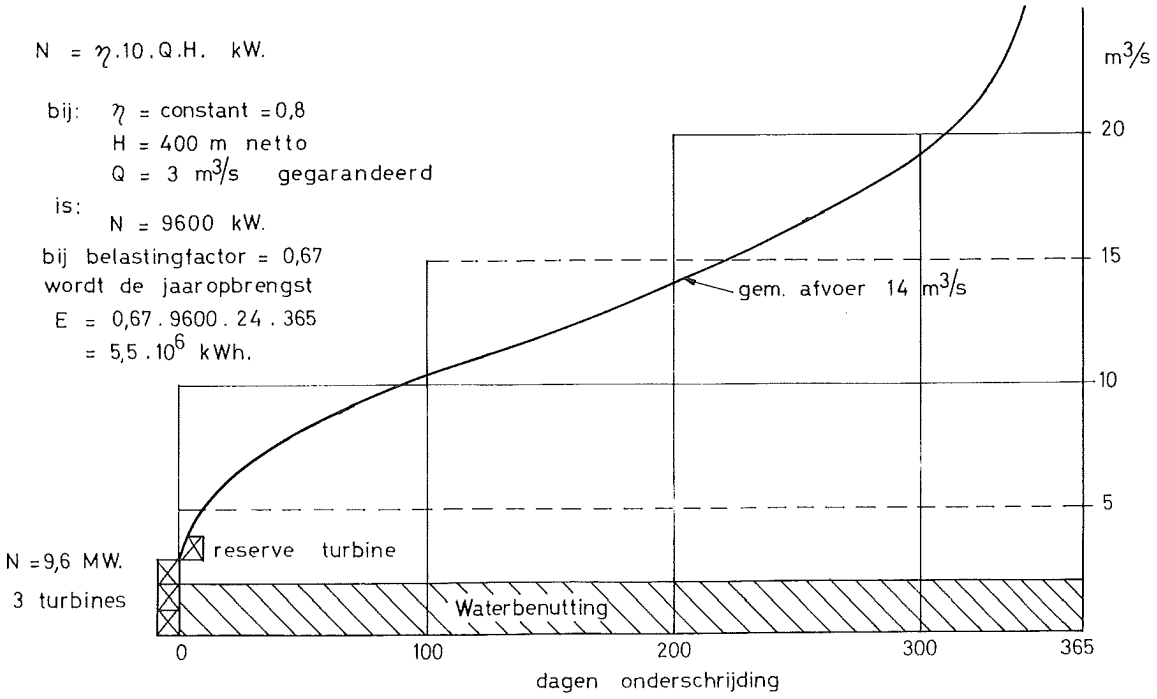
Daarom ligt het te installeren vermogen hoger dan de piekbelasting; in de figuur 2 is dit gesteld op 58 M.W. De loadfactor is dus slechts o,56.
Zou het gebruik van electriciteit stationair zijn dan zou dit een rechte lijn geven in de belastingsommatiekromme (mass-curve). In werkelijkheid



Figuur 7.5-2 Weekfluctuaties in de vraag

is het verbruik niet stationair; de kromme krijgt in het etmaal maar ook in de week een golvend verloop. Dit is belangrijk in verband met het later te bespreken accumulatie vraagstuk. Dit kan grafisch nauwkeuriger worden weergegeven door het verbruik op elk ogenblik te verminderen met het gemiddeld verbruik in een dag of in een week; de hellende lijn wordt "platgeslagen", en we kunnen nu de variaties op grotere schaal tekenen. Dit is gedaan op de onderste helft van Figuur 2. We zien hieruit dat de dagaccumulatie op woensdag is 130 M.W.h, dat is 15% van het totale dagverbruik (24 x 35 M.W.h) op die dag. De weekaccumulatie is 380 M.W.h, dat is 7% van het totale weekverbruik (24 x 7 x 32 M.W.h).
Na de vraag komt vervolgens het aanbod van electriciteit aan de beurt. Het aanbod dat een waterkrachtcentrale zonder accumulatie kan geven is afhankelijk van het op elk ogenblik aanwezige product van η, Q en H; het wordt verder begrensd door het geinstalleerd vermogen.
Tussen de fluctuerende vraag naar energie en het mogelijke aanbod in arbeidsvermogen dat een rivier zonder accumulatie kan leveren, bestaat

in het algemeen geen correlatie. We hoeven dus niet te vergelijken vraag en aanbod op dezelfde uren maar mogen deze vergelijking zien met behulp van duurlijnen.
In Figuur 7.5-3 is van het aanbod een voorbeeld gegeven voor een hogedruk centrale.



Figuur 7.5-3 Duurlijn vermogensaanbod hogedruk centrale zonder accumulatie.

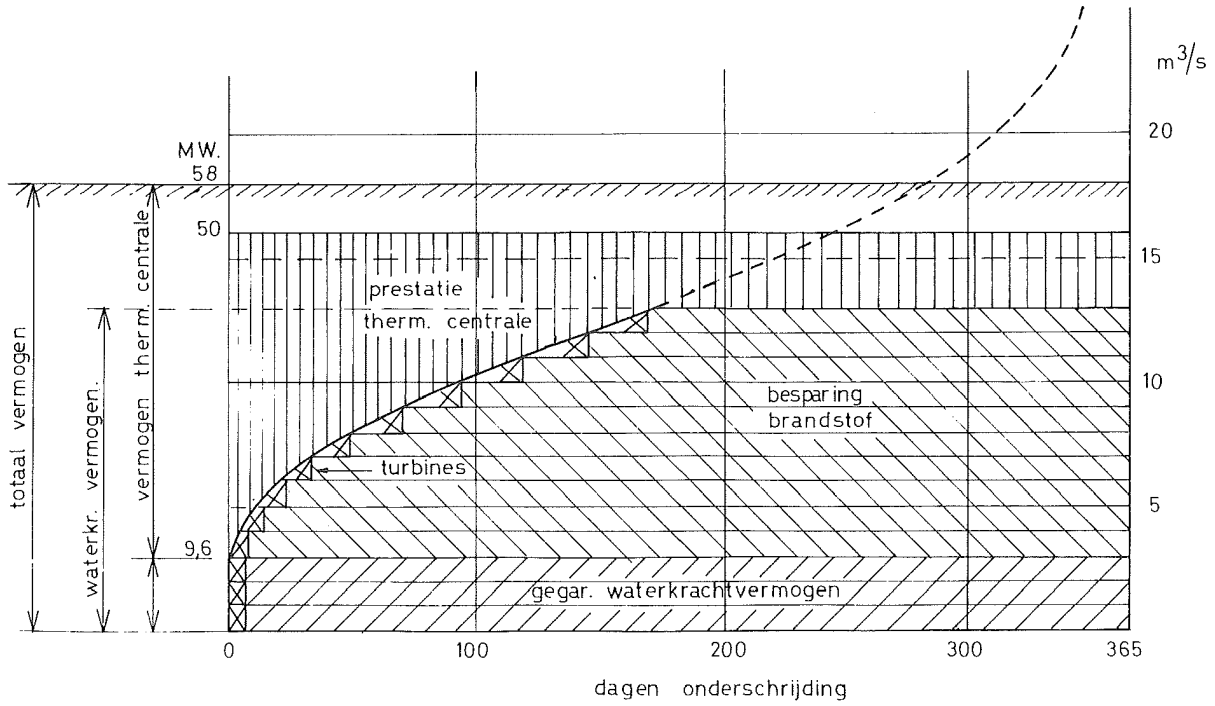
In de figuur rechtsboven is verder de duurlijn gegeven van de electriciteitsbehoefte van de betreffende week. Men kan deze behoefte echter ook weergeven in een sommatiekromme (midden in de figuren).
Indien een bepaald gebied slechts door deze ene centrale energie krijgt toegewezen dan ontstaat een zeer ongunstige toestand. De piekbelasting mag dan niet hoger zijn dan het vermogen dat de centrale te allen tijde moet kunnen leveren. Hier ontstaat een vraagstuk van extreme waarden. De vraag is dan hoe vaak mag electriciteitsvoorziening tekort schieten. In Nederland stelt men dit op 0,3% van de tijd, dus bij 6000 draaiuren op 18 uur per jaar. Maar dit criterium mag men hier niet gebruiken; het heeft betrekking op storingen van korte duur, terwijl een zeer lage

rivierafvoer vele dagen kan duren. Men zal moeten kijken naar de schade die kan optreden als gevolg van een storing gedurende een aantal dagen. In bovenstaand voorbeeld is aangehouden een afvoer van 3 m^3/s dat is de afvoer die een aantal dagen kan optreden, éénmaal in een groot aantal jaren.
Uit fig. 7.5-3 blijkt dat het mogelijk te installeren vermogen bedraagt 9,6 M.W., welke een jaaropbrengst kan geven van 55.10^6 k.W.h. Het vermogen zou bijvoorbeeld geleverd kunnen worden door 3 Pelton turbines, terwijl een vierde als reserve zou dienen.
Uit de figuur blijkt hoe onefficient dit riviertje benut wordt voor waterkracht; slechts 2 m^3/s wordt gemiddeld benut terwijl de gemiddelde afvoer 14 m^3/s bedraagt. De oorzaak is de eis van gegarandeerd piekvermogen. Een betere benutting van het waterkrachtpotentieel is alleen te verkrijgen door aanvullend vermogen in de droge tijd, hetzij door koppeling met andere centrales, hetzij door accumulatie van energie of water van het betrokken riviertje.

5. Koppeling en accumulatie

De koppeling van twee waterkrachtcentrales die correlatie hebben in het vermogensregime, dus b.v. twee riviercentrales in dezelfde rivier, verhoogt wel het totale minimum vermogen, maar is kostbaar omdat nog steeds het (gesommeerde) minimum vermogen maatgevend is. Een oplossing kan misschien worden bereikt door twee waterkrachtcentrales van verschillend karakter te koppelen (hoge-druk en lage-druk). Hierop wordt nog teruggekomen. Gebruikelijk is echter om een dergelijke centrale te koppelen aan een thermische centrale, althans wanneer geen wateraccumulatie van betekenis mogelijk is. Indien in een bepaald gebied alleen één thermische centrale aanwezig is, zal het geinstalleerd vermogen wat groter moeten zijn dan de piekbelasting.(dit in verband met de 4 eerder genoemde redenen). Hierbij vindt accumulatie plaats in de vorm van de opgeslagen brandstoffen, kolen of olie. Combineren we een dergelijke centrale met een waterkrachtcentrale, dan kan het geinstalleerd vermogen van de thermische centrale verminderd worden met het eerdergenoemde vermogen van de waterkracht. Er is dus nog steeds geen voordeel voor de waterkrachtcentrale. We kunnen nu echter het geinstalleerd vermogen van de waterkrachtcentrale vergroten. Dit leidt

niet tot verkleining van de thermische centrale, maar wel kunnen we in tijden van groter rivieraanbod bezuinigen op brandstof van de thermische centrale.
We krijgen immers de witte steenkool (water) gratis aangeboden, maar niet de zwarte steenkool. In Figuur 7.5-4 is aangegeven hoe de waterkracht uit Figuur 3 aangevuld moet worden, om bij een belastingfacot van 0,6, het gevraagde geinstalleerd vermogen van 58 M.W. uit figuur 7.5-2 te krijgen.



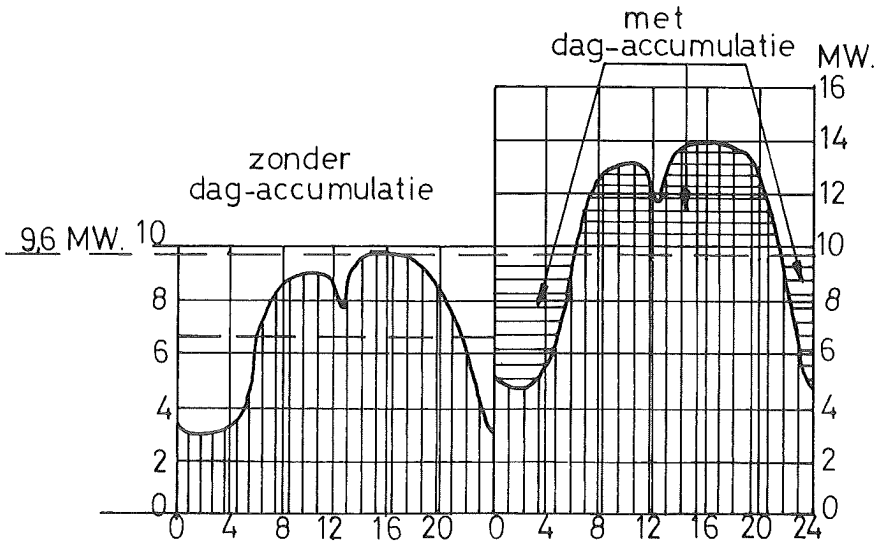
Figuur 7.5-4 Combinatie waterkracht- en thermische centrale.

Bij de rentabiliteits beschouwing van de waterkracht mogen we in aanmerking nemen dat het geinstalleerd vermogen van de thermische centrale kleiner kan worden; het verschil mag dus aan de waterkracht toegerekend worden. Verder wordt bezuinigd op brandstof, de kosten van deze brandstof komen ook ten goede aan de waterkracht.
Een interessante vraag is in hoever het economisch verantwoord is om het geinstalleerd vermogen van de waterkracht hoger te maken dan de minimum vermogensaanbod. Deze verhoging wordt alleen gecompenseerd door brandstofbesparing van de thermische centrales. Kijken we naar de duurlijn van het aanbod (Figuur 7.5-4) dan zien we dat door vergro-

ting van het geinstalleerd vermogen de brandstofbesparing snel toeneemt zolang de duurlijn vlak verloopt. Anderzijds neemt de productiviteit van elke volgende turbine af. In de figuur is aangenomen dat bij 13 turbines het optimum is bereikt.

In fig.7.5-4 werkt de waterkracht als basiscentrale; alle aanbod van water tot aan het geinstalleerde vermogen wordt in electriciteit omgezet. De thermische centrale werkt als piekcentrale. De laatste kan namelijk accumuleren, de eerste niet. Bij een groter aantal samenwerkende centrales, sommige met, andere zonder accumulatiemogelijkheid, wordt de toestand gecompliceerder. Hierop wordt niet verder ingegaan.

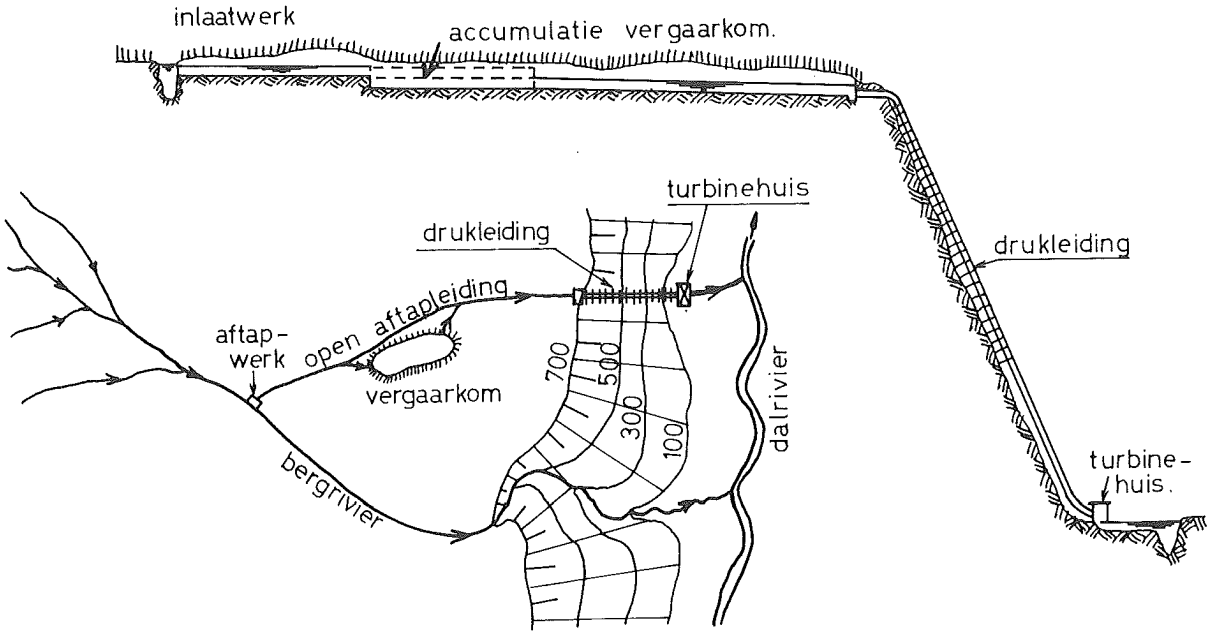
Voor de waterkracht is het van groot financieel belang om het minimum gegarandeerd vermogen zo hoog mogelijk te maken. Vrijwel steeds is het mogelijk om enige verbetering in de toestand te brengen door accumulatie van energie of water op korte termijn. Soms is het mogelijk om verdere verbetering aan te brengen door accumulatie op lange termijn. Accumulatie op korte termijn heeft tot doel om de variatie in de vraag naar energie gedurende het etmaal te egaliseren. In de uren dat minder energie wordt gevraagd dan aangeboden, wordt energie opgepot. Deze wordt weer ter beschikking gesteld in de uren dat de vraag groter is dan het aanbod. In Figuur 7.5-5 is dit nader aangegeven.



Figuur 7.5-5 Accumulatie ten behoeve van de dagelijkse variatie in vraag.

Indien het getekende geinstalleerd vermogen overeenkomt met het minimum aanbod van de rivier zal - bij het optreden van dit aanbod, dus in de droge tijd - de dagelijkse piek in de vraag beneden dit vermogen moeten blijven. In Figuur 5 is dit betrokken op het minimum aanbod van Figuur 3, dus 9,6 M.W. Het verzorgingsgebied zal dus gemiddeld maar weinig energie van de waterkracht ontvangen. Is er daarentegen energie-accumulatie mogelijk dan kan de installatie het gehele etmaal op volle capaciteit werken, energie oppotten in de uren met weinig vraag en energie suppleren in uren met veel vraag. In theorie wordt hiermee het aanbod verhoogd met een factor gelijk aan één gedeeld door de belastingfactor. Uiteraard dient hierbij rekening te worden gehouden met een rendementsfactor, verliezen die optreden bij het oppotten en suppleren. Uit de rechterhelft van Figuur 5 blijkt dat door deze accumulatie in feite een winst in geinstalleerd vermogen optreedt; de centrale wordt meer rendabel en het verzorgingsgebied kan meer energie ontvangen.
Een accumulatie van energie zou theoretisch kunnen geschieden met behulp van electrische gelijkstroom accu's. Dergelijke batterijen zouden echter zeer kostbaar worden en weinig rendabel. In de waterkrachtpraktijk wordt daarom voor deze accumulatie gebruik gemaakt van z.g. pompaccumulatiewerken (Pumpspeicherwerke). Deze bestaan uit een hooggelegen en een laaggelegen reservoir, waartussen een drukleiding met een pomp-motor installatie, en parallel een turbine-generator installatie. In uren met een surplus aan electrische energie wordt water opgepompt, terwijl in tijden met tekort aan energie water wordt afgelaten door de turbine en dus electriciteit wordt verdiend.
Een dergelijk pompwerk heeft dus alleen een electrische verbinding met het waterkrachtwerk; het hoeft niets te maken te hebben met het water van het waterkrachtwerk. Een voorbeeld is het pompaccumulatiewerk in Vianden - Luxemburg, waarin ook de Nederlandse electriciteitsbedrijven deel hebben. Er bestaan ook meer gecompliceerde pompaccumulatiewerken waarbij niet alleen water uitwisselt tussen beide reservoirs, maar ook watervoeding en doorstroming optreedt door bovenaanvoer.
In het bovenstaande werd dus geaccumuleerd nadat energieopwekking in de waterkracht had plaatgevonden. Het is echter ook mogelijk om water te accumuleren voordat het de turbine is gepasseerd. Aangezien de dagelijkse accumulatie van beperkte omvang is, kan hiervoor meestal bij hoge-, midden- en lagedrukcentrales wel ruimte gevonden worden.

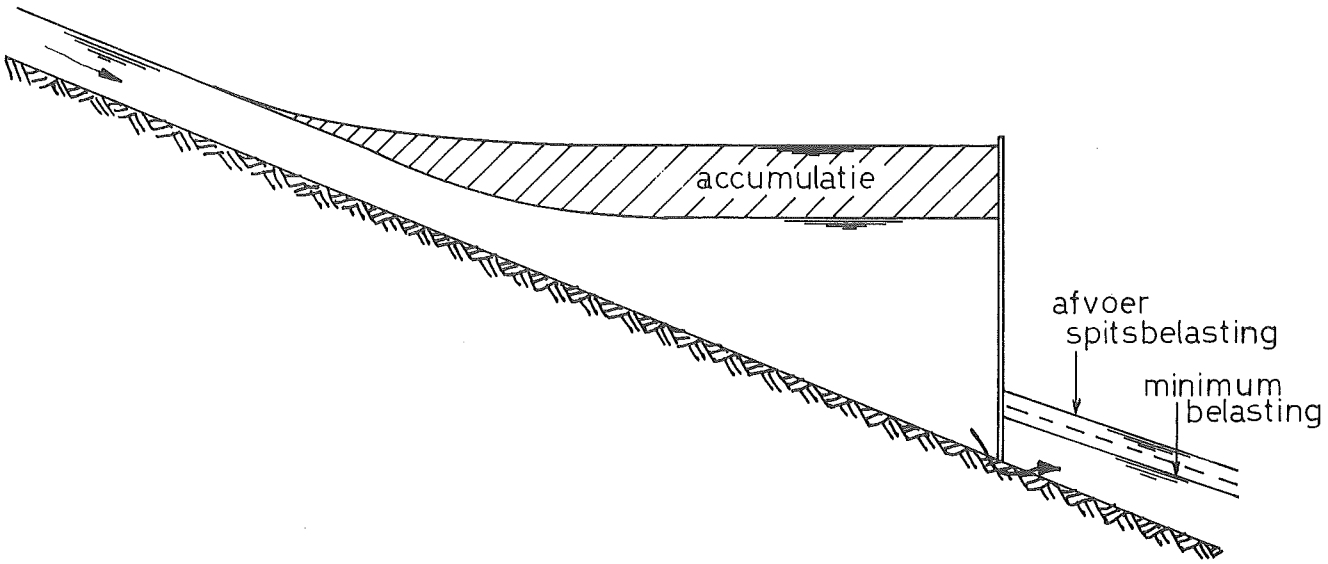
Bij de hogedrukcentrales is meestal weinig accumulatie beschikbaar in de beek zelve; het gaat echter ook om kleine hoeveelheden water. In vele gevallen wordt de accumulatie gevonden in een vergaarkom, gelegen tussen het aftapwerk in de rivier en de drukleiding boven de turbine. (Figuur 7.5-6)



Figuur 7.5-6 Vergaarkom in hogedrukwerk.

Bij de middendrukwerken (meestal een reservoiwerk) kan de dagelijkse variatie gevonden worden in een kleine waterspiegelvariatie van het reservoir. Bij het lagedrukwerk (rivierwerk) kan over het algemeen wel enige accumulatie worden gevonden door de opstuwing enigermate te variëren. (Figuur 7.5-7)

De variatie in energieproduktie, en dus van de afvoer Q welke weer invloed heeft op het verval H, vraagt om een niet-permanente berekening. Er treden translatiegolven op boven en beneden de stuw, en verder golfverschijnselen in de stuwkromme boven en de verhanglijn beneden de stuw. In eerste benadering kan men de toestand echter wel beschrijven als een aantal opeenvolgende permanente stromingen.
Door het kleine verval wordt het bij rivieren vaak moeilijker om de



Figuur 7.5-7 Dagaccumulatie bij lagedrukwerk.

hele dagaccumulatie te bergen. Nemen we als voorbeeld een energievraag die over het etmaal verdeeld is als aangegeven in Figuur 7.5-7, rechter helft.
Aan de vraag om een gemiddeld vermogen van 9,6 Megawatt en een dagelijkse energiebehoefte van 9.000 x 24 = 230.000 kWh kan voldaan worden door een hoge-, een midden- of een lagedrukcentrale met de volgende gegevens:

	netto H in m	Q in m^3/s	N = 8 Q H kW	E kWh per etmaal	dagaccum. in m^3
hogedruk	600	2	9.600	230.000	$3.10.^4$
middendruk	60	20	"	"	$3.10.^5$
lagedruk	6	200	"	"	$3.10.^6$

Uit de grafiek is op te meten dat de berging $17^1/2\%$ bedraagt van de totale energie. Indien we aannemen dat H constant blijft gedurende het etmaal zal de berging dus resp. moeten bedragen 0,175 x Q x 86.000 = 30.000 - 300.000 - 3.000.000 m^3. Bij een hogedruk vergaarkom ter grootte van 50 x 200 m betekent dit een waterstandvariatie van 3 m, hetgeen klein is ten opzichte van de totale H van 600 m.

Bij het middendrukreservoir ter grootte van 500 x 5000 wordt de variatie slechts 0,12 m.
Bij de lagedrukopstuwing bij een rivierbreedte van 300 m en een netto terugstuwing van 5000 m wordt de variatie 2 m. Dit laatste is groot ten opzichte van de 6 m opstuwing. Een meer nauwkeurige berekening met variërende H, translatiegoven enz. is dus zeker nodig.
Tenslotte dient nog opgemerkt te worden dat bij dergelijke accumulatie de rivierafvoer benedenstrooms van de waterkracht zal gaan variëren gedurende het etmaal. Indien dit niet gewenst is in verband met andere belangen dient benedenstrooms een regelbaar compensatiereservoir te worden gemaakt, dat de afvoeren weer gelijkmatig maakt.
Uit het bovenstaande is op te maken dat de variatie aan de vraagzijde meestal is op te vangen. Dit is ook nog wel het geval indien aan de aanbodzijde kleine dagelijkse slingeringen in Q optreden (afsmelten ijs in dag en nacht). Moeilijker is het met de seizoenvariatie in aanbod. In dat geval gaat het om veel groter hoeveelheden waarvoor zelden voldoende berging is te vinden. Zou men al het rivierwater voor waterkracht willen benutten, dan zou dit bij een zuivere moessonrivier betekenen dat enige tientallen procenten van de jaarafvoer geborgen moet kunnen worden in reservoirs. Hoewel de toestand bij rivieren in koeler klimaat wel gunstiger is, en ook de variatie in seizoenvraag invloed heeft, zal men toch vrijwel altijd een deel van de hoogwaterafvoer niet kunnen bergen, en via de noodoverlaten moeten spuien.
Toepassing van grote reservoirs houdt niet in dat alleen bij de reservoirdam een middendrukcentrale zal profiteren van de accumulatie. Ook riviercentrales meer benedenstrooms kunnen profiteren van de meer gelijkmatige afvoer van de rivier.
Voor de situering, programmering en algemene eigenschappen van reservoirs, en de daarbij toegepaste rekentechnieken kan worden verwezen naar het hoofdstuk regulering van de rivierafvoer. Ten aanzien van de toepassing bij waterkracht is verder het belangrijkste punt het gegarandeerd minimum vermogen van de centrale. Het ledigingsprogramma van het reservoir moet er op gericht zijn om het reservoir steeds zo vol mogelijk te houden, om ook in ongunstige jaren seizoenen of zelfs jaren de minimum afvoer boven het gegarandeerd minimum te houden.
Dit programma is afhankelijk van het regentype, de voorspelbaarheid van de wateraanvoer, de mogelijkheid van samenwerking met andere

reservoirs, enz.

6. Typen van waterkrachtcentrales.

In de waterkrachttechniek wordt onderscheid gemaakt tussen hoge-, midden- en lagedrukcentrales. Hoewel de grenzen niet precies vastliggen zou men kunnen stellen dat het netto voor de turbine beschikbare verval H als volgt verdeeld is:

- hogedruk - enkele honderden tot meer dan duizend meter,
- middendruk - enekel tientallen tot meer dan honderd meter,
- lagedruk - enkele meters tot meer dan tien meter.

De rivieringenieur zal bij het maken van onderscheid eerder kijken naar de wijze waarop de rivier het arbeidsvermogen afstaat, maar komt dan tot een soortgelijke indeling. Bij de hogedrukcentrale wordt het water benut van een beek of rivier die van een bergplateau via allerlei omwegen, stroomversnellingen en watervallen naar het dal stroomt en zich daar met de dalrivier verenigt. Met behulp van waterleidingen (Figuur 7.5-8 Drukleidingen van een hogedrukcentrale) wordt een kortsluiting gemaakt tussen een aftappunt in de bergrivier in een lozingspunt in de dalrivier (Figuur 7.5-6).

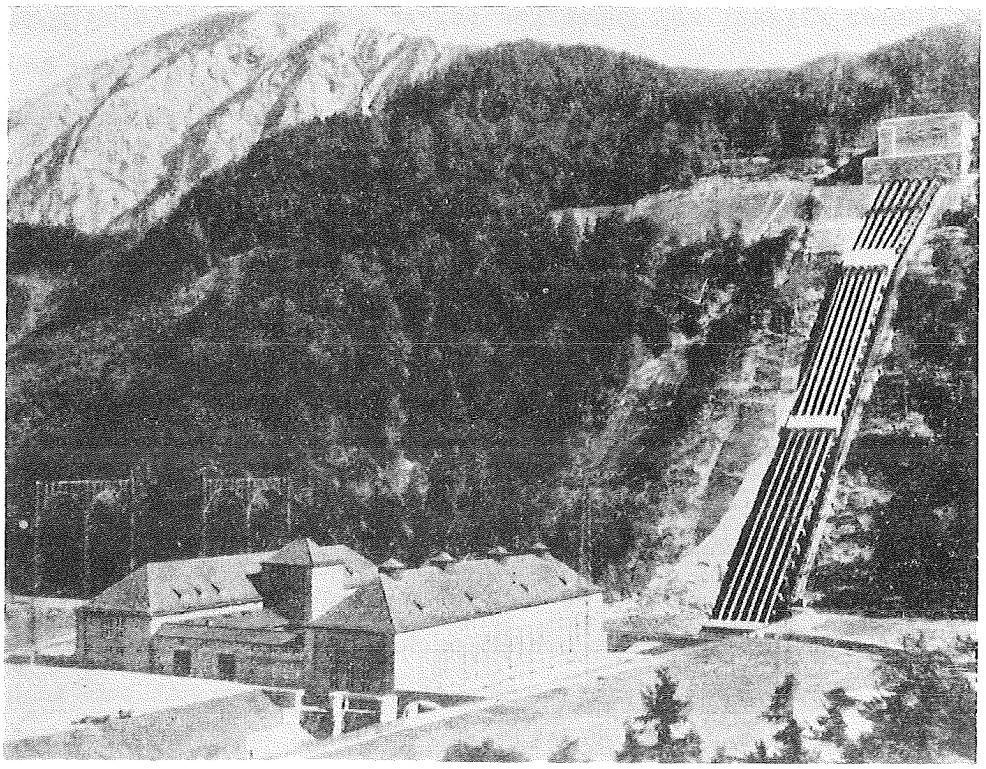
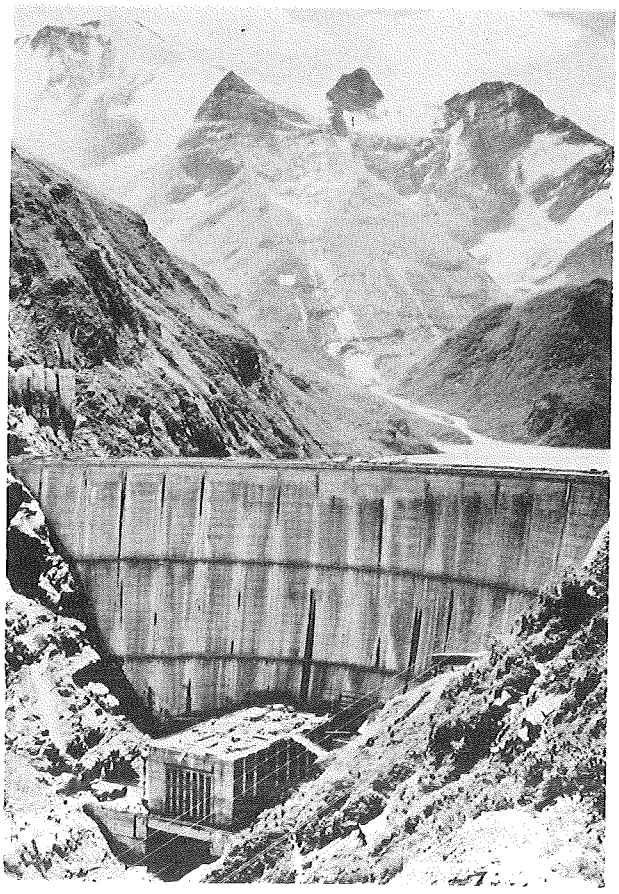


Fig. 7.5-8 Drukleidingen van een hogedrukcentrale.

De situering van deze punten, het te volgen tracee, de ligging van een vergaarkom voor dagaccumulatie, en de afmetingen van openleidingen, verkluisde openleidingen en drukleidingen, wordt bepaald aan de hand van optimalisatie-berekeningen, waarbij het te bereiken netto verval H en dus het te verkrijgen vermogen tegenover de kosten van de leidingen. Het verval H wordt dus geheel verkregen door kortsluiting van de weg. Het wordt daarom ook wel omloopverval genoemd. De eventuele opstuwing in de rivier bij de aftapping speelt geen rol in deze H, en wordt alleen toegepast in verband met de aftapproblemen.
Middendrukcentrales worden toegepast aan de voet van stuwdammen die van een rivierdal een kunstmatig meer maken, een permanent reservoir met wisselende inhoud en waterspiegel (Figuur 7.5-9).

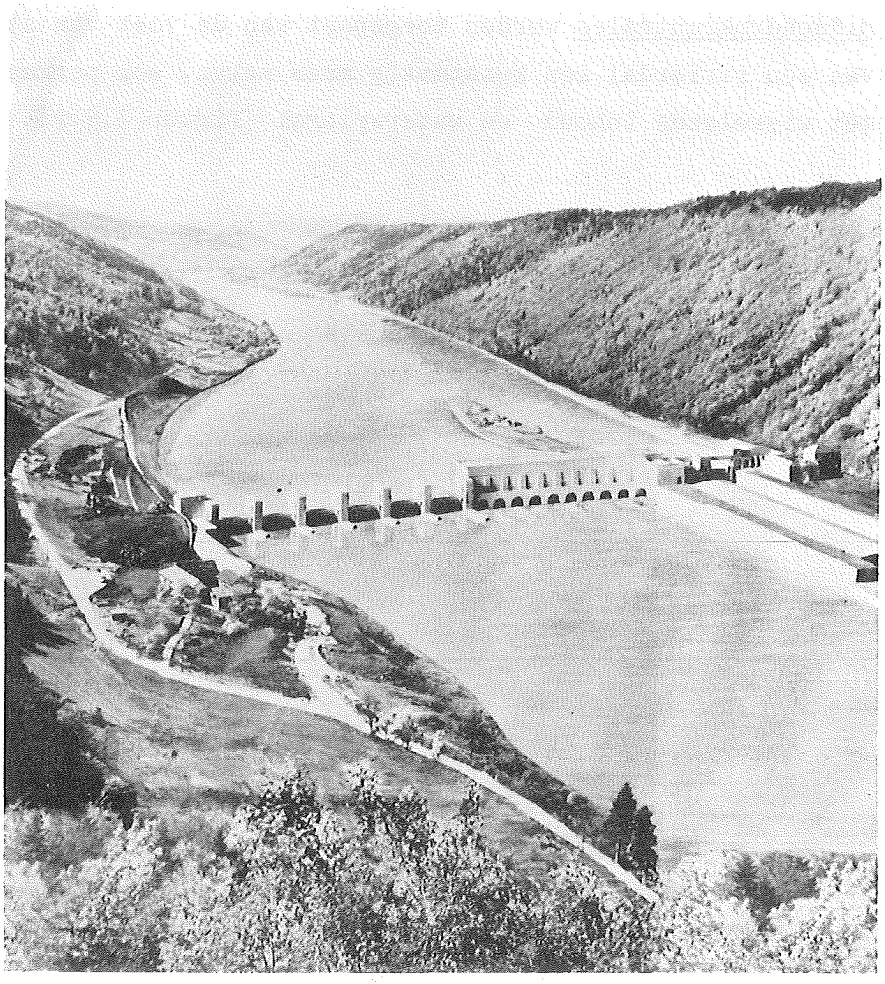


Figuur 7.5-9 Reservoircentrale

Hier wordt dus een verval door opstuwing verkregen; er is geen omloopverval. Er zijn echter wel afwijkingen van dit type, waarbij de

centrale meer benedenstrooms ligt en ook nog omloopverval wordt benut. Bij deze middendrukcentrale wordt de rivier dus geheel verdronken, rivierproblemen treden alleen op bij de uitstroming van de rivier in het meer, en benedenstrooms van de dam. Hierop wordt nog kort teruggekomen.

Bij de lagedrukcentrale of riviercentrale wordt met behulp van een regelbare stuw een variabel verval geschapen (Figuur 7.5-10).



Figuur 7.5-10 Lagedrukcentrale in rivier.

In of direct naast de stuw, soms in een afzonderlijk omloopkanaal, wordt het waterkrachtwerk geplaatst. Door de turbines van dit waterkrachtwerk wordt bij lage rivierafvoer de totale of vrijwel de totale afvoer geleid; bij hoge afvoeren gaat een deel van de rivierafvoer door de stuw. Het rivierkarakter blijft ook bovenstrooms van de stuw

aanwezig, omdat de opstuwing in verband met de oeverlanden meestal gelimiteerd is. Voor de rivieringenieur komen bij deze riviercentrales belangrijke vraagstukken aan de orde.

7. Rivierproblemen bij waterkrachtcentrales.
Bergbeek of omloopcentrales (hogedruk).

De vraagstukken, waarvoor de rivieringenieur kan komen te staan bij dit type projecten, kunnen betrekking hebben op het water (af te tappen hoeveelheden, waterstanden bij het aftappunt), op de sedimenten (neerslag en doorspoeling, bodemevenwicht en oeverstabiliteit), en soms op de aanwezigheid van ijs en vegetatie. Deze problemen vertonen sterke gelijkenis met de vraagstukken die in een eerdere paragraaf aan de orde kwamen bij de behandeling van watervoorziening ten behoeve van huishouden, industrie en landbouw. Een belangrijk verschil kan optreden omdat de bovenloop van rivieren niet altijd een alluviale bodem heeft. Sedimentproblemen kunnen hierdoor een secundaire rol spelen. De vraagstukken van ijs en drijvende vegetatie kunnen eenzelfde rol spelen als bij de midden- en bovenloop van rivieren. Het kan dus nodig zijn om duikbalken en (eventueel te verhitten) roosters toe te passen, en om het water bij de inlaat op te stuwen tot een zo laag Froude-getal dat een vast ijsdek zonder stapeling van ijsschotsen zich kan vormen. Ten aanzien van het water is er ook hier de vraag of de rivier tussen inlaat- en uitlaatwerk mag droogvallen tijdens lagere rivierafvoeren of dat, uit een punt van natuurschoon, visstand of watergebruik, dit ontoelaatbaar is. Ten aanzien van de waterstand bij het aftappunt gaan we uit van de veronderstelling dat direct water wordt afgetapt van de rivier. Andere mogelijkheden zijn b.v. het met behulp van een drukleiding aftappen van water uit een kunstmatig stuwmeer in de bergen. Aangezien de rivierproblemen verder sterke gelijkenis vertonen met die betreffende watervoorziening zal hierop niet verder worden ingegaan.

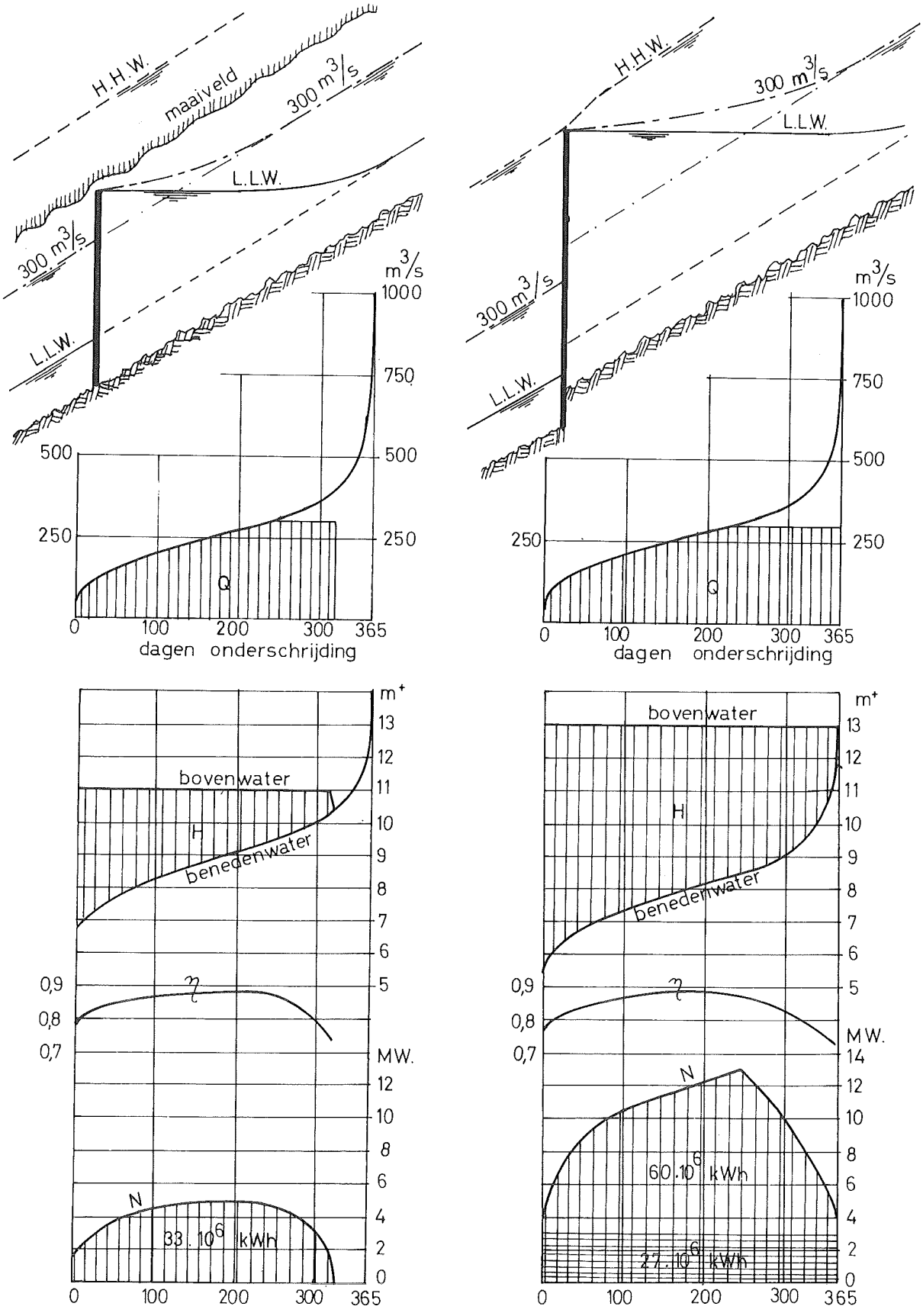
Reservoircentrales (middendruk)

De rivierproblemen die bij reservoirs optreden, zijn bij waterkracht dezelfde als bij andere benutting van reservoirs. Zij hebben enerzijds betrekking op het uitstromen van rivieren in reservoirs (delta-

vorming, geleidelijke verhoging van het rivierbed bovenstrooms); anderzijds wordt de rivier benedenstrooms van de reservoirdam beinvloed (erosie, morfologische veranderingen). De vraagstukken zijn reeds behandeld in de paragraaf "Regulering van de waterafvoer". Bij de behandeling van multi-purpose projecten wordt hierop nog nader teruggekomen.

Riviercentrales (lagedruk).

Bij de zuivere rivier waterkrachtcentrale wordt een variabel verval gekweekt door plaatsing van een regelbare stuw in de rivier. Het netto verval H in de turbine zal hierbij klein zijn indien bij aanwezigheid van een hoogwaterbed de opgestuwde bovenwaterstand niet boven dit hoogwaterbed mag komen. De accumulatie zal dan ook beperkt blijven, al zal veelal wel enige ruimte blijven voor dagaccumulatie. Bij deze kleine opstuwingen zal het karakter van de rivier ook bovenstrooms van de stuw bewaard blijven.
De moeilijkheden die bij riviercentrales kunnen optreden t.o.v. waterstanden en afvoeren kunnen besproken worden aan het fictieve voorbeeld van Figuur 7.5-11 waarbij gebruik is gemaakt van de afvoer- en waterstandduurlijn van het bovendeel van de Gelderse IJssel.
In het voorbeeld zijn twee oplossingen bekeken, namelijk links een situatie met uigebreid hoogwaterbed waarboven niet mag worden opgestuwd, en rechts een situatie zonder hoogwaterbed en met dijken of hoge oevers, waarbij niet boven de hoogst opgetreden waterstand mag worden gestuwd. Voor beide gevallen is aangenomen dat het economisch niet verantwoord is om de turbineafvoer groter te maken dan 300 m^3/s.
De variatie van de afvoer der gezamenlijke turbines bedraagt dus 60 tot 300 m^3/s. Toepassing van verstelbare Kaplan-turbines zal voorkeur hebben. Aangenomen is een rendementsfactor η zoals aangegeven in de Figuur, en een kleine dagaccumulatie met behulp van kleine variaties van de bovenstand. Bij het gevolgde regelingsprogramma wordt de stand direct boven de stuw constant gehouden. Bij een zeldzaam voorkomende lage rivierafvoer levert de oplossing met lage stuwpeilen een vermogen $N = \eta.10.Q.h = \sim 1{,}5$ Megawatt.
De oplossing met hoge stuw heeft niet alleen een gestuwde stand die twee meter hoger ligt. Bovendien is het benedenwater een meter ver-



Figuur 7.5-11 Energieproductie bij kleine en grote opstuwing van een rivier.

laagd, door baggeren, door uitbreken van rotsdrempel, of door een omloopkanaal dat de turbineafvoer verder benedenstrooms op de rivieren brengt. Het vermogen wordt door deze maatregelen bij zeer lage afvoer ∿ 3 Megawatt.
Veel belangrijker is het verschil bij hoge rivierafvoeren. Bij de lage stuw wordt bij een overschrijdingsduur van 300 à 320 dagen het verval H zo klein dat geen aanvraardbaar rendement meer te verkrijgen is. De rivier kan dan beter geopend worden. Bij de hoge stuw kan daarentegen ook bij extreem hoge afvoeren nog een redelijk rendement bestaan met een vermogen van ongeveer 3 Megawatt. Dit vermogen kan dus gegarandeerd worden, en kan in mindering worden gebracht op het vermogen van gekoppelde thermische centrales. Daarom mag ook niet zonder meer worden gesteld dat de energieproducties resp. 33 en 87.10^6 kWh bedragen. Hieraan moet worden toegevoegd dat van de 87.10^6 kWh ongeveer 27.10^6 kWh een hogere kWh-prijs opbrengt, wellicht zelfs het twee à drievoudige. Hieruit zien we het grote belang van een gegarandeerd minimum vermogen. Behalve waterstandsproblemen zijn er bij een aantal riviercentrales ook sediment- en bodemevenwicht problemen. Gaat het om een alluviale rivier dan kan, met behulp van de berekeningen uit de paragraaf "Waterstandsregulering", een nieuwe evenwichtligging van de bodem berekend worden. Bij de lage stuw zal de verhoging boven de stuw meer dan een meter bedragen, terwijl terplaatse van de stuw een verlaging zal optreden. Bij de hoge stuw zal de aanzanding zelfs meer dan drie meter bedragen. Deze bodemverhogingen resulteren weer in waterstandverhogingen bovenstrooms die ontoelaatbaar kunnen zijn. In de praktijk valt deze verhoging vaak mee, en wel om twee redenen. In de eerste plaats is deze verhoging een sterk tijdsafhankelijk proces. Voeren we de berekening tijdsafhankelijk uit, dan blijkt het vaak vele decennia te duren voordat een waterstandsverhoging van betekenis is opgetreden. In de tweede plaats gaat het vaak om grove sedimenten, of om een bodem met rotsdrempels. Ondanks dit dient men bij elk project het probleem van de sedimenten te bezien. Vooral de verlaging nabij de stuw kan dan om voorzieningen vragen.
De beide voorbeelden uit fig. 7.5-11, dus een rivierwerk met kleine opstuwing, een deel van het jaar zelfs openstaand, tegenover een rivierkrachtwerk met groot verval met electriciteitsproductie het gehele jaar, komen beide in de praktijk voor. Zo heeft de centrale

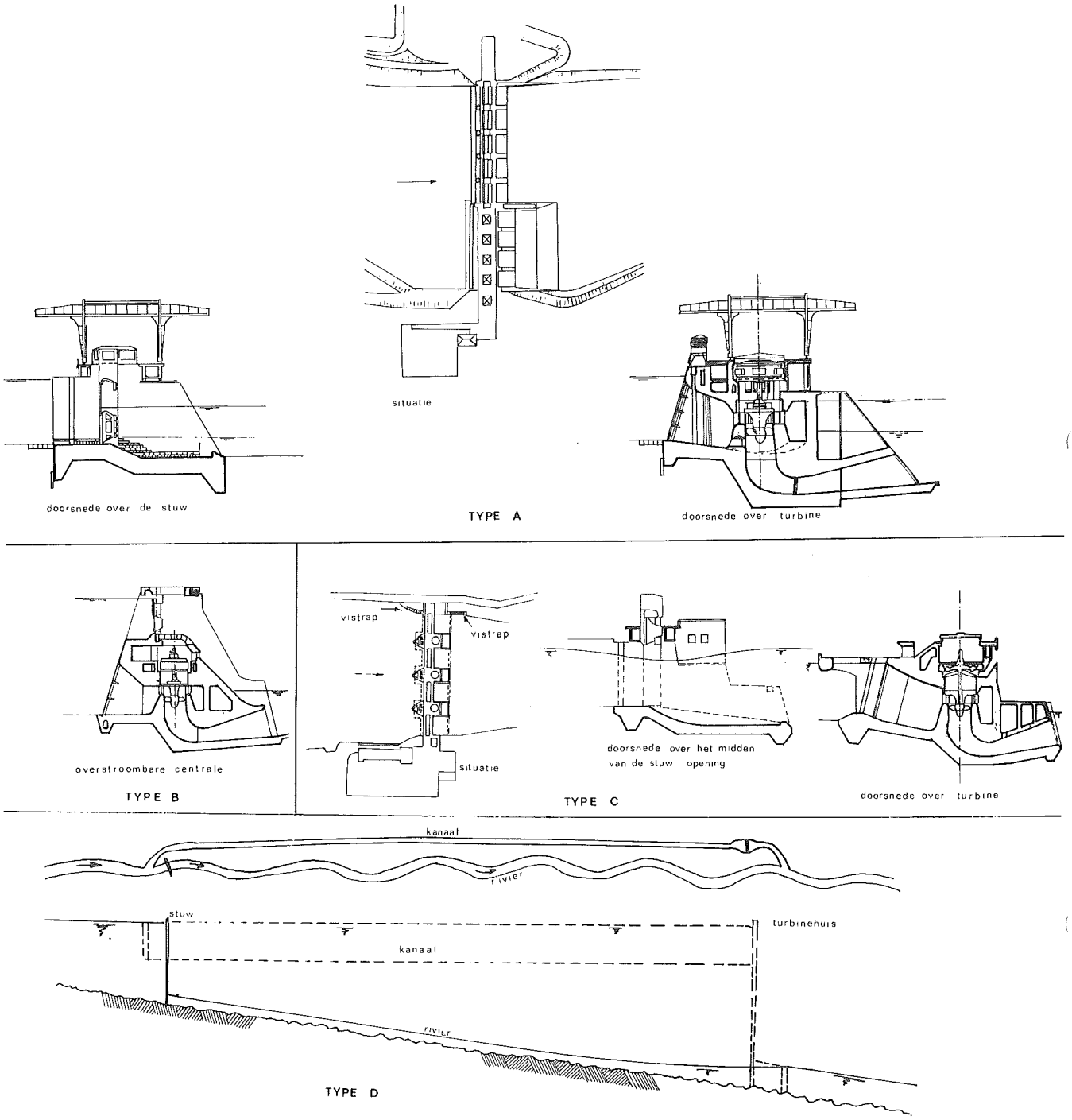
in de stuw Hagestein in de Lek slechts een verval van ongeveer 3 m. bij lage afvoer, terwijl bij hoge afvoer de stuw opengaat in verband met de beperkte hoogte van het stuwpeil (gelegen beneden de zomerkaden). Een voordeel is hierbij dat de tijdens het stuwen ontstane aanzandingen en uitschuringen weer opgeheven worden tijdens de hogere afvoeren en open stuw. Een voorbeeld van hoge opstuwingen vinden we bij riviercentrales in de Donau, waar bij lage afvoer meer dan 10 m. verval kan optreden. Door de plaatselijk heuvelachtige oever is het aldaar mogelijk boven de topstanden op te stuwen (Fig. 7.5-10), terwijl door uitschuring en uitbaggering de waterstanden beneden de stuw zijn verlaagd. Ook bij zeer hoge rivierafvoeren is er dus nog een redelijk verval. Hier komt dan wel het sediment een rol spelen. Maar dit is een langzaam proces dat voorlopig nog geen bezwaren kan geven.

Bij rivierwaterkrachtwerken is er vrijwel steeds de combinatie turbinehuis-stuw. Bij hoge uitzondering is wel eens een turbinehuis zonder stuw toegepast; in een kortsluitkanaal werd dan omloopverval gewonnen. Gaat het alleen om stuwverval dan wordt het turbinehuis gecombineerd met de stuw. Oplossingen zijn dan:

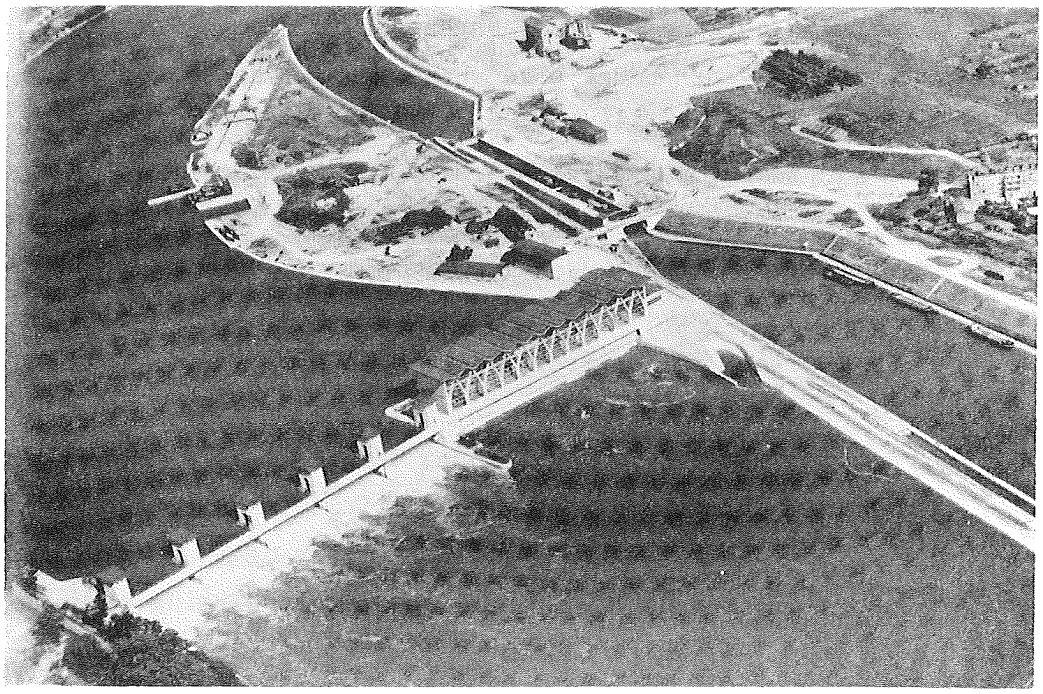
a) het turbinehuis ligt in het verlengde van de stuw, maakt er een hoek mee of verspringt; in elk geval zijn ze gescheiden;
b) stuwen en turbines zijn geïntegreerd: de turbines zitten onder de afvoerkleppen van de stuw, of wisselen elkaar af;
c) de turbines zijn geplaatst in de pijlers van de wegneembare stuw.

Soms heeft men een combinatie van stuwverval en omloopverval. In dat geval krijgen we type d en ligt het turbinehuis in een nevenkanaal van de rivier. In Figuur 7.5-12 zijn schematisch de oplossingen weergegeven.

Bij de oplossingen genoemd onder a is de minimaal benodigde breedte van turbinehuis en stuw vaak groter dan de beschikbare rivierbreedte. Wil men ze toch naast elkaar houden dan is een plaatselijke verbreding van de rivier nodig. Is de waterafvoer door de stuw dominerend dan zal deze stuw moeten stroken met de rivier, en het turbinehuis meer opzij worden geplaatst. In het omgekeerde geval zal het turbinehuis de belangrijkste plaats krijgen. In elk geval ontstaan variërende stroombeelden die in model bekeken moeten worden. In Figuur 7.5-13 is een luchtfoto van een dergelijk krachtwerk gegeven.

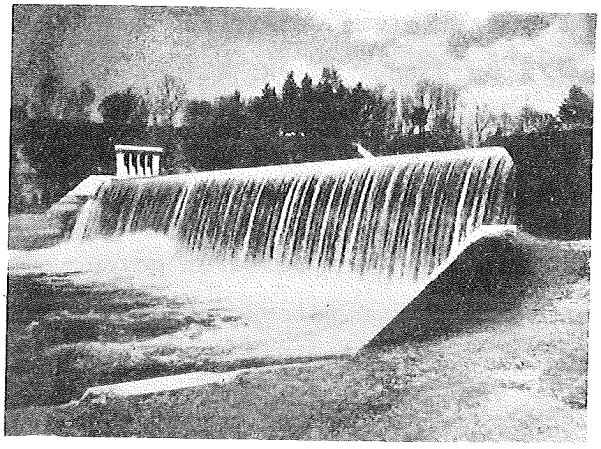


Figuur 7.5-12 Situering turbinehuis t.o.v. stuw.



Figuur 7.5-13 Luchtfoto van het krachtwerk Birsfelden in de Hochrhein.

Bij de oplossingen volgens type b kan het hoogwater geheel als bovenafvoer worden afgelaten; soms zijn naast de turbineleidingen regelbare afvoerleidingen geplaatst; een enkele keer is er nog een afzonderlijke regelbare stuw naast de gecombineerde turbine en afvoerconstructie. De tweede mogelijkheid is in Figuur 7.5-14 weergegeven.



Figuur 7.5-14 Gecombineerde turbines, overstort en onderafvoer.

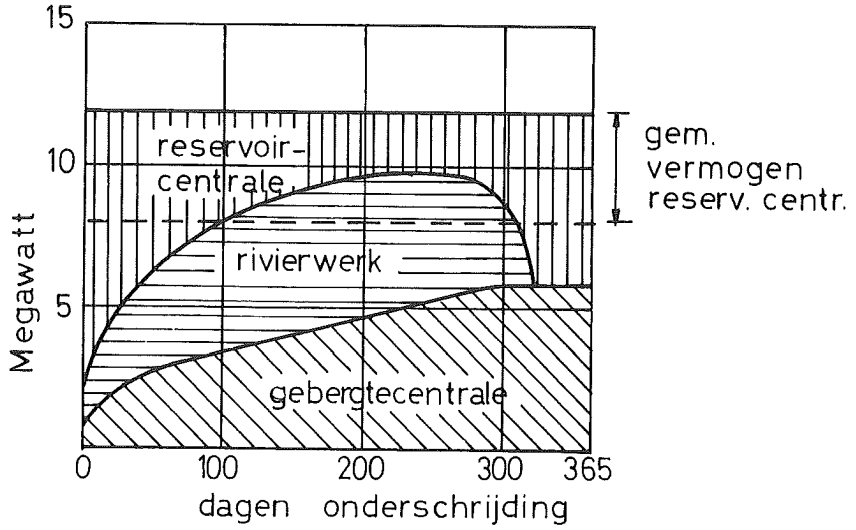
Bij de oplossingen genoemd onder type c wordt in de verbrede pijlers van een, vaak wegneembare, stuw de turbine geplaatst. Een voorbeeld is

de stuw in de Nederrijn bij Hagestein, die in de paragraaf over multi-purpose projecten nader wordt beschreven. Van de oplossingen genoemd onder type d is wellicht de meest bekende de waterkracht in de Bovenrijn bij Kemps. Aangezien het hier echter gaat om een aantal waterkrachtcentrales in dezelfde rivier zal hierop in het volgende nader worden teruggekomen.

10. Integratie van centrales

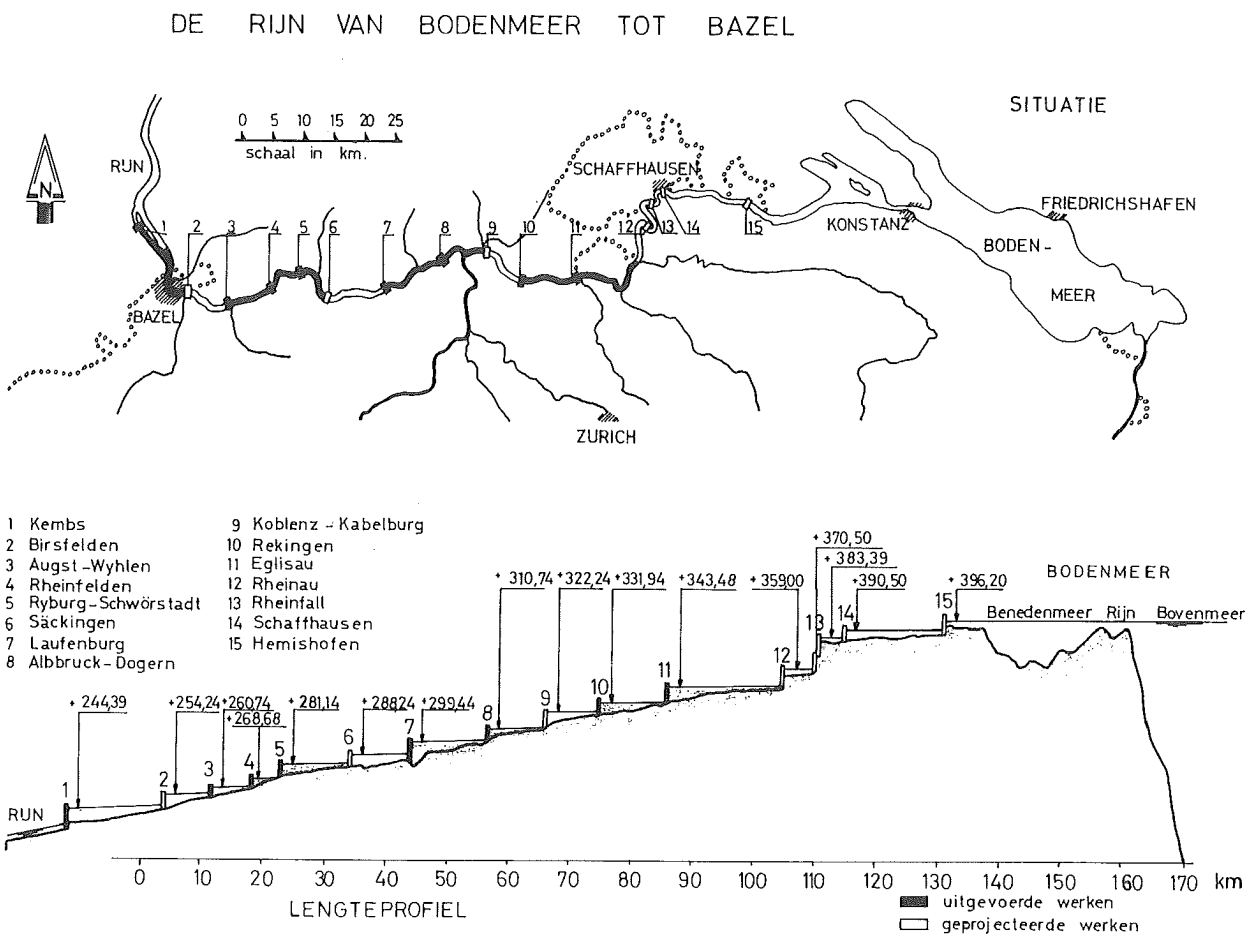
In het voorgaande werd aangetoond dat een enkele hogedruk- of lagedruk-waterkrachtcentrale als enige electriciteitsproducent voor een bepaald gebied niet doeltreffend is. Zelfs als er dag- of zelfs weekaccumulatie mogelijk is in de vorm van een kleine waterberging boven de turbines of in de vorm van een pompaccumulatiewerk, dan zal toch de variatie in Q en (of) H in de verschillende seizoenen een gegarandeerd minimum vermogen geven dat gering of zelfs nihil zal zijn. In dergelijke gevallen zal vaak voor een combinatie gekozen worden tussen een waterkracht- en een thermische centrale. De thermische centrale zal het leeuweaandeel van het te garanderen vermogen moeten leveren; de waterkrachtcentrale zal in hoofdzaak de functie van brandstofbesparing vervullen. Dit is dus een weinig profijtelijke oplossing van de waterkracht. Een middendruk (reservoir) centrale kan door de seizoenaccumulatie een betere oplossing geven, althans bij een doelmatige afvoerprogrammering. De vraag is of een combinatie van waterkrachtcentrales doelmatig kan werken. Betreft het de koppeling van centrales in verschillende stroomgebieden dan kan het verschil in regenregime reeds enige verbetering geven, al zal er veelal nog correlatie bestaan tussen de stroomgebieden ten aanzien van regenval. Het gelijktijdig optreden van een droge periode zal dan toch weer bezwaren geven. Economisch kan de toestand worden verbeterd indien waterkrachtcentrales van verschillende type gekoppeld worden. Koppeling van een hogedruk- of omloopcentrale met een lagedruk- of riviercentrale geeft voordelen in de natte tijd, doordat dan de hogedrukcentrale maximum vermogen geeft terwijl de riviercentrale in die tijd een lager of in 't geheel geen vermogen geeft door het kleiner zijn, resp. het geheel ontbreken van verval. Alleen in de extreem droge tijd kunnen dan weer bezwaren optreden door de kleine afvoer van beide centrales. Koppeling met een middendruk

(reservoir) centrale kan dan een betere oplossing geven mits de afvoer-programmering zodanig is dat de reservoircentrale in die tijd het leeuweaandeel verzorgt. Het principe is in de grafiek van Figuur 7.5-15 weergegeven.



Figuur 7.5-15 Combinatie berg-, reservoir en riviercentrale.

Deze oplossing ziet er op het eerste gezicht aantrekkelijk uit. In werkelijkheid zal deze combinatie nooit rendabel zijn; om een klein vermogen van 12 Megawatt op te wekken zijn drie centrales nodig, een kostbare stuw en een zeer kostbaar reservoir met reservoirdam. De kWh-prijs zou veel te hoog worden.
Een veel betere oplossing wordt verkregen indien het reservoir geplaatst wordt in de rivier bovenstrooms van de rivierstuw; in dat geval kan de egaliserende invloed van het reservoir ook ten nutte komen aan het rivierwerk. Dit principe is dan ook bij vele rivieren toegepast; het aantal rivierstuwen met centrales is dan in vele gevallen niet tot één beperkt. Voorbeelden zijn te vinden in de reeks van riviercentrales in de Donau en zijn zijrivieren, de Hochrhein, de Tennessee, enz.
In Figuur 7.5-16 is voor de Hochrhein tussen de Bodensee en Basel de reeks van waterkrachtcentrales aangegeven. De hierbij verkregen opstuwingen dienen in hoofdzaak voor waterkracht, nauwelijks voor scheepvaart.

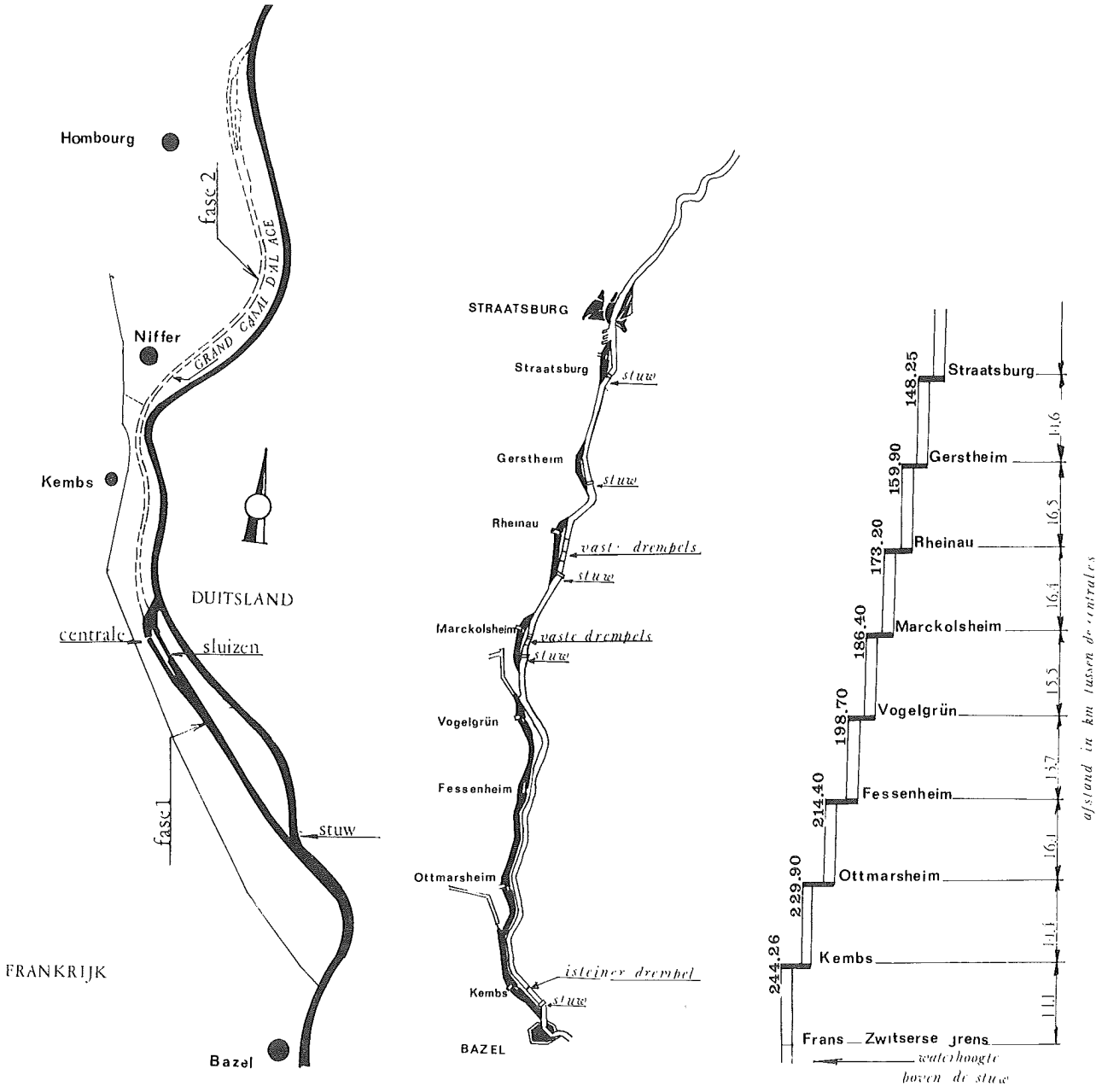


Figuur 7.5-16 De waterkrachtcentrales in de Hochrhein.

De aanwezigheid van hoge oevers maakt het bij rivieren vaak mogelijk om hoge opstuwingen toe te passen, soms met een accumulatie die groter is dan de variatie in dag- of weekverbruik. Dergelijke accumulaties werken gunstig op de centrales beneden, indien geen reservoir bovenstrooms aanwezig is. Verschillende systemen van stuwprogramma's zijn hierbij toegepast om het water een zo gunstig mogelijk vermogen te doen afgeven.

Zoals eerder vermeld wordt soms bij riviercentrales niet alleen stuwverval benut, maar wordt ook nog omloopverval verkregen door toepassing van een lateraal kanaal van ruime afmetingen zodat het kanaalverhang kleiner is dan het rivierverhang. Een voorbeeld is het Grand Canal d'Alsace, een ten dele uitgevoerd lateraal kanaal langs de Rijn tussen Basel en Straatsburg. Dit kanaal werd tevens als scheepvaartkanaal ontworpen ter vermijding van het ongunstige Rijntraject. In Figuur 7.5-17 is op de linker schets de eerste fase van het werk

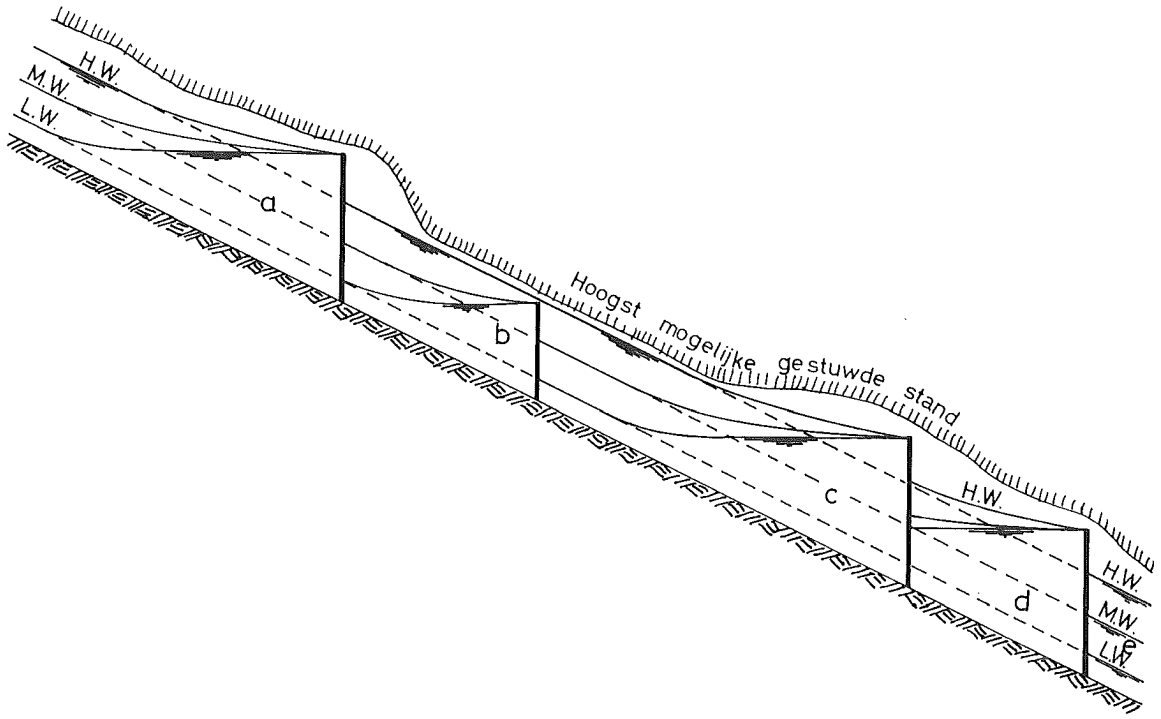
aangegeven, een stuw in de Rijn bij Kembs, en een lateraalkanaal met waterkracht en scheepvaartsluis, waar beneden het water terugvloeit naar de Rijn.



Figuur 7.5-17 Het oorspronkelijke Grand Canal d'Alsace project en de latere modificatie.

In de volgende fasen zou telkens het kanaal verlengd worden met weer een waterkracht, een scheepvaartsluis een een aflaat op de Rijn, waarna de eerste aflaat gesloten werd. Er was dus geen tweede, derde, enz. stuw in de Rijn nodig.

Na gedeeltelijke uitvoering van het project heeft men het principe moeten wijzigen. Bij lage rivierafvoer werd vrijwel de gehele Rijn-afvoer door het kanaal gevoerd. Dit zou betekenen dat bovenstrooms Straatsburg de rivier vrijwel droog zou vallen, met alle bezwaren van oeververdroging, esthetica, enz. Daarom zijn in een latere fase van het project rivierstuwen plus centrales toegepast, dus zonder lateraal kanaal met omloopverval.
Bij de trapsgewijze uitbouw van waterkrachtcentrales in een rivier wordt een maximaal effect bereikt als de terugstuwing van een stuw de bovenstrooms gelegen stuw net niet beinvloedt.



Figuur 7.5-18 Afstand van stuwen in een rivier.

In Figuur 7.5-18 is dit het geval in stuwpand b; de stuw tussen a en b heeft een maximum verval. Pand c is langer dan nodig is, een deel van de beschikbare energie gaat verloren in wrijvingsverlies in het boven-deel van pand c. Bij verschillende gestuwde rivieren zijn dergelijke panden aanwezig; de oorzaak kan gelegen zijn in een laag gelegen oever (zie Figuur), een ongunstige configuratie van het bed, maar ook een

nog niet voltooide benutting omdat het tussen b en c te bouwen complex het minst profijtelijke is. Bij het stuwpand d wordt de benedenwaterstand van de stuw tussen c en d wel beinvloed. Een reden voor deze toestand kan zijn de wens om de scheepvaart op de rivier meer vaardiepte te geven. In het voorbeeld van Figuur 7.5-18 wordt een stuwprogramma toegepast waarbij de bovenwaterstanden constant blijven; het kip-punt van de verhanglijn ligt dus direct boven de stuw. Alleen bij stuw b moet de stuw bij hoge afvoer geopend worden; deze toestand lijkt op het voorbeeld gegeven in de linkerkolom van Figuur 7.5-11. Bij het bovengenoemde afvoerprogramma zal in geval van een passerende hoogwatergolf de electriciteitsproductie geleidelijk worden opgevoerd, eerst in a, dan in b, enz. Er wordt water geaccumuleerd dat na de hoogwatergolf de afname in productie dempt. Kiest met het kip-punt meer bovenstrooms, dan gaat de productie bij het passeren van de golf snel omhoog, maar daarna ook weer snel omlaag door de kleinere accumulatie. Verder staat tegenover een verlies van bovenwaterstand een winst aan benedenwaterstand. Op de vele toegepaste stuwprogramma's wordt niet verder ingegaan; alleen dient nog iets gezegd te worden over sedimenttransport, aanzandingen en uitschuringen.

Door het opstuwen zal het transport van sedimenten worden beinvloed. Bij de meeste uitgevoerde projecten is met dit sedimenttransport weinig of geen rekening gehouden. Soms was onwetendheid de reden waarbij verrassingen niet altijd uitbleven. Soms was de redenering dat de te verwachten effecten zo ver in de toekomst liggen dat een economische beschouwing niet om voorzieningen vraagt. Dit is vooral het geval indien aanwezige rotsdrempels grote uitschuringen en aanzandingen verhinderen. In elk geval zal men dit wel moeten onderzoeken. In het voorbeeld van Figuur 7.5-18 zal ongunstige sedimentatie kunnen optreden. Nagegaan zal moeten worden hoe snel deze sedimentatie zal voortschrijden, en wat de gevolgen op de waterstanden zullen zijn. In pand b zal bovenstrooms uitschuring optreden. Dit is gunstig voor het verval van stuw a omdat de benedenstanden zullen dalen; de constructie van het kunstwerk moet er wel op berekend zijn. In pand c worden deze verschijselen nog versterkt; soms worden zij wel kunstmatig versneld door baggerwerk direct beneden de stuw tussen b en c. In pand d is de waterstand sterk opgezet; het sedimenttransport dus gering. Een reden voor de hoge opstuwing kan dan zijn de wens om de bodem zo min mogelijk te beinvloeden.

In rivierpand e tenslotte zal erosie kunnen optreden. In geval van sedimentbezwaren zou de beste oplossing zijn om de stuwen bij hoge afvoer open te zetten. Dit zou economisch echter op grote bezwaren stuiten.

11. Het rentabiliteitsvraagstuk

De ingenieur die een rivierproject voor het een of andere doel moet ontwikkelen zal zich in vele gevallen de vraag stellen of een combinatie met waterkracht profijt kan geven. Hij zal dan enig idee moeten hebben van de financiële mogelijkheden voordat hij besluit om een waterkrachtdeskundige in te schakelen. In het volgende zal getracht worden hier enig inzicht te geven. Zoals in het voorgaande werd betoogd hangt de financiële opbrengst van een waterkrachtcentrale in sterke mate af van het minimum vermogen dat het gehele jaar kan worden gegarandeerd. Dit ontlast het geinstalleerd vermogen van de gekoppelde thermische centrales. De kWh-prijs van deze laatste centrales geeft een indicatie van de opbrengst van dit deel van de waterkracht. Voor de niet gegarandeerde kWh opbrengst van de waterkrachtcentrale is de brandstofprijs per kWh van de thermische centrale een indicatie. Voor de riviercentrale houdt dit in: de minimum Q dient zo hoog mogelijk te zijn in de droge tijd; dit betekent veelal accumulatie. De minimum H dient zo hoog mogelijk te zijn in de natte tijd; dit betekent dus hoog opstuwen, eventueel de benedenwaterstand verlagen.
Deze vergroting van H werkt ook gunstig ten aanzien van de totale kWh opbrengst. Een belangrijk punt is dus altijd de kWh prijs van de thermische centrales, en de brandstofprijs per kWh. Deze prijzen verschillen van land tot land, maar ook van tijd tot tijd. Gegevens hierover zullen dus altijd verzameld moeten worden. Een enkel voorbeeld kan wellicht enig inzicht geven.
Nemen we als voorbeeld in Nederland een grote, moderne centrale met als brandstof zowel aargas als olie, met een geinstalleerd vermogen van 600 MW; bouwtijd 5 jaar. Voor de kostprijs dienen we te kennen:
1) rente, afschrijving en exploitatiekosten per geinstalleerde kW;
2) jaarprestatie in kWh per geinstalleerd kW;
3) brandstofkosten per gepresteerde kWh;

4) distributiekosten.

ad 1) Bouwkosten per geinstalleerd kW

civiele werken, terreinen,		f 100.-
installaties, inrichting		500.-
		f 600.-
bouwrente over 5 jaar à 20%		120.-
		f 720.-
rente en afschrijving	12%	
exploitatie	2%	
	14%	
Jaarkosten per geinstalleerd kW	0,14 x f 720.-=	f 100.-

ad 2) Belastingfactor 0,7
Jaarprestatie 0,7 x 24 x 365 = 6000 kWh
Installatiekosten per kWh = f 100/6000 = f 0,016

ad 3) Brandstofkosten f 8,- per Gigacalorie
rendement brandstof 40% (60% in koelwater en gassen)
nuttige opbrengst van een Gigacalorie
$0,4 \times 10^6$ Kcal = $0,4 \times 10^6 \times 4,2$ k joule
$= 0,4 \times 10^6 \times 4,2 \times 2,8 \times 10^{-4}$ kWh = 470 kWh
kWh - brandstofkosten = f 8/470 = f 0,017

ad 4) De distributiekosten zijn globaal te stellen op f 0,025 per kWh. De totale kosten van een kWh bedragen volgens deze berekening dus f 0,058, waarvan f 0,033 af centrale. Deze laatste kosten zijn voor de helft installatie-, en voor de andere helft brandstofkosten. Ter vergelijking diene dat de gemiddelde kWh-prijs voor alle centrales in 1973 in Nederland f 0,06 bedroeg.

Opmerkingen

a. De installatiekosten per kW zijn bij een grote centrale lager dan bij een kleine (zeer kleine heeft nog wel een aantal MW, de oude stedelijke centrales een aantal tientallen MW, moderne centrales een aantal honderden MW tot 1000 MW). De installatiekosten per

KW kunnen in ontwikkelingslanden hoger liggen;

b. De rentvoet fluctueert in plaats en tijd;

c. De Nederlandse eis van mogelijkheid tot omschakelen van gas op olie brengt extra kosten mee;

d. In de exploitatie vormen de personeelskosten de hoofdfactor;

e. Een belastingfactor van 0,7 = 6000 draaiuren per jaar is sterk vaiabel. Deze kan onder de 5000 en boven de 7000 komen, inclusief reserve-units;

f. De brandstofkosten stijgen in Nederland van f 6,- naar wellicht f 10,- per G cal. Het rendement wordt echter steeds gunstiger. In 1962 nog was voor een kWh 12.000 KJ nodig, in 1973 slechts 10.000 KJ. Aangezien een kWh overeenkomt met 3600 KJ is het rendement dus 36%. Gerekend is voor de komende jaren op 40%.

Vergelijken we nu een dergelijke thermische centrale met een mogelijke waterkrachtcentrale, die de energie zonder grote kosten in het net van de thermische centrale kan brengen (dus geen transportafstanden). Als voorbeeld een riviercentrale met een H = 10 m, een Q = 400 m^3/s, dus een N = 32 MW. Indien dit vermogen gegarandeerd kan worden, dus het gehele jaar beschikbaar, zal de waterkracht concurrerend zijn als de stroomkosten niet boven de f 0,033 per kWh komen. Bij een aantal van 6000 draaiuren mogen de geïnstalleerde jaarkosten bedragen:
6000 x 0,033 = f 200,-.
De afschrijving van een waterkracht kan over meer jaren worden verdeeld; ook de exploitatiekosten liggen lager dan bij een thermische centrale; stel tezamen 12%. De installatiekosten mogen dan bedragen:

$$\frac{100}{12} \times \text{f } 200.- = \text{f } 1670.- \text{ per kW.}$$

Aangezien de electrotechnische en werktuigbouwkundige onderdelen van een waterkracht goedkoper zijn dan van een thermische centrale zou voor de civiele werken een bedrag van rond f 1400.- resteren. dus voor een centrale van 32 MW een bedrag van 45 millioen gulden. Onder zeer gunstige omstandigheden is dit misschien wel te verwezenlijken. Ongunstiger wordt de toestand als een deel van de geïnstalleerde kW niet gegarandeerd kan worden (lagere H in natte tijd, lagere Q in droge tijd). Stel de helft wordt gegarandeerd, de andere helft

niet. De helft van de kWh brengt dus f 0,033 op, de andere helft f 0,017. In ons geval mogen de civiele werken dus slechts 35 millioen gulden kosten.

Een extreem voorbeeld vinden we bij de stuw te Hagestein. Hier kan niets gegarandeerd worden; een deel van het jaar staat de stuw open. Door het Prov. en Gemeent. Utrechts Stroomleveringsbedrijf Pegus wordt deze stroom opgenomen in het distibutienet. Dit bedrijf betaalt aan het Rijk een deel van de kostenbesparing op brandstof, nl. 85% van deze kosten voor de dagstroom, en 45% voor de nachtstroom.

In de 10-jarige periode 1965-1974 werd afgenomen:

$5{,}5\ 10^6$ kWh - dagstroom

$1{,}8\ 10^6$ kWh - nachtstroom

De brandstofkosten varieerden in die jaren van f 0,013 tot f 0,02 per kWh. Op grond van deze cijfers werd in deze 10-jarige periode uitgekeerd een bedrag van ongeveer f 85.000.- plus B.T.W.

7.6. Afvalverwijdering.

Bij beschouwingen over het nut, dat de rivier voor de mens kan opleveren, werd nogal eens de mening verkondigd, dat de rivier een belangrijke taak kan vervullen bij de afvoer van afvalstoffen van de menselijke samenleving en van industrieën, waarin mede begrepen het opnemen van calorieën uit het koelwater.
Ongetwijfeld heeft in het verleden, en ook nu nog wel, deze functie een rol gespeeld bij de overwegingen om een woonwijk of een industrie te situeren in de directe nabijheid van een rivier. Naast de voordelen ten aanzien van verkeer en vervoer, en van watervoorziening, gaf ook de mogelijkheid om afvalstoffen kwijt te raken een stimulans in deze richting. Het gevolg is geweest, dat in dichtbevolkte geïndustrialiseerde gebieden beken en zelfs grotere rivieren overbelast werden met afvalstoffen, en in perioden van lage afvoer een gevaar voor de gezondheid zijn gaan worden.
In de huidige tijd heeft zich bij deze afvalstoffen nog gevoegd de aanvoer van insecticiden, die door de landbouw worden gebruikt, radio-actief afval van kerncentrales, ziekenhuizen, laboratoria en industrieën; en ook de steeds groter wordende hoeveelheid warmte, die aan de rivier wordt toegevoerd. Tenslotte wordt op bevaarbare rivieren door de scheepvaart olie geloosd op het water, al zal een deel van de afgewerkte olie en bituminen ook afkomstig zijn van auto's en landwegen.
Bij dit alles moet men er dan nog rekening mee houden dat, tengevolge van calamiteiten of van onverschilligheid bij industrie en scheepvaart, grote hoeveelheden vergiften op de rivier kunnen komen.
Men zou de vraag kunnen stellen, wat de maximale belasting aan afvalstoffen is, die door de rivier kan worden afgevoerd zonder schade te doen aan de andere belangen, die aan die rivier verbonden zijn. Afgezien van het feit, dat men dan geen rekening houdt met eventuele calamiteiten, is een dergelijke benadering onjuist. De rivier is een dermate kostbaar milieu-onderdeel en dient zo vele belangen, dat elke mogelijke verontreiniging dient te worden bestreden. Een betere vraag is dan ook, op welke wijze de bestaande verontreiniging kan worden bestreden en nieuwe aanslagen op het milieu verhinderd. Op deze wijze kan ook meer ruimte worden gegeven voor onverhoopt optredende

calamiteiten, hoewel ook deze mogelijkheid moet worden bestudeerd, en tegenmaatregelen moeten worden genomen.
Intussen is het toch wel gewenst om een inzicht te krijgen in de mate waarin de verontreiniging van een rivier is voortgeschreden. In vele landen, waaronder Nederland en de E.E.G. zijn daartoe standaardeisen opgesteld ten aanzien van de maximale belasting van een rivier, bijvoorbeeld met zware metalen chemische verbindingen, bacteriën, enz. Temperatuur en zuurstofgehalte spelen hierin een rol. Deze standaardeisen kunnen betrekking hebben op:

1e, de algemene ecologie van de rivier en uiterwaarden, een gezond biologisch evenwicht;

2e, bijzondere eisen in verband met de benutting van de rivier voor speciale doeleinden (watervoorziening voor bevolking, industrieën of landbouw, visserij, recreatie, enz.).

Het geven van maxima brengt het gevaar met zich dat men geneigd kan zijn om de verontreiniging te laten "volbouwen" zonder een harde strijd te voeren de verontreiniging terug te dringen. Bij het optreden van calamiteiten is dan niet meer de vereiste reserve aanwezig.
Bij het bestrijden van de verontreiniging kan onderscheid worden gemaakt tussen twee principieel verschillende oplossingen, namelijk:

1e, het tegengaan van de toevoer van verontreinigd water naar de rivier;

2e, het bestrijden van verontreiniging in de rivier.

Bij de eerste oplossing moet men er rekening mee houden, dat de toevoer van bepaalde verontreinigingen niet of slechts ten dele is tegen te gaan.
Voorbeelden zijn natuurlijke verontreinigingen in het regenwater of het eroderende gesteente, verspreide bewoning langs de rivier, landbouwafvalwater, scheepvaart. Vooral ten aanzien van de lozing van stedelijk afvalwater en industrieel afvalwater kan nog veel verbeterd worden, ook door Nederland, dat zo graag met de beschuldigende vinger wijst naar de andere Rijnoeverstaten.
Het bestrijden van verontreiniging in de rivier zelf door directe zuivering kan in feite alleen bij kleine riviertjes. Zo wordt het water van de Emscher, een zijriviertje van de Rijn, waarin veel kolenslib wordt afgevoerd, volledig gezuiverd tot een maximum van 30 m^3/s, dat is een hoge afvoer voor deze rivier.

Bestrijden van verontreiniging in de rivier gebeurt in een aantal gevallen door het brengen van lucht en daarmee zuurstof in het water (luchtcompressoren, injecteren van lucht in waterkrachtturbines, stuwen met overstort.

Het bestrijden van mogelijke calamiteiten (explosieve lozingen van fabrieken, zinken van schepen geladen met gevaarlijke stoffen) komt bijrivierstudies steeds meer naar voren. Zo wordt voor de rivier de IJssel, de waterleverancier van ons grootste zoetwaterbasin, het IJsselmeer, onderzocht of het mogelijk en gewenst is om door plaatsing van een stuw (een kraan) nabij het bovenstroomse eind de watertoevoer af te sluiten in geval van een calamiteit op de Rijn, maar wellicht ook bij kleine afvoer van de Rijn, dus bij een zeer hoog zoutgehalte van het Rijnwater. Een dergelijke afsluiting zou wel betekenen, dat om de IJssel bevaarbaar te houden bij die lage Rijnafvoer, de gehele IJssel gekanaliseerd zou moeten worden. Dit zou dan weer het voordeel hebben, dat het bed van de IJssel verbreed zou kunnen worden en geschikt gemaakt voor duwvaart.

Het probleem van verbetering van de kwaliteit van rivierwater is een vraagstuk van specialisten; er zal hier dan ook niet verder op ingegaan worden.

7.7. Natuurbescherming en recreatie

In deze paragraaf zijn de onderwerpen behandeld die betrekking hebben op de waardering van de mens voor het rivierlandschap. Deze zouden gesplitst kunnen worden in:

a. natuurschoon
b. natuurstudie
c. recreatie.

ad a. Rivieren kunnen een grote bijdrage leveren tot de schoonheid van een landschap. Dit geldt niet alleen voor de puur natuurlijke rivier; ook de menselijke aankleding kan hiertoe een bijdrage leveren, een boerderij, vee in de uiterwaarden, een gierpont, scheepvaart, een stad langs de oever. Deze schoonheid heeft vele kunstenaars geïnspireerd tot verheven uitingen in beeld, muziek of proza. Voorbeelden zijn resp. Ruysdael, Sibelius, Mark Twain. Maar ook door minder begaafden wordt de rivier vaak als zeer waardevol ondervonden.

ad b. In en langs rivieren vinden we vaak interessante, en soms belangwekkende en zeldzame onderwerpen uit de geomorfologie en de biologie. Amateurs en wetenschapsmensen vinden hier dan ook belangrijke onderwerpen van studie; in de rivier zelf, in de oevers en in de duinen, plassen en moerassen van het hoogwaterbed.

ad c. In bovengenoemde aspecten zit reeds een element van recreatie. De rivier speelt echter ook een steeds grotere rol bij de gerichte recreatie. Dit kan zijn recreatie langs de rivier op de kampeerplaatsen, recreatie op de rivier zoals zeilen en vissen of recreatie in de rivier bij het zwemmen.

De rivieringenieur zal zich in de huidige tijd terdege bewust moeten zijn van de bovengenoemde facetten indien hij rivierwerken moet ontwerpen die van invloed kunnen zijn op de waarde van een rivier op het gebied van natuurschoon, wetenschap of recreatie. De grote moeilijkheid is echter dat deze waarden zeer subjectief en soms tegenstrijdig zijn, en een ingenieur zeker niet de aangewezen persoon is om hier een oordeel te geven. In elk geval zullen dus mensen uit de desbetreffende

disciplines een oordeel moeten geven. Bij de beoordeling dient een splitsing te worden gemaakt in een aantal facetten, zoals: landschap - geomorfologie - botanie - zoölogie - hydrobiologie - recreatie.
Daarbij dienen parameters te worden gehanteerd die voor die facetten verschillend kunnen zijn, maar voor de wetenschappelijke beoordeling betrekking kunnen hebben op: zeldzaamheid - aantal - kwaliteit, enz. Vervolgens zal men deze in cijfers moeten uitdrukken en tenslotte zal men aan de parameters en ook aan de facetten een gewicht moeten toekennen.
Een poging hiertoe is gedaan door dr.ir. F. de Soet en aliè in een artikel in "Natuur en Landschap", nr. 3/4 van 1974, getiteld: "De waarden van de uiterwaarden". Hiermee is voor de uiterwaarden van de Rijntakken een waardevergelijking gegeven. Het ging in dit geval dus om één type rivieren, en dan is een vergelijking wel te geven. Moeilijker zou het zijn om twee rivieren met verschillend karakter te vergelijken. In de praktijk gaat het echter vaak om de onderlinge vergelijking van een aantal mogelijke oplossingen voor een rivierproject en dan is de methode goed bruikbaar. Zo werd bij voorgenomen bochtcorrecties in de Gelderse IJssel bij Nijenbeek een dergelijk onderzoek gedaan ten aanzien van de verschillende mogelijkheden.

Bij bovengenoemd probleem is de rivieringenieur dus slechts ten dele betrokken; hij moet de plannen voorleggen aan een te vormen commissie. Vervolgens komt er een tweede probleem waarbij hij slechts ten dele is betrokken, namelijk de economische rechtvaardiging van eventueel duurdere oplossingen.
Het gaat dan om de beslissing of een oplossing die minder schade toebrengt aan natuurschoon, enz. maar duurder is dan een minder aanvaardbare oplossing economisch gerechtvaardigd is. De beslissing hierover is niet aan hem maar aan de volksvertegenwoordiging. Deze moet de beslissing nemen hoe het beschikbare geld besteed zal worden.
De rivieringenieur zal wel een overzicht moeten geven van de verschillende oplossingen met hun kosten, en daarbij het rapport van de commissie .

Ofschoon de rivieringenieur dus niet het laatste woord heeft in deze

zaken, zal hij toch bij zijn projecten steeds acht moeten geven op de waarden van de rivier. In het verleden is dit zeker niet altijd gebeurd. Bij de plannen tot regulering en normalisatie van de Rijntakken wordt hierover met geen woord gerept. Bij de indijking van het Oude Rijngebied tussen Lobith en Pannerden na 1945 werd nog geen bijzondere aandacht geschonken aan de omzetting van het mooie uiterwaardenlandschap met oude rivierarmen, plassen en moerassen in landbouwgebied.
Dit werk zou heden ten dage zeker een aktiecomité hebben opgeleverd.
Ook de uitgevoerde bochtafsnijding in de IJssel bij De Steeg ondervond nog weinig verzet al was de schade aan het landschap groot.
Bij de kanalisatie van de Nederrijn werden wel esthetische eisen gesteld aan de kunstwerken, maar nog niet aan de rivierligging.
Het grote verzet kwam bij de voorgenomen plannen tot correctie van de Waalbochten bovenstrooms Nijmegen. Bij deze correctie zou de rivier omgelegd worden en door een uniek natuurgebied "de Groene Landen" worden gegraven. Het grote verzet hiertegen heeft de ontwerpers gedwongen andere rivieromleggingen te zoeken, desnoods oplossingen die duurder en uit technisch oogpunt minder aanvaardbaar waren.
Als voorbeeld is verder te noemen het plan tot verhoging van de veiligheid tegen overstroming door middel van rigoureuze dijkverhoging langs de Rijntakken. Hierdoor wordt veel begroeiing en oude bebouwing opgeofferd, en verder binnen- en buitendijkse wielen, plassen en moerassen gedempt. Het verzet hiertegen dwingt tot nadere overweging van alternatieve oplossingen of zelfs tot aanvaarding van minder veiligheid.

De schoonheid van een rivierlandschap is van vele factoren afhankelijk; hierbij spelen de schaalverhouding van rivier en landschap en de overzichtelijkheid een grote rol. Zeer grote rivieren voldoen hier bijvoorbeeld niet aan. Bij de regulering van het rivierbed is steeds een eerste eis dat het natuurlijke karakter bewaard moet blijven. Bij de regulering van delen van de rivier de Aare in Zwitserland werden sommige secties veranderd in rechte kanalen, terwijl begroeiing langs de oever de rivier aan het zicht onttrok.
Bij beekreguleringen in ons land terwille van vergroting van de afvoercapaciteit bij hoogwater bestaat de neiging om veel meanders kort te sluiten, hetgeen grote afbreuk kan doen aan het dikwijls fraaie beeklandschap.

De esthetische en natuurwetenschappelijke waarde van het hoogwaterbed wordt van verschillende kanten bedreigd. Genoemd kunnen worden landbouwkundige, stedebouwkundige, industriële, maar ook waterbouwkundige verlangens.
Indijking, egalisatie, ophoging, afgraving en drainage kunnen veel kwaad doen. Ook de rivieringenieur kan hierbij schuldig zijn indien hij de afvoercapaciteit van het hoogwaterbed wil vergroten, of indien hij bochtafsnijdingen wil leggen door onvervangbare natuurgebieden. Het nemen van aktie hiertegen kan gerechtvaardigd zijn, maar is dit niet altijd.
Een voorbeeld is het aftichelen van uiterwaarden ten behoeve van de steenfabrieken. Volgens eeuwenoud gebruik wordt een kleilaag afgegraven die is aangeslibd gedurende de voorgaande generatie, dus bijvoorbeeld één meter over 30 jaar. De afgegraven oppervlakte wordt weer ingezaaid en blijft behouden voor vee, weidevogels en landschap. Een dergelijk cultuurlandschap heeft zijn eigen waarde vergeleken met een puur natuurlandschap. Bezwaarlijk wordt het pas als de kip met de gouden eieren wordt geslacht; dit is het geval als mechanisch de klei tot grote diepte wordt afgegraven. Er ontstaan dan vaak lelijke plassen, weideland gaat verloren, maar ook de toekomstige kleiwinning gaat verloren door de groei van struikgewas, riet, enz.
Tenslotte kan hierdoor ook de ruwheid van het hoogwaterbed toenemen, resulterend in een kleinere afvoercapaciteit.

Rivieroevers kunnen in verschillend opzicht waardevol zijn. Vastlegging ervan met behulp van kribbeb of oeververdedigingen kan schade toebrengen indien deze constructies opvallen of de oever een monotoon karakter geven. Onderbrekingen in oeververdedigingen zijn aan te bevelen in verband met begroeiing, visstand, overstekend wild, recreatie, enz.

De natuurlijke variatie in waterstanden en -afvoeren in rivier en hoogwaterbed speelt een belangrijke rol ten aanzien van factoren als ecologie en recreatie.
Gaat men hierin kunstmatig veranderingen aanbrengen door wateronttrekking, afvoeregalisatie met behulp van reservoirs, of opstuwing met behulp van stuwen, dan zal men zich bewust moeten zijn van de veranderingen die zullen optreden in flora en fauna, in het natuurschoon en in de

recreatie.

Tenslotte is de kwaliteit van het rivierwater een belangrijke factor. Het lijkt onnodig om hier verder in te gaan op de bezwaren die verontreiniging van rivierwater kan opleveren voor de eerdergenoemde factoren natuurschoon, natuurwaarde en recreatie.

7.8. Erosiebestrijding en sedimentbenutting.

7.8.1 Erosiebestrijding.

In paragraaf 3.1 werd het verschijnsel erosie behandeld; zowel de langzame normale erosie van het landoppervlak als de versnelde erosie. Bij de normale erosie gaat het niet alleen om de verwering van naakte rots in de bovenloop van de rivieren; ook bij landoppervlak dat bestaat uit zacht gesteente of sedimenten bedekt door humus en vegetatie vindt een zeer langzame erosie plaats, doordat de afdekking nooit volledig als filter werkt. Deze langzame erosie doet de rivier geen schade en is nuttig voor de mensheid door het vormen van bruikbaar land (uitbouw van delta's in zee of meer, opvullen van laag gelegen gronden). De vruchtbaarheid van dit land wordt nog verbeterd door fijn sliben silt, en organische stoffen.
In tegenstelling tot de normale erosie staat de versnelde erosie, die reeds bij flauw hellende gronden (5-10 %) kan optreden zodra de begroeiing om de een of andere reden wegvalt (door invloeden van mens, dier, droogte). In paragraaf 3.1 werden de gevolgen reeds besproken. In eerste instantie treedt snelle erosie op van het landoppervlak (plaaterosie). Toevallige concentraties van afstromend water zijn onverzadigd in sedimentaanvoer. Het gevolg is opnemen van sediment uit de bodem, het ontstaan , groeien en eventueel terugvreten van geulen. De dominerende geulen vreten zich steeds dieper in, onder verkleining van het verhang. Deze ingraving komt pas tot staan als de vaste rots is bereikt of het verhang zo klein is geworden, dat bijna evenwicht is bereikt tussen sediment- en water-aanvoer. Hiermee is in vele gevallen het erosieproces nog niet voltooid; weliswaar is de verticale erosie ten einde, maar nu gaat de geul meanderen en begint door horizontale erosie de oevers op te ruimen. Ook nu worden nog grote hoeveelheden sediment afgevoerd, vaak tot schade van de rivier benedenstrooms, maar ook tot schade van de landbouwgrond aan weerszijden van de meanderende geul. Meandering treedt ook op in de midden- en benedenloop van rivieren, ook nu vaak tot schade van de oeverlanden. In dit geval wordt echter de rivier benedenstrooms niet belast door excessieve sedimentbelasting, aangezien de geerode-rende sedimenten zich weer afzetten op de oever, die uitbouwt.

De bestrijding van de versnelde erosie kan van groot belang zijn voor de benutting van het land, maar ook van de rivier. Hoewel in vele gevallen in de eerste plaats de landbouwkundige hier een taak heeft, zal ook de rivier-ingenieur in verschillende gevallen nuttig werk kunnen verrichten. In het volgende zal hierover het een en ander worden vermeld, waarbij de eerder genoemde drie fasen aan bod komen, namelijk de bestrijding van oppervlakteerosie, van vertikale geulerosie en van erosie door meandering.

Het tegengaan van oppervalkteerosie vraagt om landbouwkundige maatregelen; het zwaartepunt ligt op het tegengaan van de snelle afstroming van water over het oppervlak. Genoemd kunnen worden:

1) geen terreinen blootleggen, die gevaar opleveren;
2) toepassing van grasland en geen bouwland op hellingen;
3) indien op hellingen geploegd moet worden, dan de voren volgens de hoogtelijnen ploegen;
4) eventueel toepassing van zogenaamde wafelvelden;
5) toepassing van regenseizoen gewassen;
6) rotatie van gewassen voor gevarieerde beworteling;
7) toepassing van "stripcropping", open gewassen afwisselen met stroken bodemafdekkende gewassen;
8) terrasbouw bij sterke hellingen (struiken of muurtjes);
9) in plooien waar sterke afstroming plaats vindt, toepassing van speciale grasmat met grasdammen ter afremming;
10) grasaccumulatievelden onderaan hellingen;
11) diepploegen bij ondoorlatende lagen;
12) bij reeds ontstane geulen het water afleiden;
13) bij reeds uitgedroogde grond windsingels en beregening toepassen.

Bij sterke hellingen, zoals bij een beekingraving is een forsere ingreep nodig. Voorbeelden zijn bekleding met sterk- en struikgewas zoals klimop, rijshouttuinen, balkstapelingen, kleilaag plus krammat, asfalt. Gaat het om kunstmatige taluds, dan kan een grasmat voldoende zijn, indien gezorgd wordt, dat tussenbermen worden toegepast om het afstromende water af te remmen, te accumuleren en opnieuw

te verdelen. Kunstmatige drainage met behulp van opvang- en afvoergoten kan zelfs nodig zijn.
Bij stijle hellingen veroorzaakt door ingravende geulen ligt het kwaad echter bij de geul. Een verdere ingraving dient dan bestreden te worden.

Ingraving ontstaat doordat geen evenwicht bestaat tussen de sediment transportcapaciteit van het water en de hoeveelheid aangevoerd sediment . Oplossingen zijn dan:

1) het gebrek aan evenwicht niet opheffen maar verhinderen, dat sediment uit de bodem wordt opgenomen. Middelen hiertoe zijn: bestratingen met grovere steen, steenzetwerk, metselwerk, asfalt, beton, enz.
2) verkleinen van de topafvoeren, die verantwoordelijk zijn voor het leeuwendeel van het sedimenttransport. Dit kan met behulp van reservoirs in de bovenloop.
3) verkleining van het verhang en dus van de transportcapaciteit door concentratie van vervallen instuwtjes (Wildbartverbauung, Headwatercontrol).(fig. 6.6-3 en 6.6.-4). Hierbij komen problemen aan de orde betreffende afstand en verval van de stuwen, bodemverdediging direct beneden de stuw, hoogte ligging stuwterrein t.o.v. beekbodem, toe te passen materialen, enz. Dit is in feite een economisch optimalisatie vraagstuk. Een probleem is steeds, welke de evenwichtshelling zal worden dus welke hoeveelheid sediment dan af te voeren is. Het veiligste is om te rekenen dat bij hoge afvoer nog geen sediment in beweging mag komen, dus een Ψ-waarde aanhouden van 0,03 à 0,04 (zie par. 3.2). In werkelijkheid mag wel een wat hogere waarde worden aangehouden. Vergelijking met andere beken kan hierover een indruk geven.
   Tenslotte het vraagstuk van het tegengaan van meandering. Dit is in feite alleen doeltreffend te doen door fixatie van de oever. Bij kleine beken is dit soms nog wel economisch verantwoord, maar bij grote rivieren is dit nooit verantwoord indien er geen andere belangen zijn, die hierom vragen.

7.8.2 Sedimentbenutting.

Tegenover het euvel van de versnelde erosie staat het nut dat het sediment kan hebben voor verschillende doeleinden. Genoemd kunnen worden de benutting van grind en grindzand voor de bouwindustrie en de filterbedrijven, van zand voor specie en ophogingen van slib en silt voor het verbeteren van landbouwgronden. De winning van schoon gewassen zand en grind vindt op vele rivieren plaats. Op de Duitse Rijn beneden het Ruhrgebied en op de Nederlandse Rijntakken zijn sedert het begin van deze eeuw enorme hoeveelheden zand en grind gebaggerd. Tot omstreeks 1940 bedroegen deze hoeveelheden een veelvoud van de door de rivier aangevoerde sedimenten. De hierdoor veroorzaakte verdieping van het zomerbed bedroeg plaatselijk meer dan 2 meter. Opgemerkt moet worden, dat tot deze verdieping ook bijgedragen heeft de inzakking van oude mijngangen onder de rivier. Door de verlaging van het bed dienden voorzieningen te worden getroffen langs damwanden en rond brugpijlers. De verlaging van de lagere waterstanden veroorzaakte verdroging van de oevers en bracht de noodzaak van uitdiepen van aansluitende havens en kanalen en van het treffen van voorzieningen bij sluisdrempels. Toen de gevolgen duidelijk werden, heeft men in Duitsland en Nederland door contingentering de toegestane hoeveelheden te baggeren zand en grind geleidelijk omlaag gebracht.
Thans wordt er minder gebaggerd, dan de rivier aan sediment aanvoert; een nieuw evenwicht is echter nog niet bereikt.
Door de sterke contingentering was de zand- en grindhandel genoodzaakt naar andere winplaatsen uit te zien. Voor een deel zijn deze gevonden in de uiterwaarden van de rivier. Vooral de uiterwaarden van de Maas tonen het resultaat: de grote waterplassen betekenen niet alleen verlies aan landbouwgrond, maar ook aan natuurschoon. Voor een klein deel zijn deze plassen later opgevuld met mijnsteen en afgedekt door landbouwgrond; voor een ander deel hebben de plassen een watersportfunctie gekregen. Maar dat dit zo niet verder kan, is wel duidelijk.

Rivierslib en silt hadden in het verleden grote betekenis voor het verbeteren van de uiterwaarde. Maar sinds in dit slib zware metallen voorkomen, waardoor het nu reeds niet meer mogelijk is om schapen in de uiterwaarden toe te laten, wordt deze vorm van bemesting dubieus.

Waarvoor het slib van vele rivieren nog wel voor gebruikt wordt, is ten behoeve van de baksteenindustrie . In tweeërlei opzicht geeft dit voordeel: uiteraard door de productie van baksteen, in sommige landen waar geen grind is (Bangladesh) ook voor de beton-industrie. Maar ook wordt door de periodieke afgraving verhinderd, dat in vastgelijde rivieren, zoals Rijntakken, het hoogwaterbed geleidelijk zou dichtslibben. Vroeger werd eens per generatie de kleilaag verwijderd tot boven het grondwater en werd vervolgens tot inzaaiing overgegaan. Hierdoor kon steeds opnieuw worden afgegraven, terwijl een fraai kultuurlandschap met grasland en weidevogels behouden bleef. Het is te hopen, dat paal en perk wordt gesteld aan de thans op enkele plaatsen toegepaste ontgravingsmethode, waarbij de hele kleilaag tot onder het grondwater mechanisch wordt verwijdert, waarbij riet- en rijshoutbegroeiingen ontstaan, die een toekomstig aftiggelen onmogelijk maken, weideland verloren laten gaan, natuurschoon bederven en de hoogwaterafvoer van de rivier kunnen belemmeren.

7.9 KRUISINGEN VAN INFRASTRUCTUURWERKEN MET RIVIEREN

1. Algemeen

Rivieren vormen vaak obstakels in het tracee van infrastructuurwerken zoals land-, spoor- en waterwegen, leidingen voor het transport van vloeistoffen en gassen, en kabels voor het transport van electriciteit en berichten.De vraagstukken die hierbij aan de orde komen, hangen samen met de eigenschappen van de rivier en van het infrastructureel project.

Bij het zoeken naar oplossingen voor de kruising zullen de belangen van de rivier en van het infraproject tegen elkaar moeten worden afgewogen, teneinde tot de optimale oplossing te komen. De rivierbelangen die in het geding zijn hebben betrekking op:

1. de grootte en variatie in afvoer en bijbehorende waterstanden;
2. het sedimenttransport;
3. de afvoer van andere vaste stoffen als ijs en vegetatie;
4. de loop, beweeglijkheid en afmetingen van het laagwaterbed;
5. de breedte en het karakter van het hoogwaterbed.

Daarnaast kan, als de rivier als scheepvaartweg wordt gebruikt, ook:

6. de intensiteit van het scheepvaartverkeer en de afmetingen van de schepen een belangrijke rol spelen bij de vormgeving van de kruising.

Ten aanzien van het infrawerk is een soortgelijke opsomming van belangen moeilijker te geven, gezien de grote verscheidenheid in eigenschappen en afmetingen van deze werken. Bij deze werken komen we een drietal onderdelen tegen: het vervoersobject, het vervoersmiddel en de vervoersweg. Daarbij duikt vaak de vraag op of de vervoersobjecten continu de kruising moeten kunnen passeren of dat onderbreking van het transport aanvaardbaar en uitvoerbaar is. Deze vraag zou ook betrekking kunnen hebben op de rivier; ten aanzien daarvan zij opgemerkt dat het rivierwater te allen tijde de kruising moet kunnen passeren. Wat het sedimenttransport betreft kan, afhankelijk van de grootte, dit soms bovenstrooms van de kruising worden opgevangen en in andere perioden worden afgevoerd. IJs en vegetatie vereisen ook een continue afvoer om verstopping van de rivier te voorkomen. Ten aanzien van het scheepvaartverkeer op

een rivier kan een onderbreking toelaatbaar zijn; dit is afhankelijk van de intensiteit en manoeuvreerbaarheid van het scheepvaartverkeer. Bij de infrastructuurwerken is dus de beslissing continue of discontinue passeren van de kruising van belang. Bij land-, spoor- en waterwegtransport zijn periodieke stremmingen soms aanvaardbaar; de ontstane wachttijden en economische schade spelen bij wel of niet toelaten de hoofdrol.

Bij buistransport van vloeistoffen en gassen zal een discontinue kruising misschien aanvaardbaar kunnen zijn, maar constructief-technisch nauwelijks denkbaar. Ook ten aanzien van het transport via kabels kan hetzelfde worden opgemerkt.

Samenhangend met het vraagstuk discontinu-continu staat de keuze van de vormgeving van de kruising a-niveau, versus niet a-niveau. Als het infrastructuurwerk een continue kruising verlangt dan zijn er zonder de rivierbelangen te schaden en bij ongewijzigde hoogteligging van de rivier twee mogelijkheden over de rivier heen of onder het rivierbed door - de brug of de electriciteitskabel gedragen door masten, en de tunnel of de kabelsleuf. Als het belang van het infrastructuurwerk zo groot is dat én continu transport én hoogteligging vereist zijn dan wordt de rivier onder de transportweg doorgevoerd - de riviersyfon.

Bij kruisingen a-niveau speelt vaak het schip een rol, hetzij als schakel in het infrastructuurwerk (veer), hetzij als scheepvaart op de rivier. De keuze uit de verschillende mogelijkheden wordt in de eerste plaats bepaald door de kosten van aanleg en onderhoud. Hierbij dienen de gekapitaliseerde kosten, veroorzaakt door hinder aan rivier en infrastructuurwerk, mede in beschouwing worden genomen. Naast de louter technische en economische factoren kunnen ook milieu-overwegingen een rol spelen, zoals landschaps- en stedeschoon.

2. Kruisingen met land- en spoorwegen

De oudste wijze van kruising van de rivier met de landweg is de doorwaadbare plaats. Dergelijke plaatsen worden in de geschiedenisboekjes nadrukkelijk vermeld, omdat de gebeurtenissen bij een dergelijke oversteek soms de loop der historie bepaalde (Hannibal).

Ook tegenwoordig komen zij nog wel voor in streken waar de rivierbeddingen een deel van het jaar droog liggen; hierbij is dan soms de bedding ter plaatse van de kruising geëgaliseerd en voorzien van een verharding-de zgn. Irish crossing. Alleen in de regentijd kan verkeer onmogelijk worden indien er op de plaats van oversteek zo veel water staat en/of de stroom zo sterk is, dat oversteken te grote gevaren met zich mee zou brengen.

Een ander voorbeeld van gelijkvloerse kruising met het landverkeer is het veer. Afhankelijk van karakter, aanbod en intensiteit van het verkeer is er een grote verscheidenheid in veerboten. Er zijn vrijvarende en kabelveren; de voortbeweging van de laatsten vindt plaats langs een dwars- of een langskabel waarbij de benodigde voortstuwing soms nog door het stromende water zelf wordt geleverd (gierpont). Ter vermindering van hinder van de scheepvaart heeft een deel eigen voortstuwingsmechanisme gekregen. Een vrijvarend veer geeft de minste hinder; door toepassing van Voith-Schneider propellers is de manoeuvreerbaarheid te vergroten.

Bij rivieren met een laag- en een hoogwaterbed zal het veer alleen van de ene oever van het laagwaterbed naar de andere oever varen;

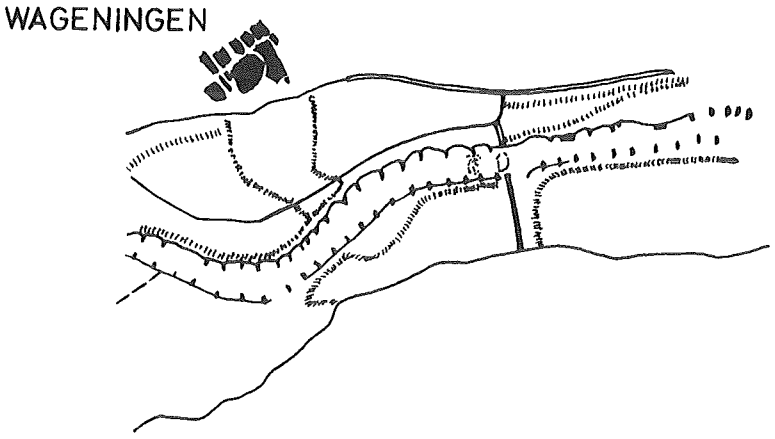


Fig. 7.9-1 Veerstoep Lexkesveer.

door het hoogwaterbed zal dan een toegangsweg naar de veerstoep moeten lopen. De hoogteligging van deze toegangsweg bepaalt mede het wel of niet in de vaart blijven van het veer bij hoogwater. Deze weg wordt daarom veelal op dammen in het hoogwater gelegd; alleen bij zeer hoge afvoeren zal de weg overstroomd kunnen worden. Het hoogwaterbed wordt door deze dammen plaatselijk sterk verkleind, waardoor concentratie van de afvoer optreedt, zodat tijdens hoogwater ter plaatse van de kruising een ontgronding ontstaat en benedenstrooms een verondieping, die bij snel dalend water problemen voor de scheepvaart kan opleveren (zie fig. 7.9-1, de situatie van de veerstoep bij Leskensveer in de Nederrijn). Dergelijke dammen worden nu meer en meer vervangen door doorlaatbruggen die het hoogwaterbed overspannen. In de zojuist genoemde situatie is de plaats van de veerstoepen door stabiele oevers gefixeerd, en zo gekozen dat er altijd voldoende waterdiepte aanwezig aanwezig is. Bij grote alluviale rivieren met eroderende oevers en beweeglijke banken en geulen zijn de problemen bij de kruising meer gecompliceerd. Door een beweeglijk geulen- en bankenstelsel kan de aanlegplaats geblokkeerd worden, waardoor de plaats van de veerstoepen veelvuldig moet worden gewijzigd. De foto's van fig. 7.9-2 geven een dergelijk voorbeeld. Dit betreft een spoorweg-veer over de Brahmaputra in Bangla Desh.

De overgang naar een meer continue oeververbinding vormt de schipbrug. De veren hebben voor het landverkeer het nadeel dat de vervoerscapaciteit beperkt is, wat bij een groot verkeersaanbod lange wachttijden zal betekenen. Dit is wel gedeeltelijk te ondervangen door het aantal veerboten uit te breiden en de frequentie van het aantal vaarten op te voeren, doch deze mogelijkheden zijn ook begrensd; vooral bij grote vervoerspieken zal de verkeersafwikkeling vrij lang duren. Vandaar dat men vroeger de verbinding soms met een schipbrug uitvoerde. Van deze schipbruggen konden een aantal elementen uitgevaren worden om het scheepvaartverkeer door te laten. Het behoeft geen betoog, dat een schipbrug een hinderlijk obstakel voor de scheepvaart vormt. Druk van scheepvaartzijde en de hoge kosten in onderhoud hebben er toe geleid, dat de laatste schipbrug in 1946 van de Rijn is verdwenen. Toepassing zal in het algemeen niet meer voor civiele doeleinden plaats hebben. Historisch gezien werd de importantie van de schipbruggen ook niet bepaald door het civiele landverkeer, maar door militaire overwegingen; het oversteken van rivieren door militaire

formaties op willekeurige punten stond hierbij op de voorgrond.

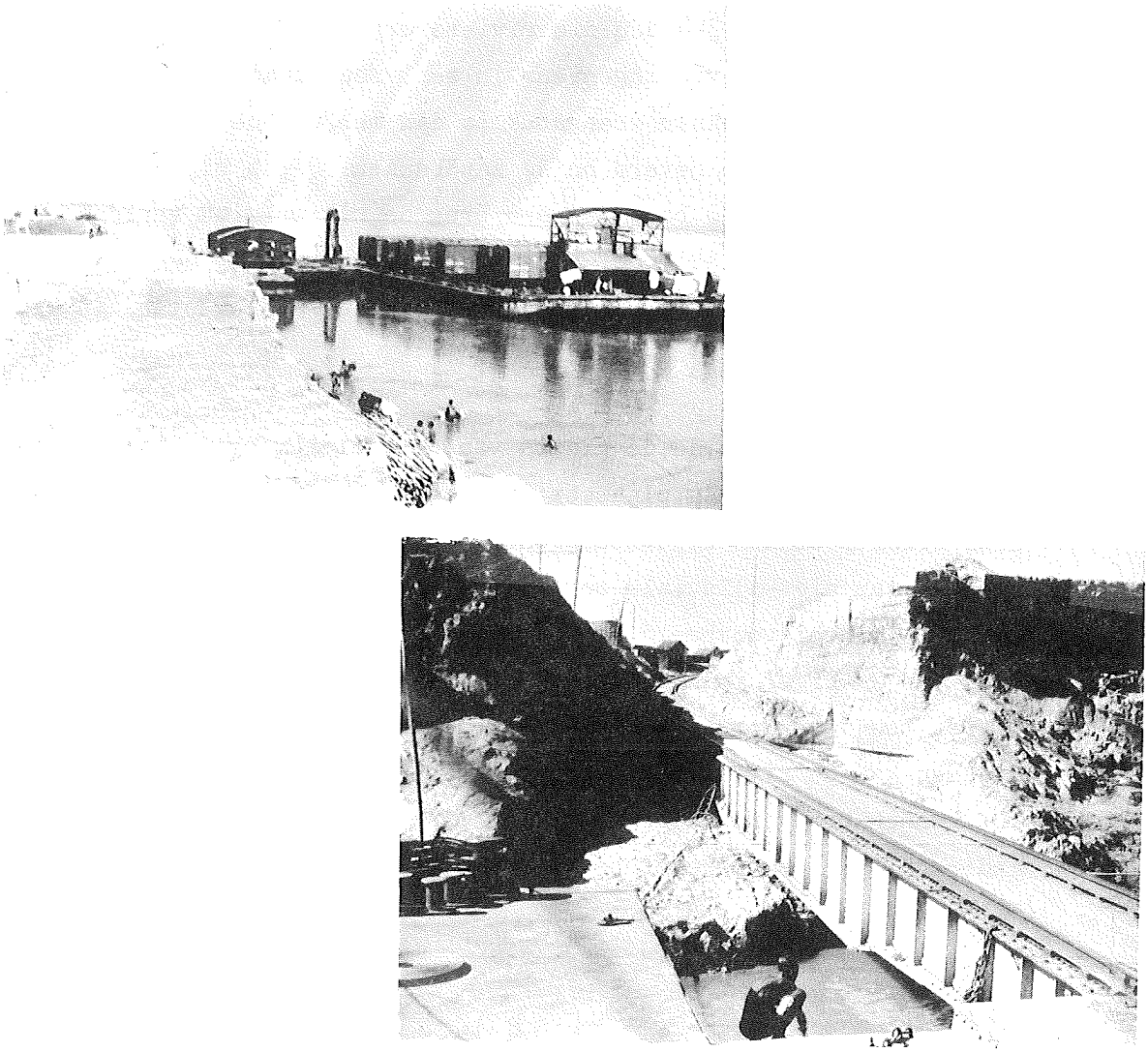


Fig. 7.9-2 Spoorwegveer in Bangla Desh

De beste oeververbinding voor het spoor- en wegverkeer wordt gevormd door de vaste overbrugging van de rivier. Ten aanzien van de rivierbelangen dienen hierbij de volgende punten naar voren te komen:

a, de situatie van de brug;

b, de vrije hoogte van de brug;

c, de totale breedte van de overspanning met aantal en plaats van de pijlers;

d, de stabiliteit van de pijlers.

ad. a

Bij het traceren van land- en spoorwegen zal men terdege rekening moeten houden met de moeilijkheden die rivierovergangen kunnen opleveren; inschakeling van de rivieringenieur in een vroeg stadium is daarom aangewezen. Het belangrijkste vraagstuk is dan meestal de stabiliteit van de laagwatergeul met de oevers en de zandbanken. Reeds bij herhaling is het voorgekomen dat na de bouw van een brug de rivier zich verlegde, pijlers en landhoofden vernielde, of het tracee van de weg op een andere plaats doorbrak, de brug als een monument van onkunde achterlatend in het nieuwe hoogwaterbed.

Bij de vaststelling van de plaats van de rivierovergang zal men zo mogelijk gebruik maken van plaatsen waar de rivier van nature vastligt of zich slechts binnen beperkte grenzen kan verleggen. Deze plaatsen zijn meestal van niet-alluviale oorsprong; rotsformaties of harde klei-oevers. Zo heeft men bijvoorbeeld de belangrijke oeververbinding over de benedenloop van de Niger in Nigeria geprojecteerd bij Onitsha; hier wordt de rivier ten dele door rotsoevers vastgehouden. Binnen deze natuurlijke grenzen kan de rivier zijn loop verleggen, hetgeen de brug in gevaar zou kunnen brengen. Daarom ligt een plan tot fixatie van de rivier klaar, indien dit in de toekomst nodig zou blijken (fig. 7.9-3).

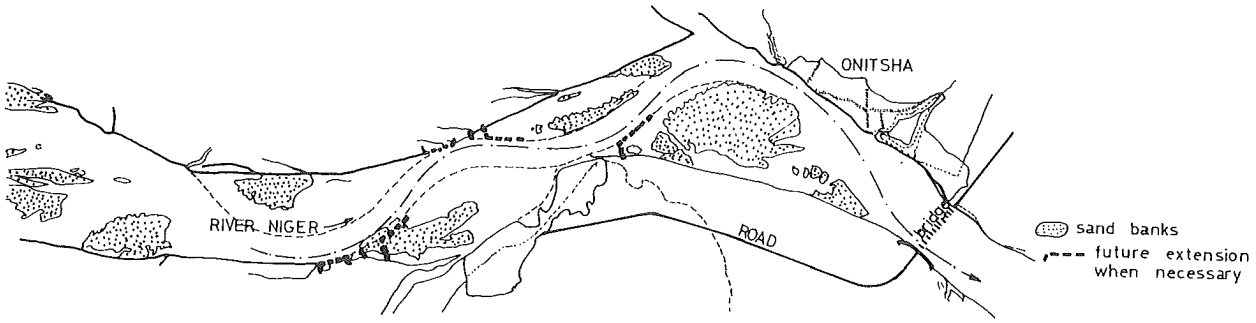


Fig. 7.9-3 Plan voor toekomstige rivierwerken bij wijziging van de rivierloop bij de brug van Onitsha.

De mogelijkheid om op bepaalde van nature aanwezige punten aan te sluiten is niet altijd aanwezig. Bij het ontbreken van deze vaste punten zal men bij een eventueel ontwerp de consequenties van het verleggen van de riviergeul(en) in studie moeten nemen. Een waarschuwend voorbeeld is in dit opzicht nog steeds de Hardinge Bridge over de Ganges in Bangla Desh (fig. 7.9-4). In de loop der jaren heeft men door aanleg van grote stroomgeleidingswerken moeten voorkomen dat de rivier zich ging verleggen en de brug in gevaar zou komen. Een dergelijk project is meestal zeer gecompliceerd; verwezen kan worden naar de regulering van het bed. Het rapport van de ECAFE zegt over dit project: "The breach in the right guide bank near the bridge was caused though directly to the failure of its apron, indirectly by the stronghold constructed upstream at Sara, which deflected the current as to make it severely attack the bank. The situation was much improved of the abandonment of the Sara protection bank."

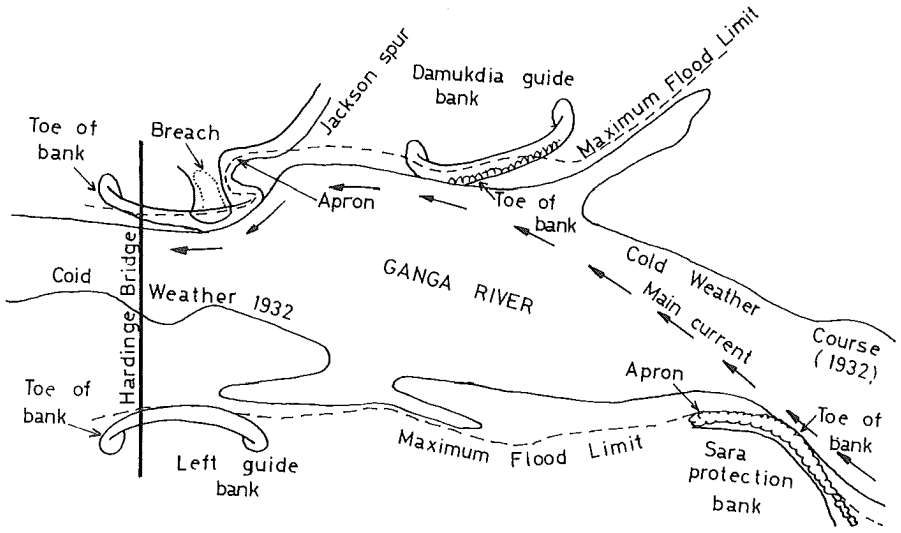


Fig. 7.9-4 Fixatie van de Ganges bij Hardinge Bridge.

Indien op de rivier scheepvaart plaats vindt, zal deze ook invloed kunnen hebben op de gewenste situering van de brug. Over het algemeen is de plaatsing van een brug in een scherpe bocht niet aantrekkelijk in verband met het uitzicht voor de scheepvaart. Indien er in een dergelijke

bocht ook nog pijlers in de vaargeul voorkomen kan dit zelfs volkomen onaanvaardbaar zijn; dit in verband met het manoeuvreren van schepen in bochten. Ook in rechte vakken kan de plaatsing van pijlers in de vaargeul bezwaren geven, zeker indien de vaargeulbreedte beperkt is en de ligging niet geheel stabiel. Voorbeelden van het bovenstaande worden gegeven door de bruggen over de Waal bij Nijmegen (fig. 7.9-5). De bovenstrooms gelegen verkeersbrug ligt direkt beneden een scherpe bocht. Het uitzicht is matig en de vaarmanoeuvre moeilijk door de uitwerpende stroom in de bocht. Gelukkig zijn er geen pijlers in de stabiele vaargeul, anders was deze situatie geheel onaanvaardbaar. De benedenstrooms gelegen spoorbrug heeft wel pijlers in de vaargeul terwijl een zandbank een gedeeltelijke versperring geeft. De toestand hier is weinig aanlokkelijk in verband met de drukke scheepvaart.

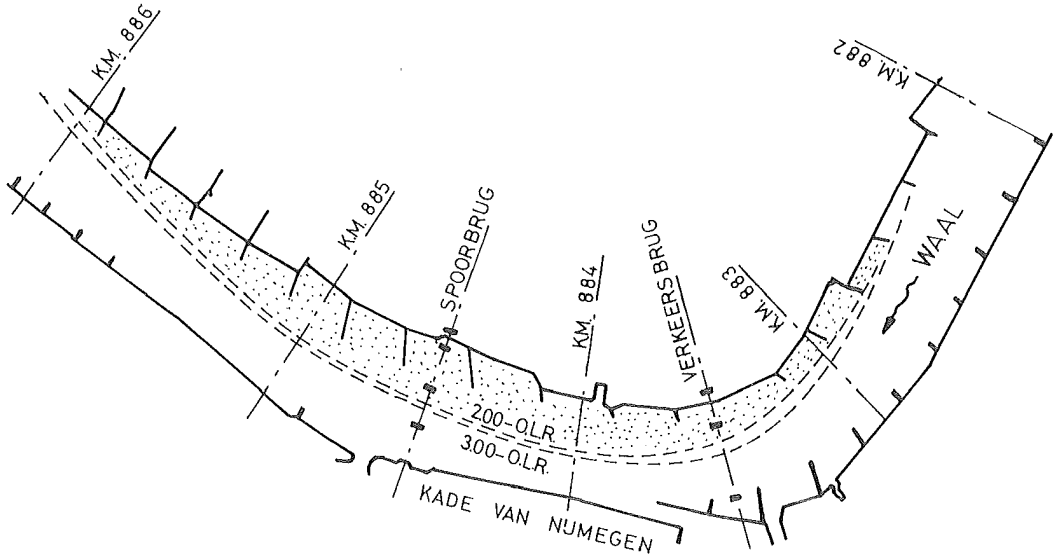


Fig. 7.9-5 Situatie verkeers- en spoorwegbrug over de Waal bij Nijmegen.

ad. b

De hoogte van de onderkant van de brug kan, indien scheepvaart aanwezig is, terplaatse van de vaargeul bepaald worden door het hoogste vaarpeil vermeerderd met de masthoogte van de aanwezige scheepvaart.
Bij beperking van deze hoogte moet rekening gehouden worden met even-

tuele schadeclaims van de aanwezige scheepvaart. De hoogte van de onderkant brug wordt in hoog- en laagwaterbed overigens bepaald door een te verwachten extreem hoge rivierstand vermeerderd met de hoogte van drijvende objecten zoals ijs of zelfs ijsdammen, vegetatie zoals bomen enz. Indien we de levensduur van een brug op honderd jaar stellen zal de waterstand gebaseerd moeten zijn op een vóórkomen van eens in een aantal honderden jaren.

ad. c

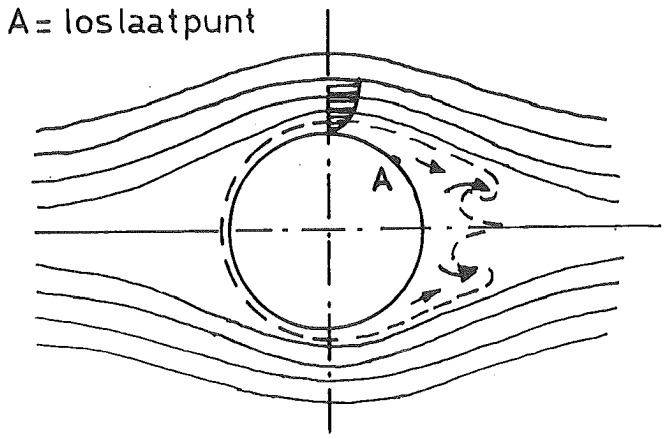
De dagwijdte van de overbrugging zal zo klein mogelijk worden gekozen; aarden opritten in een deel van het hoogwaterbed zijn over het algemeen goedkoper dan aanbruggen. Hierdoor kan insnoering van het hoogwater dwarsprofiel van de rivier ontstaan. De gevolgen hiervan, zoals opstuwing bovenstrooms bij extreem of hoogwater, en uitschuring en aanzanding in het laagwaterbed zal moeten worden bestudeerd.
Ter compensatie van de insnoering kan verlangd worden dat het overblijvende doorstroomprofiel verdiept of glad gemaakt wordt.

Ten aanzien van aantal en onderlinge afstand van de pijlers in hoog- en laagwaterbed stelt het rivierbelang bepaalde eisen in verband met scheepvaart, afvoer, drijvende stoffen en toegelaten opstuwing en uitschuring. De ontwerper van de brug zal hiermee bij de vaststelling van het door hem gewenste brugtype rekening moeten houden.

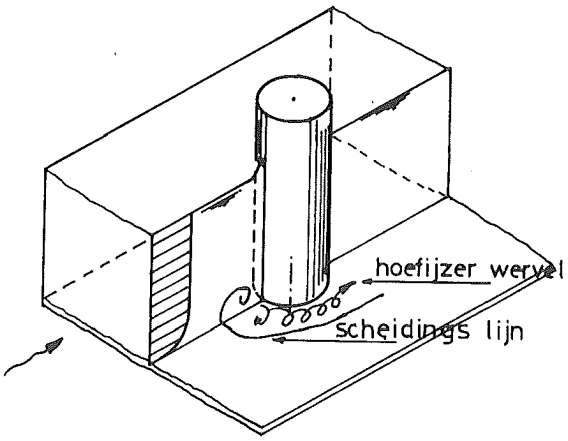
ad. d

De vorm en de diepte van fundering van de rivierpijlers vormt altijd een punt van belang. De diepte zal in de eerste instantie bepaald worden door de mogelijke variatie in hoogteligging van de rivierbodem. Als de overbrugging plaatsvindt in een bocht van een overigens vastliggende rivier, zal een pijler in de buitenbocht weliswaar diep gefundeerd moeten worden maar de te verwachten variatie in bodemhoogte zal gering zijn. Bij een beweeglijk geulenstelsel met overigens vastliggende oevers zal de diepte misschien kleiner zijn, maar zal voor elke pijler gerekend moeten worden op grote bodemvariatie. Van belang is verder de vraag of een algehele daling van het bed te verwachten is. Als door de brugpijlers het doorstromingsprofiel verkleind wordt zal bij een beweeglijk bed verdieping van de bodem optreden.

Naast deze verdieping zal de aanwezigheid van depijler zelf lokaal het stroombeeld zodanig beïnvloeden, dat in de directe omgeving van de pijler grote verdiepingen kunnen ontstaan. Het mechanisme, dat de ontgrondingen veroorzaakt, is een samengesteld systeem van neren en wervels. Afhankelijk van de pijlervorm en -afmetingen en de ongestoorde stromingstoestand kan men een tweetal grondsystemen onderscheiden (zie Shen et al 1969); een systeem bestaande uit hoefijzervormige wervels (horseshoe-vortex system) en een systeem van wervelstraten (wake-vortex system). Het eerste ontwikkelt zich in de hoek tussen pijler en rivierbodem door een driedimensionale scheiding van de grenslaag. Dit verschijnsel hangt samen met het drukveld in de grenslaag dat door de aanwezigheid van de pijler door de hoofdstroom wordt opgeroepen (zie figuur 7.9-6). Dit zal het geval zijn met pijlers met een stompe voorkant, die een voldoend grote drukgradient veroorzaken om dit loslaat-verschijnsel in te leiden. De ontgronding vindt daarbij aan de kop van de pijler plaats. Ook pijlers van spitse vorm kunnen een dergelijk stroombeeld oproepen als de lengteas van de pijler een hoek met de stroomrichting maakt.



7.9-6



7.9-7

Fig. 7.9-6 Loslaten van de grenslaag bij een cirkelvormige cylinder.
Fig. 7.9-7 Hoefijzerwervelsysteem bij een cirkelvormige cylinder.

Het tweede beeld ontstaat door het oprollen van de instabiele grenslaag van de pijlerwand waarbij de wervels afwisselend van elke kant loslaten en met de stroom meebewegen (zie figuur 7.9-7). Benedenstrooms van de pijler vormt zich een regelmatige rij van links en rechts draaiende

wervels (de wervelstraat van Von Kármán). Dit stroombeeld treffen we aan bij pijlers met een spitse vorm (tophoek kleiner dan 30^{o}); de wervelstraat is des te sterker als de achterzijde van de pijler stomp is. De ontgrondingen treft men juist benedenstrooms van depijler aan.

Omtrent de ontgronding bij stroompijlers zijn vele onderzoekingen gedaan, zowel in laboratoria als in prototype. Zo vonden Chabert en Engeldinger dat de ontgrondingsdiepte bijna lineair afhankelijk is van de sleepkracht bij begin van beweging; in de Engelse literatuur wordt dit aangeduid met "clear water scour". De ontgrondingsdiepte bereikt een maximum bij de waarde van de sleepkracht, waarbij duidelijk continu sedimenttransport begint plaats te vinden; daarna wordt de ontgrondingsdiepte weer wat kleiner. Beziet men het ontgrondingsproces in de tijd, dan verloopt in het begin het proces zeer snel, maar zet zich daarna langzamer voort, waarbij na verloop van tijd bij clear water scour (door Dietz (1971) gedefiniëerd als $0{,}7 < \frac{\bar{v}}{v_{cr}} < 1{,}5$) een éénduidige evenwichtsontgrondingsdiepte wordt bereikt, terwijl bij de continu materiaaltransportsituatie $(\frac{\bar{v}}{v_{cr}} > 1{,}5)$ de ontgrondingsdiepte in de tijd schommelt om een bepaald evenwicht afhankelijk óf ribbels óf duinen aanwezig zijn; zie figuur 7.9-8, ontleend aan Shen et al (1969).

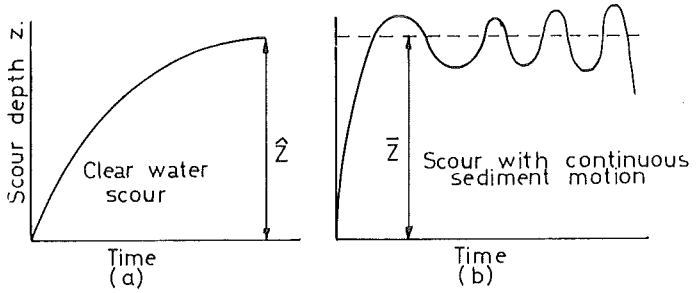


Fig. 7.9-8 Ontwikkeling van de ontgronding rond een pijler met de tijd.

Door de onderzoekers is getracht een verband te leggen tussen ontgrondingsdiepte, watersnelheid, stroomrichting en pijlerafmetingen; zie het werk van Laursen en Toch (1956), Carstens (1966) en Roper et al (1967). De laatsten stelden, dat de oorzaak een loslaatprobleem is, van daar dat Shen et al (1969) uit diverse onderzoekingen vonden dat de evenwichtsontgrondingsdiepte een functie is van het Reynoldsgetal betrokken op de pijlerafmeting 1 op de stroomrichting

$$\left(Re_{p(ijler)} = \frac{\bar{v}b}{\nu}\right)$$

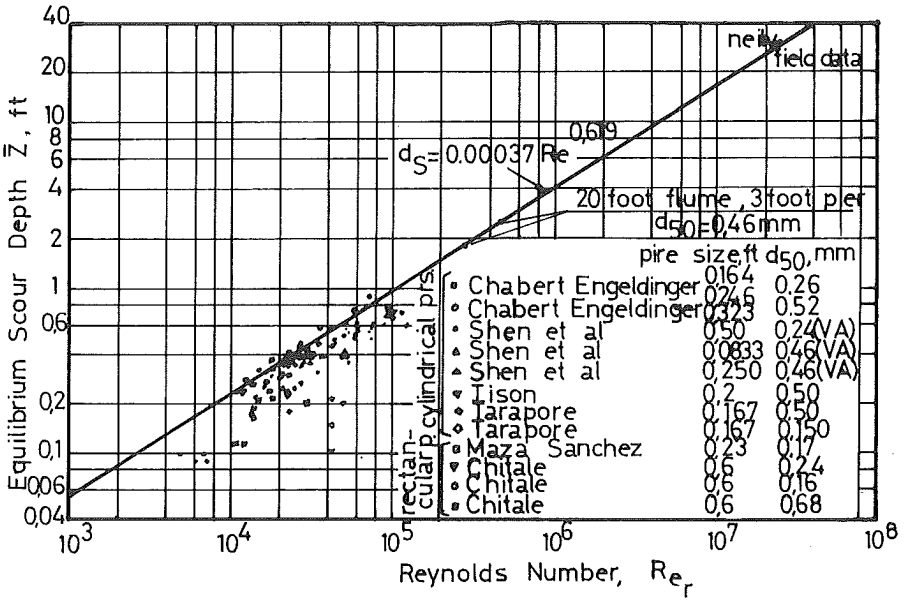


Fig. 7.9-9 Beschikbare waarnemingen van evenwichtsontgrondingsdiepte.

In fig. 7.9-9, ontleend aan dit onderzoek zijn alle beschikbare waarnemingen op grond van dit uitgangspunt bijeengebracht. De omhullende van deze waarnemingen kan beschreven worden door:

$$\bar{z} = 0{,}00073\ Re_p^{\,0{,}619}\ \text{ft} = 22\ Re_p^{\,0{,}62}\ .10^{-5}\ \text{m}$$

Voor een eerste indruk omtrent de ontgrondingsdiepte voor clear water scour geeft de formule een orde van grootte aan. Het gebruik van deze formule bij continu sedimenttransport geeft te grote uitkomsten. Bij deze omstandigheden is niet alleen de gemiddelde ontgrondingsdiepte

$\bar{z}$ van belang maar belangrijker is de maximale ontgrondingsdiepte $\hat{z}$ bij gegeven pijlerafmetingen en verschillende watersnelheden; de laatsten spelen hierbij nauwelijks een rol, zoals uit onderzoekingen van Breusers (1967) en Larras (1969) blijkt. Zij vonden dat de max. ontgrondingsdiepte vrijwel alleen afhangt van de afmetingen van de pijlers

$\hat{z} = 1{,}4\ b$ (Breusers; voor ronde cylindrische pijlers)

$\hat{z} = 1{,}42\ kb^{0{,}75}$ (Larras; k = 1 " " ")

k = 1,4 voor rechth. " "

lengte-as//stroomrichting

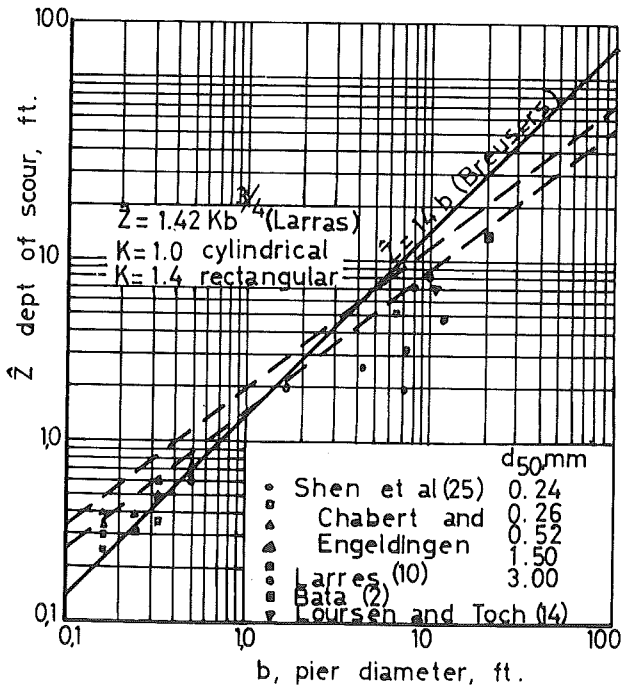


Fig. 7.9-10 Maximum ontgronding t.o.v. pijlerbreedte.

Door Shen et al zijn waarnemingen omtrent de max. ontgrondingsdiepte bijeen gebracht (zie fig. 7.9-10) met de voorgestelde relaties van Breusers en Larras. Uit deze grafiek blijkt dat de relatie van Breusers grotere uitkomsten geeft voor grote pijlerafmetingen dan die van Larras. Deze relaties zijn gebaseerd op onderzoekingen met pijlers waarvan de eventuele lengte-as // aan de stroomrichting is; maakt de lengte-as een hoek met de stroomrichting dan kunnen de uitkomsten van bovengenoemde formules enige malen groter zijn, afhankelijk van de hoek tussen de

stroom en de lengte-as van de pijler; zie hiervoor het werk van Laursen en Toch.

Veelal zal men trachten de ontgrondingen rond de pijlers te verminderen, door aandacht te schenken aan de vormgeving van de pijler waardoor het wervelsysteem te beïnvloeden is. De meeste gebruikelijke oplossingen zijn echter bestortingen rond de pijler soms in samenhang met reguleringswerken, die scheve aanstroming van de pijlers moeten voorkomen. Zij zijn bijvoorbeeld rond de pijlers van de brug bij San Fernando (Venzuela) over de Apure bestortingen aangebracht, doch tevens zijn reguleringswerken uitgevoerd die scheve aanstroming moeten verhinderen (zie figuur 7.9-11). De reguleringswerken zijn in dit geval kostbaarder dan de brugconstructie zelf.

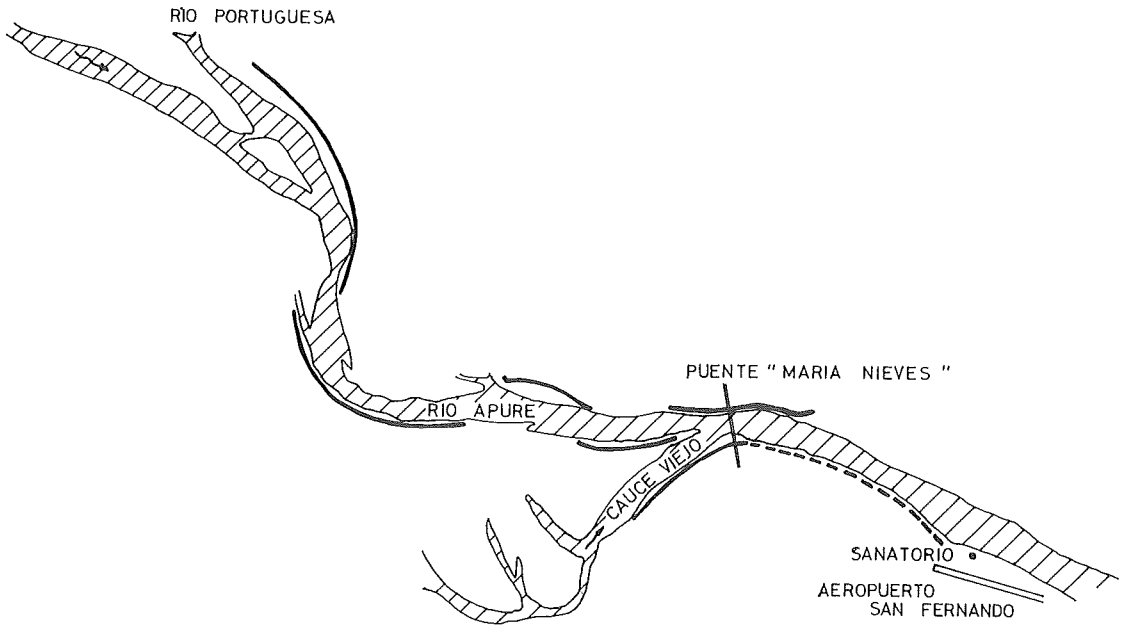


Fig. 7.9-11 Ontwerpen regulering van de Rio Apure bij de brug van San Fernando.

Vaste bruggen, zoals in het voorgaande is omschreven, kunnen een onaantrekkelijke oplossing zijn, indien de vrije hoogte zeer groot moet worden ten behoeve van een enkel schip met hoge masten. Vindt bijvoorbeeld op de benedenloop van een rivier ook zeescheepvaart plaats dan zal de vereiste doorvaarthoogte aanmerkelijk groter zijn dan die voor de binnenscheepvaart. De grote doorvaarthoogte zal ook leiden tot hoge opritten naar de brug waardoor de kosten van de kruising toenemen. Om deze kosten te reduceren wordt de brug soms hoger gelegd en wel zodanig dat de meeste schepen onder de brug kunnen doorvaren, terwijl alleen de grote gebruik moeten maken van de opening die door een beweegbaar gedeelte in de brug wordt afgesloten.

Toch kan in sommige gevallen ook deze oplossing weinig soulaas bieden, omdat de intensiteit en de afmetingen van de scheepvaart ernstige stremmingen van het verkeer kunnen veroorzaken; in andere gevallen kan een hoger gelegen brug het lands- of stadsbeeld zo ontsieren dat een andere vorm van kruising overwogen dient te worden: de tunnel.

Bij de kruising door een tunnel moet de riviergeul in elk geval gefixeerd zijn; de hoogteligging van de bovenkant van de tunnel t.o.v. het rivierbed hangt af van de scheepvaart maar ook van de in de toekomst te verwachten bodemdaling(en), zoals verdieping van de bodem door baggeren, de invloed van bochtafsnijdingen, mijnverzakkingen e.d. Om rekening met al deze oorzaken te houden komt men al snel tot een dekking van 2 à $2\frac{1}{2}$ m op de tunnel.

Wat de fundering van de tunnel betreft zullen door de stijve tunnelconstructie verplaatsingen ontoelaatbaar zijn, omdat hiervan o.m. de waterdichtheid van het kunstwerk afhangt. Daarom wordt in sommige gevallen de gehele tunnel op palen gefundeerd, ondanks het feit, dat in het riviergedeelte de draagkracht van de grond voldoende is. De aansluitende secties ter plaatse van de oevers kunnen aan zetting onderhevig zijn omdat de rivier hier zachtere lagen heeft afgezet, waardoor ongelijke zettingen kunnen optreden en daardoor breuk. Een voorbeeld van een dergelijke op palen gefundeerde tunnel is de rivierkruising van de metro in Rotterdam.

Bij de uitvoering van een tunnel in een alluviale rivier heeft men de keuze uit een tweetal methoden: de zinkmethode en de bouwputuitvoering. De laatste heeft het nadeel dat de uitvoering in minstens twee etappes moet plaats vinden; vandaar dat de zinkmethode aantrekkelijker is.
De toepasbaarheid van de zinkmethode hangt af van de afmetingen van het te zinken tunnelelement t.o.v. de breedte en diepte van de rivier; verder van de stabiliteit van de gegraven tunnelsleuf in de rivierbodem en het optredende sedimenttransport.

3. Kruisingen met scheepvaartkanalen

Bij deze soort van kruisingen zal het vraagstuk continu/discontinu geen rol spelen; de problemen zijn toegespitst op de keuze a-niveau of niet a-niveau. Deze keuze hangt o.m. af van de terreinhoogte aan weerszijden van het hoogwaterbed; deze zal het niveau van het scheepvaartkanaal t.o.v. de rivierwaterstanden bepalen. Verder kan de aanwezigheid van scheepvaart op de rivier een rol spelen. Is deze afwezig, dan kan voor kleine rivieren een derde oplossing mogelijk zijn, namelijk de toepassing van een riviersyfon onder het scheepvaartkanaal.
De mogelijke oplossingen zijn dus:
a, gelijkvloerse kruising;
b, brugkanaal over de rivier;
c, riviersyfon onder het kanaal.

ad. a
Bij de eerste oplossing, dus een gelijkvloerse kruising van een scheepvaartkanaal met een rivier waarop ook scheepvaart plaats heeft, zou de vormgeving van de kruising uitgevoerd kunnen worden als een tweezijdige uitvoering van de aansluiting die in hoofdstuk 7.6.4 is besproken.
Daar werd de aansluiting van een haven of een kanaal met de rivier besproken waarbij de situering van de aansluiting in de benedenhelft van de buitenbocht de voorkeur verdiende. Bij een combinatie van deze oplossing ontstaat de situatie van figuur 7.9-12. Een punt van belang is de diepte op het riviervak tussen beide aansluitingen tijdens de laagwaterperiode. Deze diepte dient tenminste even groot te zijn als in het kanaal, zij het met wat minder overdiepte. Is deze diepte kleiner, dan is een oplossing te bereiken door de breedte van de rivier over het betref-

fende riviervak te beperken. Uiteraard moet de rivier van een dusdanige afmeting zijn dat na normalisering voldoende vaarbreedte aanwezig blijft.

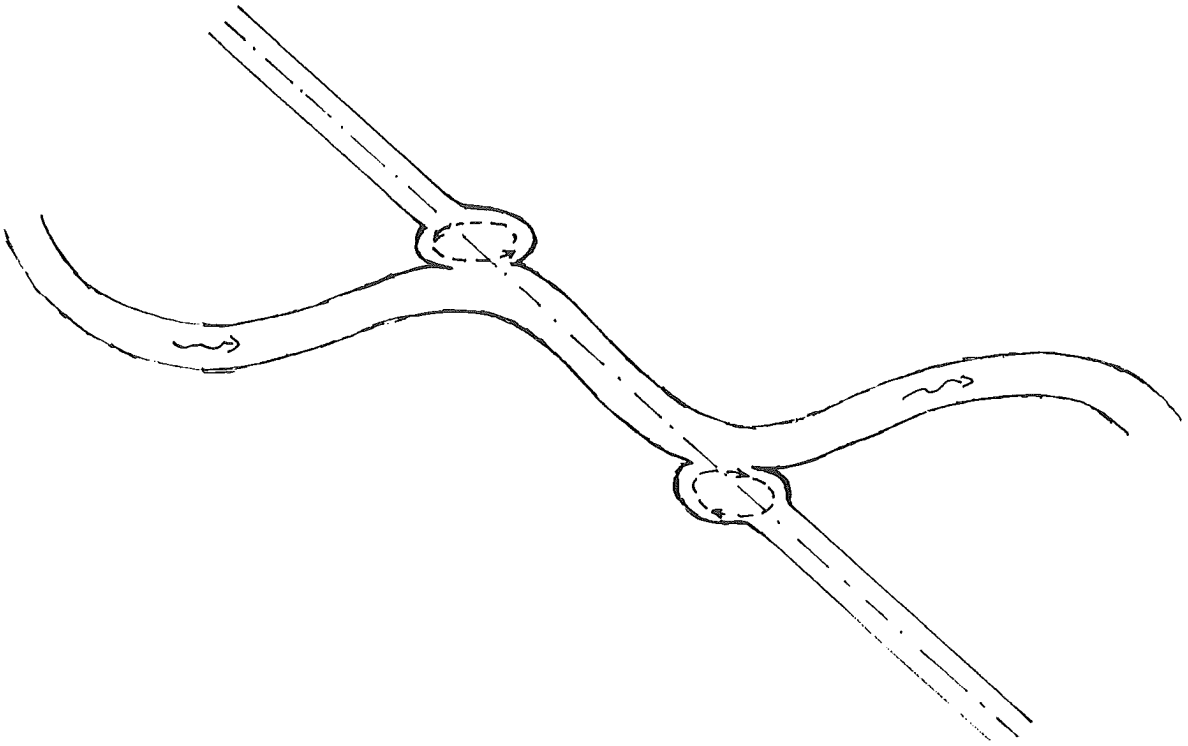


Fig. 7.9-12 Kruising kanaal en rivier.

Door de normalisering van dit riviervak vindt bij laag water terugstuwing plaats vanaf het punt waar de versmalling begint; vandaar dat de versmalling juist stroomopwaarts van de benedenstroomse aansluiting moet beginnen, wil men van het grootste effect van de terugstuwing gebruik maken en daarmee de benodigde versmalling beperken.

Door de combinatie van elkaar kruisende verkeersstromen over een kort riviertraject zullen vele conflictsituaties optreden, hetgeen een veilige afwikkeling van het scheepvaartverkeer nadelig beïnvloedt. Om het aantal conflictpunten te verminderen en te concentreren in één doorsnede komt men tot een loodrechte kruising van de bestaande rivier. In dat geval is de aansluiting in de buitenbocht de meest ongunstige plaats omdat de tegenover liggende aansluiting aan de binnenbocht de zandtransportbeweging in de rivierbocht de binnenbochtse aansluiting doet verzanden.

De kruising wordt daarom in de overgang tussen twee bochten geprojecteerd, waarbij de kruising zoveel mogelijk loodrecht plaats vindt. Hierbij komt een tweetal problemen naar voren, namelijk:

1e, de aanwezige en de gewenste diepte in de rivier ter plaatse van de kruising;

2e, de wijdte en vorm van de kanaalaansluitingen aan de rivier, in verband met stroomgeleiding en manoeuvreren van schepen.

Een dergelijk gecombineerd vraagstuk deed zich voor ter plaatse waar de grote scheepvaartverbinding van Amsterdam via Waal en Rijn naar Duitsland de rivier de Lek kruist (zie fig. 7.9-13).

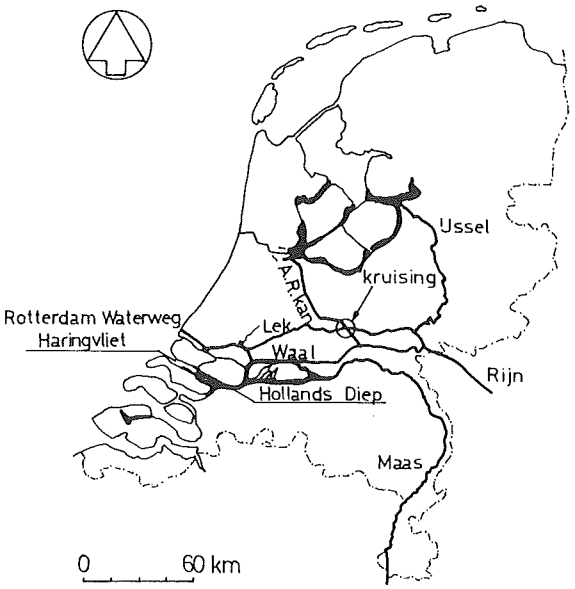


Fig. 7.9-13 Situatie Amsterdam-Rijnkanaal.

Het scheepvaartkanaal van Amsterdam naar de Waal is ontworpen voor schepen van 2.000 ton (afmetingen: 100 m lang, 12 m breed en 270 m diepgang); thans wordt dit kanaal geschikt gemaakt voor duwconvooien tot 4.000 ton. Op de Lek is ook scheepvaart, zij het met beperkte diepgang tijdens lage afvoeren.

Uit navigatieoverwegingen vereist de scheepvaart een diepte op de kruising van 3,30 m. De hierbij behorende rivierstand wordt gemiddeld 215 dagen per jaar onderschreden, zodat vol beladen schepen slechts gedurende

150 dagen per jaar de rivier zouden kunnen oversteken. Op de Waal en de Rijn daarentegen wordt de diepgang gedurende gem. 20 dagen per jaar beperkt. Vanzelfsprekend dient de eis waaraan de waterdiepte op de kruising moet voldoen ook op deze 20 dagen gebaseerd te zijn. De aanwezige rivierdiepte op het kruisingspunt moet van 2,10 op 3,30 m worden gebracht.

Het totale vraagstuk leent zich slechts voor berekening door het eerder genoemde tweede probleem. Daarom is in het laboratorium de situatie aan de hand van een riviermorfologisch en een nautisch model bestudeerd. Ter verkrijging van de vereiste diepte in de kruising bleek de genormaliseerde breedte van de rivier van 136 m te moeten worden gereduceerd tot 85 m. Voor de rivierscheepvaart was deze breedte nog voldoende voor een tweestrooks vaarweg. Zou de breedte nog kleiner moeten worden dan zou de oplossing met samensnoering van het bed niet meer mogelijk zijn geweest, en had een benedenstroom te plaatsen stuw oplossing moeten brengen. Intussen is in een later stadium voor een ander doel toch een stuw benedenstrooms gebouwd, zodat het probleem van de diepte thans minder zorgen geeft.

De kanaalscheepvaart ondervindt bij de oversteek de invloed van de stroomsnelheid in de rivier, die door de samensnoering nog iets groter is dan elders in de rivier, nl. ongeveer 1,5 m/s. Dit noodzaakt de scheepvaart om krabsgewijs over te steken, hetgeen weer vraagt om een brede kanaalmond, namelijk 150 m. De onderbreking van de riviergeleiding is dus belangrijk groter dan de genormaliseerde rivierbreedte; uitwaaiering van stroombanen en aanzanding zou hiervan het gevolg zijn. De eivormige kanaalmonden zoals deze reeds besproken werden in 7.4 hebben hier een goede oplossing gegeven. In fig. 7.9-14 is dit nader aangegeven. In deze figuur is tevens aangegeven hoe de schepen varen bij het oversteken van de rivier, nl. steeds zodanig dat het schip in de neer tegen de stroom in vaart waardoor de beste navigatie mogelijk is. Voor de scheepvaart zijn verder waarschuwingsseinen op resp. 1.000 m bovenstrooms en 500 m benedenstrooms van de kruising aangebracht. Deze seinen worden dag en nacht bediend vanuit een centrale post vanwaar de situatie op de kruising kan worden overzien; i.v.m. mistperioden is deze post eveneens met radar uitgerust. Voor een overzicht in deze situatie zie

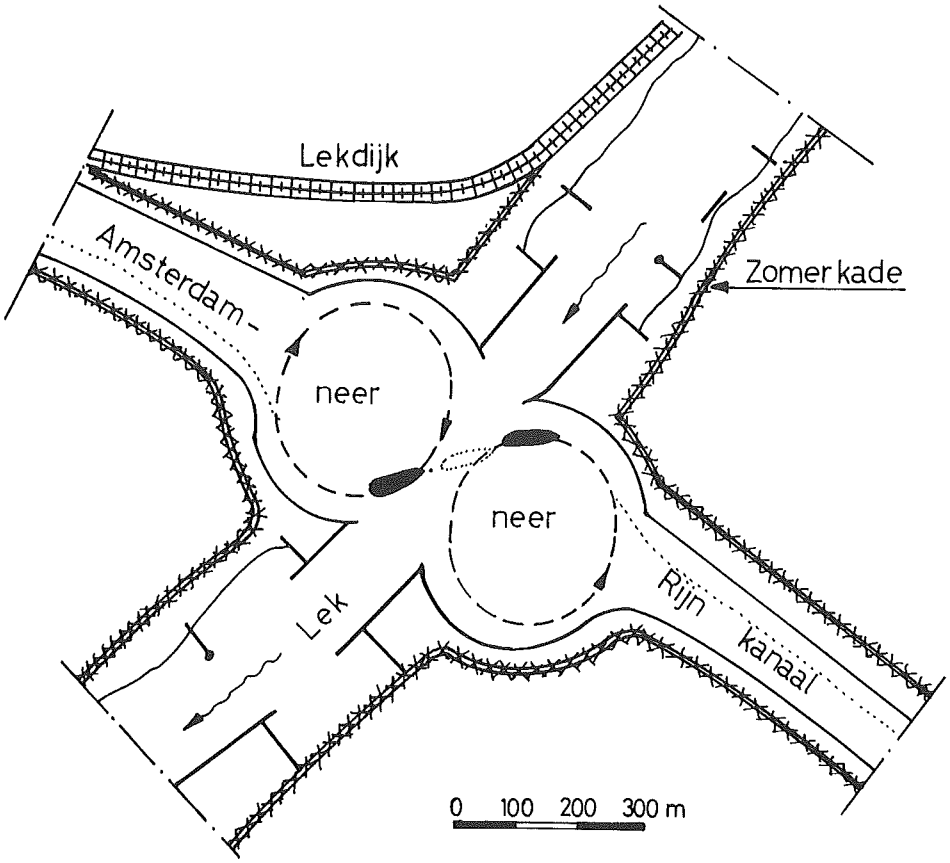


Fig. 7.9-14 Kruising Amsterdam-Rijnkanaal met de Lek.

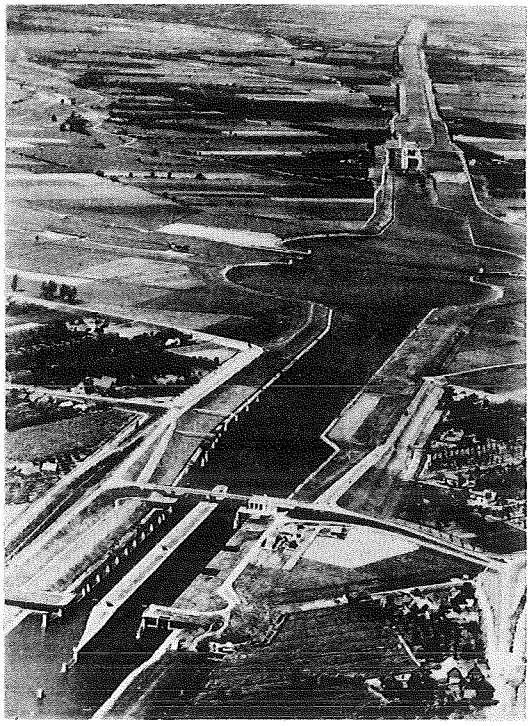


Fig. 7.9-15 Overzichtsfoto kruising.

de foto 7.9-15.

ad. b

De oplossing genoemd onder b, namelijk het brugkanaal zal men niet in gebieden met een vrij vlakke topografie aantreffen maar in meer geaccidenteerd terrein. Zo zijn vrijwel alle kruisingen van de rivieren en beken met het Mittellandkanal, dat is de verbinding van de industriegebieden rond Berlijn, Magdenburg en Hannover met het Ruhrgebied en de Rijn, niet a-niveau uitgevoerd; zie het lengteprofiel van fig. 7.9-16 waarin de voornaamste kruisende rivieren als de Lippe, Ems, Weser, Leine, Oker en Elbe zijn aangegeven. De ontwerpers van dit kanaal hebben er naar gestreefd het aantal niveau's in deze verbinding en daarmee het aantal sluizen of scheepsliften te beperken. Daarom zijn de diverse kruisingen, afhankelijk van de omstandigheden, op verschillende wijzen opgelost.
De kruisingen van het kanaal met de Lippe, Ems, Leine en de Weser zijn als brugkanaal uitgevoerd, terwijl bijvoorbeeld voor de ook wat kleinere rivier als de Ober gekozen werd voor de derde mogelijkheid, de syfonoplossing.

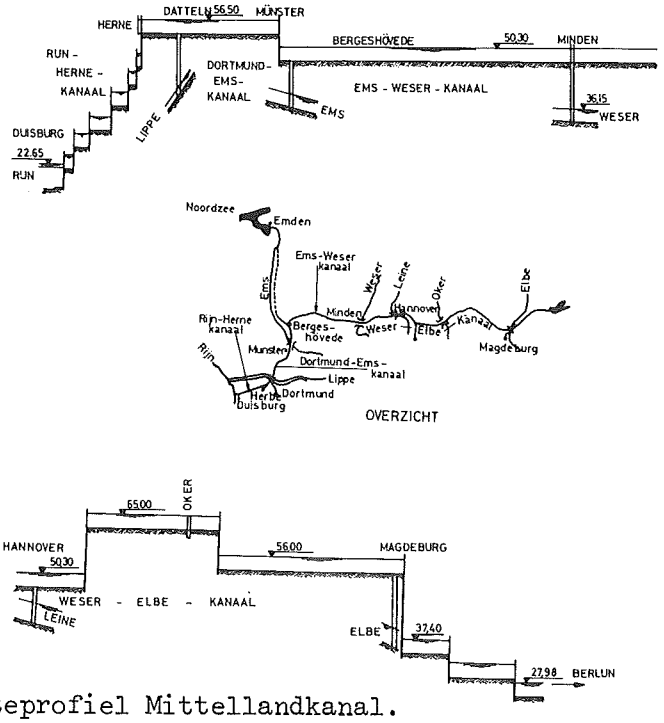


Fig. 7.9-16 Lengteprofiel Mittellandkanal.

De Weser en Leine zijn via een sluis weer met dit kanaal verbonden.
Ook de kruising van dit kanaal met de Elbe is als brugkanaal gepland; dit kunstwerk wordt 900 m lang en is als gevolg van de tweede wereld-

oorlog nog niet uitgevoerd.

De problemen die zich voordoen bij een brugoplossing zijn uiteraard zeer verschillend van die voorkomen bij een syfonoplossing. Bij het brugkanaal komen weer dezelfde vraagstukken aan de orde, die reeds besproken zijn bij de overbrugging van land- en spoorwegen, zoals plaats van de overbrugging, de insnoering van het hoogwaterbed door de aarden dam waarin het kanaal is gesitueerd, de compenserende maatregelen m.b.t. deze insnoering, enz. Andere belangrijke vraagstukken als systeem van overspanning, materiaalkeuze, het voorkomen van diverse belastingscombinaties w.o. scheepsstoten, eventuele ijsbelasting, gezonken schepen, translatie van steunpunten e.d., de waterdichte aansluiting aan de landhoofden enz. vallen buiten het bestek van dit boek; zie hiervoor bijvoorbeeld de publicatie van de Zennbrucke over het Rhein-Main-Donau kanaal in "Der Bauingenieur".

ad. c

Bij een gering verschil tussen waterspiegel van het scheepvaartkanaal en de waterstanden in de rivier zal, als de rivier beperkte afmetingen heeft, deze rivier via één of meer kokers onder het kanaal kunnen worden doorgeleid; de riviersyfon. Daarbij zullen zich moeilijkheden voordoen als er in de rivier sedimenttransport plaats vindt. Verstopping van de koker(s) kan dan optreden omdat aan de benedenstroomse zijde van de syfon het sediment naar boven moet worden getransporteerd.
Dat houdt in dat voor het in beweging komen van het sediment een grotere sleepkracht nodig is dan in de rivier. In hoofdstuk II.2 is een beschouwing gegeven over begin van beweging.

Bij een langshelling α dient de grenswaarde ψ = 0,02 à 0,05 verhoogt te worden met de factor $\cos\alpha \left(1+ \frac{tg\alpha}{tg\psi}\right)$.

Proeven van Lysne (1967) hebben dit bevestigd.

Deze betrekking levert de vergrotingsfactor t.a.v. het begin van beweging op de hellende koker; aangenomen wordt nu dat dezelfde factor geldt ter verkrijging van eenzelfde zandtransport in rivier en syfon.
Bij elke rivierafvoer hoort dus een bepaalde kokerafmeting. Past men

één koker met vaste opening toe, en baseert men zich op de hoge rivierafvoer dan zal aanzanding optreden bij lagere rivierafvoeren. Beheerders van deze werken vinden in een dergelijk geval bij drooglegging van een syfon vaak laaggewijze afzettingen in de koker. Lagen schoon zand wisselen zich af met klei- en leemlagen en zijn dikwijls vermengd met loof, twijgen en resten van waterplanten. Bij grote watertoevoer kan dit profiel zo gering worden dat opstuwing optreedt en door het daardoor ontstane verval kunnen gedeelten van deze afzettingen worden weggespoeld. Baseert men de kokerafmeting op lage rivierafvoer dan kan bij hoge afvoer een ontoelaatbare opstuwing optreden.

Om deze redenen moet variatie in dwarsprofiel mogelijk zijn; dus toepassing van meer kokers. De opstuwing door de kokers dient bij hoge afvoeren aanvaardbaar te zijn, terwijl bij lage afvoeren de snelheid en daardoor het verval over de syfon groot genoeg moet zijn om sedimentatie te voorkomen. Dit is, afhankelijk van de afvoer, geheel of gedeeltelijk te bereiken door de lage en middelbare afvoeren door een koker met beperkte afmetingen te voeren, terwijl bij hogere en topafvoeren steeds meer kokers worden ingeschakeld, hetzij automatisch bij stijging van de waterstand, hetzij met de hand regelbaar. Een andere oplossing is de zandvang. Hierbij wordt vrijwel het gehele sedimenttransport (uitgezonderd het spoeltransport en een deel van het zwevend transport) bovenstrooms van de syfon tot neerslag gebracht. De rivier benedenstrooms van de syfon is daardoor onverzadigd en zal sediment uit bodem (en oever) opnemen waardoor verdieping van de rivier optreedt. Om dit te voorkomen zal het sediment langs kunstmatige weg de kruising moeten passeren; of men zal de rivier benedenstrooms moeten vastleggen bijvoorbeeld door bodemtrappen.

De grootte van de zandvang wordt o.m. bepaald door de grootte van het jaarlijkse sedimenttransport en het aantal malen, dat de zandvang per jaar leeggehaald wordt. Bij de bepaling van de dwarsdoorsnede en lengteafmetingen speelt vooral het suspended load een belangrijke rol; vindt voornamelijk bodemtransport plaats dan zal de zandvang van de bovenzijde af worden gevuld. Bij veel zwevend transport speelt de verdeling van het sediment over de verticaal en de snelheid waarmee het sediment bij stroomvertraging uitzakt een belangrijke rol. In het algemeen is de

lengte van de zandvang in een rivier met veel zwevend transport afhankelijk van de waterdiepte, de verhouding $\frac{w}{kv_x}$ en de beginconcentratieverdeling over de vertikaal. Een betrouwbaar antwoord op dit vraagstuk is nog niet gegeven.

Wanneer ondanks de zandvang toch sedimentatie in de koker optreedt, moet er een voorziening zijn waardoor deze afzetting periodiek kan worden weggespoeld. Dit is o.m. mogelijk door de koker(s) tijdelijk af te sluiten, waardoor het water wordt opgestuwd en een groot verval kan worden opgewekt, dat voldoende vermogen bezit om de afzetting weg te spoelen. De vraag is echter of voldoende accumulatie van water kan worden gevonden. Als de waterspiegel van het kanaal voldoende hoog boven die van de rivier ligt, is het ook mogelijk dit doorspoelen met kanaalwater te doen: daartoe moet dan aan de bovenstroomse zijde van de syfon een waterinlaat geconstrueerd worden. Fig. 7.9-17 geeft een voorbeeld van een dergelijke syfonkruising: de kruising van de rivier de Oker met het Mittellandkanal in Duitsland gebouwd in 1933-1935. Hierbij wordt de afvoer zolang deze in laagwaterbed plaats vindt (40-50 m^3/s) door een koker verwerkt, waardoor zoveel mogelijk ook het overblijvende sediment na de zandvang zijn weg door deze koker stroomafwaarts voortzet. Deze koker is door schermwanden gescheiden van twee andere kokers. Alleen bij hoogwater zullen de beide andere even grote kokers aan de afvoer gaan deelnemen. De ontwerp-afvoer voor deze syfon bedraagt 225 m^3/s waarbij een opstuwing optreedt van 0,40 m. Een deel van deze opstuwing is gecompenseerd door een aantal bochtafsnijdingen. Een voorbeeld van recentere datum is de kruising van de Deichselbach met het Main-Donaukanaal (fig. 7.9-18). De laagwaterafvoeren (tot 3,8 m^3/s) vinden plaats via een koker waarvan de dwarsdoorsnede kleiner is dan van beide hoogwaterkokers. Daarnaast is ook de opgaande helling van het benedenstroomse gedeelte kleiner uitgevoerd dan van het bovenstroomse gedeelte waardoor het sediment eerder door het water wordt meegenomen. Het ontwerp is gebaseerd op een afvoer van 17 m^3/s met een frequentie van gemiddeld éénmaal per 50 jaar zonder dat opstuwing optreedt. Verder zijn een tweetal rekken voor het tegenhouden van vuil en een zandvang aangebracht.

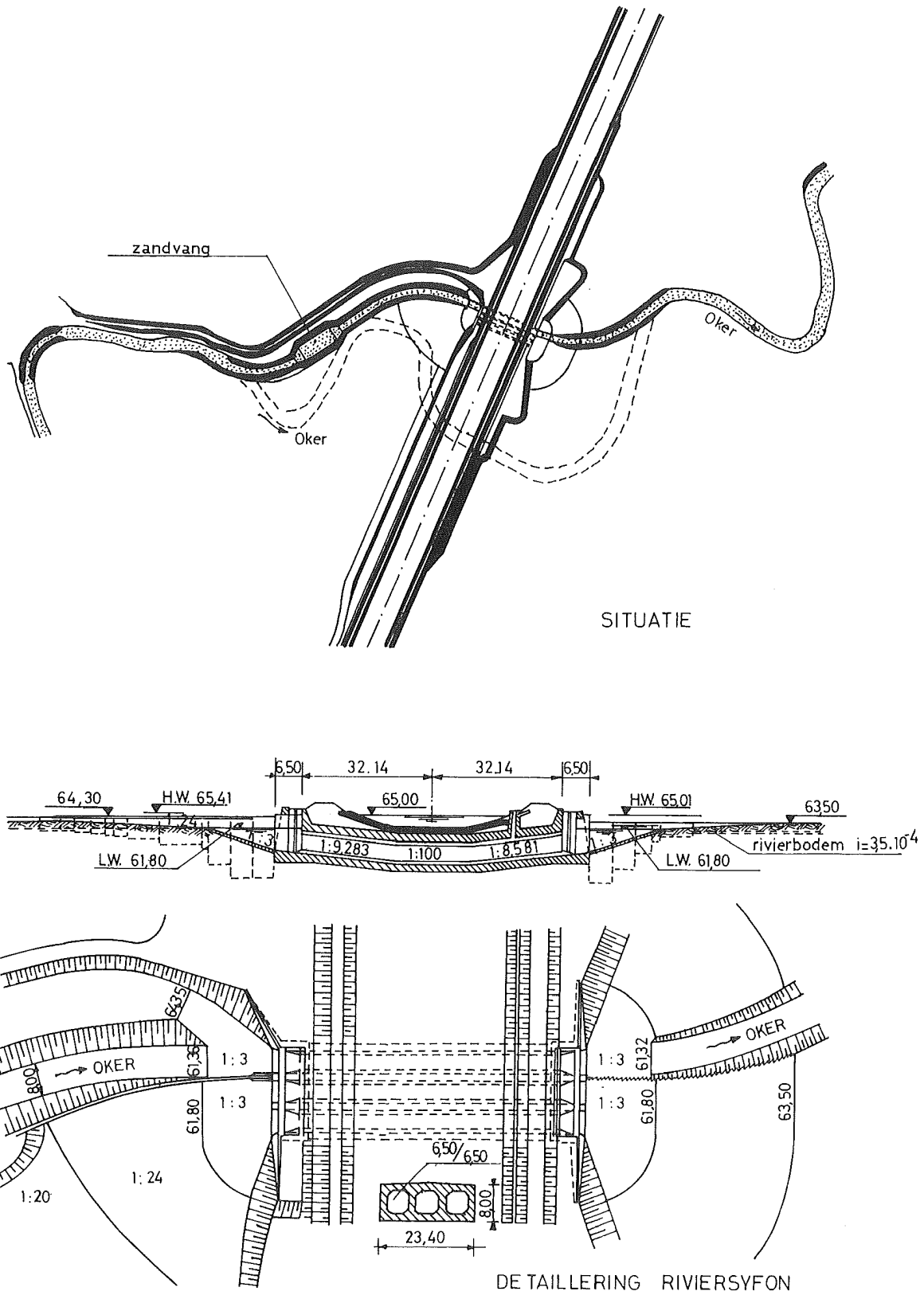


Fig. 7.9-17 Kruising van de Oker met het Mittellandkanal.

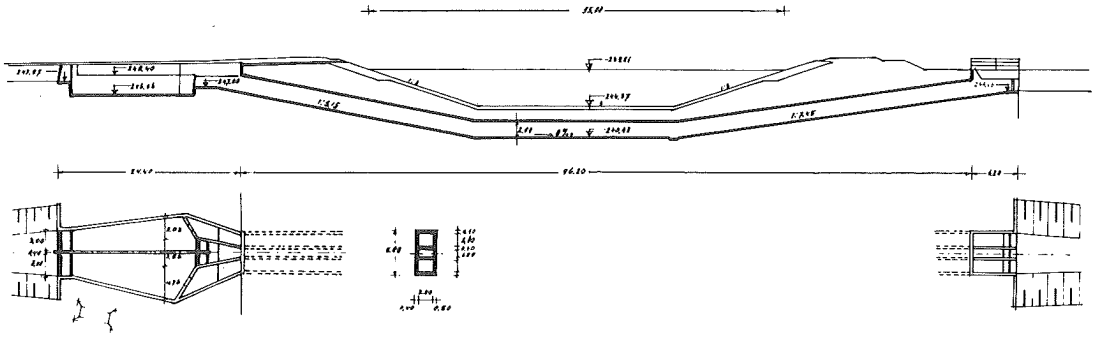


Fig. 7.9-18 Kruising Deichselbach met het Main-Donau kanaal.

4. Kruisingen met transportleidingen en kabels

De kruisingen van de rivier met transportleidingen en kabels zullen, zoals in de inleiding reeds werd aangestipt, continu moeten zijn. Hierdoor zal de keuze wat betreft de vormgeving van de kruising in de regel niet a-niveau zijn; voor tijdelijke verbindingen kan soms een gelijkvloerse oplossing in de vorm van een drijvende leiding worden gekozen.

Bij overbrugging van de rivier zullen de steunpunten in het algemeen ver uiteen kunnen staan omdat de belasting gering is. Brede rivieren worden door kabels voor elektrische energie transport en berichtenverkeer vaak in één keer overbrugd. Dit is te realiseren door hogere hoogspanningsmasten te bouwen waardoor een grotere doorhang in de leidingen kan worden toegelaten, en het grotere gewicht gecompenseerd wordt door een kleinere horizontale ontbondene. De minimale hoogte boven het rivieroppervlak wordt bepaald door de verticale afmetingen van de scheepvaart bij hoogwater vermeerderd met een veiligheidsmarge, welke een functie is van het voltage in de kabel. Het hoogteverschil tussen leiding en wateroppervlak bedraagt bij grote rivieren al gauw 30 à 40 m.

De overbrugging door de flexibele kabel vormt in het algemeen geen enkel probleem; anders staat het met de stijvere buisleiding, die gebruikt wordt voor het transport van vloeistoffen en gassen. Door zijn grotere stijfheid en afmetingen t.o.v. de kabel is de invloed van de wind op de leiding veel groter. De grote slingerbewegingen, die de kabel kan maken, zijn desastreus voor de leiding. Grote verplaatsingen van de leiding

moeten worden tegengegaan met behulp van een stijvere en dus duurdere overbruggingsconstructies. Dat deze stijfheid soms op een ingenieuze wijze kan worden verkregen toont de foto (fig. 7.9-19) van de Barberabrücke over de Donau in Steiermark (Oostenrijk).

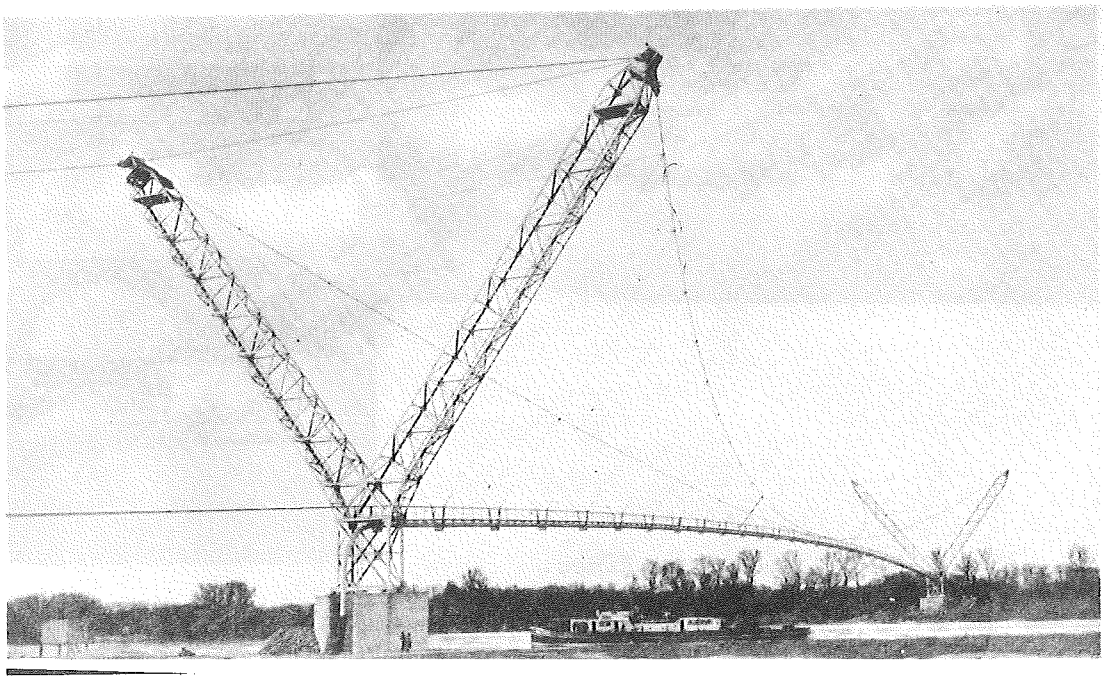


Fig. 7.9-19 Barberabrücke in Oostenrijk.

De hoofdconstructie voor de aardgasleiding wordt gevormd door een vormvast samenstel van op trek belaste kabels, gedragen door Y-vormige pylonen; de afstand die hierbij wordt overspannen bedraagt 320 m.

De transportleidingen van nu zijn vrijwel altijd uitgevoerd als drukleidingen, dit in tegenstelling tot de transportleidingen uit de oudheid, zoals de open waterleiding. Foto 7.9-20 van het aquaduct over de Gard te Nîmes in Frankrijk daterend uit de tijd van Augustus toont aan dat men moeilijkheden van kruising met een rivier niet uit de weg ging; de watergoot ligt bijna 50 m boven het wateroppervlak van de rivier.

Als de leidingen of kabels niet boven maar onder de rivier worden gelegd, zullen de problemen van geheel andere aard zijn. Verschillende redenen kunnen worden aangevoerd om de leidingen onder de rivier door te voeren, zoals de kosten, de beperking in doorvaarthoogte voor de scheepvaart; ook ontsiering van land- en stedeschoon kan een rol spelen. Hierbij

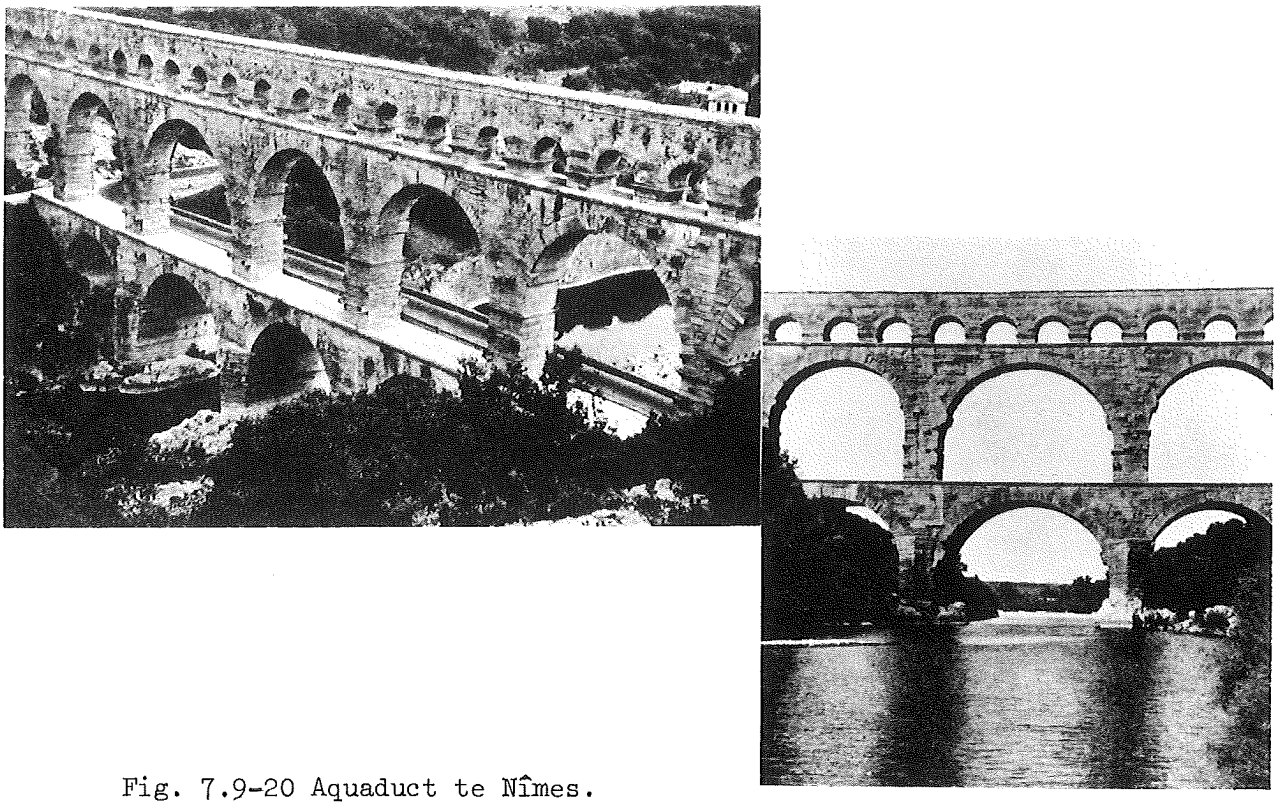


Fig. 7.9-20 Aquaduct te Nîmes.

speelt ook de stabiliteit van de rivier in verticale en horizontale zin - eroderende oevers en beweeglijkheid van het geulenstelsel - een belangrijke rol, evenals de flexibiliteit van de transportdrager. Bij het leggen van kabels direct op de rivierbodem kan men eventuele verdiepingen van het bed nog wel opvangen door op de ondiepe plaatsen en nabij de oevers de kabel extra lengte te geven; ook dan kan het nog voorkomen dat de kabels vrij komen te hangen en breuk optreedt.

Belangrijke kabels zal men steeds ingraven. Dit ingraven kan gebeuren met een specialistisch apparaat waarbij de kabel wordt ingespoten met soort spuitlans, of door een sleuf te baggeren. Bij dit laatste moet er rekening mee worden gehouden, dat een dergelijke sleuf zich bij sterk sedimenttransport snel kan verplaatsen of aanzanden; zie hiervoor de opmerkingen in hoofdstuk 6: tijdelijke maatregelen.

De diepte waarop de kabel onder de rivierbodem wordt gelegd hangt af van de te verwachten variatie in bodemligging en de aanwezigheid van scheepvaart waardoor een krabbend anker de kabel stuk kan trekken.
De minder flexibele buisleidingen vragen om meer voorzieningen. Deze

buisleidingen zal men steeds ingraven en/of afdekken met een bescherming waardoor de bodem en de oevers plaatselijk worden vastgelegd. De afmetingen van de bescherming hangen uiteraard af van de grootte en aard van de leiding. Zo zal bijvoorbeeld de bescherming van een gasleiding de ontgronding rond de leiding moeten voorkomen maar zal ook zwaar genoeg dienen te zijn om opdrijven te voorkomen. Daarbij wordt vaak niet alleen de bescherming maar ook de leiding zelf zwaar genoeg gemaakt door het aanbrengen van betonringen op regelmatige afstanden of het opzetten van betonruiters nadat de leiding gevuld met water is afgezonden of door het geheel met beton ommantelen van de leiding.

Wat het afzinken betreft is in rivieren met sterke stroming noodzakelijk gebruik te maken van verankerde pontons waarlangs de leiding zonder gevaar voor breuk in het rivierbed kan worden neergelaten; soms gebruikt men voor de geleiding van te voren geslagen palen om te grote buigende momenten in de leiding te ontgaan. Naast het afzinken van de leiding kan men ook de leiding door de sleuf van de ene oever naar de andere trekken; daarbij wordt de leiding meestal beschermd door een extra ommanteling.

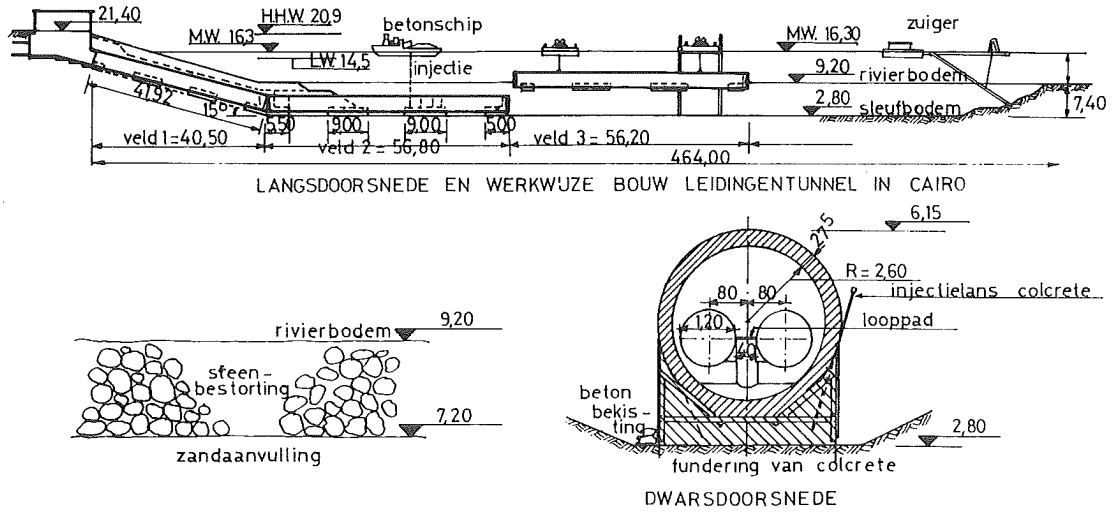


Fig. 7.9-21 Leidingentunnel onder de Nijl.

Soms worden de leidingen en kabels samengebracht en vindt de kruising van het geheel via een tunnel plaats. Er is reeds eerder op gewezen dat deze stijve constructie geen verplaatsingen toelaat vandaar dat aan de fundering van een tunnel grote zorg moet worden besteed, niet alleen van het riviergedeelte, maar vooral de aansluitende gedeelten ter plaatse van de oevers. Figuur 7.9-21 geeft een voorbeeld van een leidingentunnel onder de Nijl in Cairo. In de eerste instantie zijn hier twee transportleidingen voor afvalwater ondergebracht; in de toekomst zullen ook andere verzorgingsleidingen door deze tunnel de rivierkruisen. De tunnel is uitgevoerd volgens de zinkmethode. De bijna 500 m brede rivier is met 9 elementen variërend van $\pm$ 42-57 m lengte ondertunneld. Daartoe werd een $7\frac{1}{2}$ m diepe sleuf gebaggerd waarin de elementen werden afgezonken; de juiste horizontale en verticale positie werd verzorgd door stelinrichtingen. Na de juiste afstellingen werd de ruimte tussen de tunnel en de bodem van de gebaggerde sleuf door concrete injectie opgevuld. Daarna werd de sleuf met sediemnt opgevuld en tenslotte met een 2 meter dikke stortsteenbescherming afgedekt.

7.10. Multiple purpose projecten.

7.10.1. Inleiding.
7.10.2. Regulering van het rivierbed.
7.10.3. Afvoerregulering.
7.10.4. Waterstandbeheersing.

7.10.1. Inleiding.

De rivierwerken die in de voorgaande paragrafen werden behandeld, hadden tot doel om één enkel belang te dienen, zoals hoogwaterbeheersing of watervoorziening of scheepvaart, enz. Bij dergelijke projecten dient erop gelet te worden dat andere rivierbelangen zo min mogelijk worden geschaad. Bij de in deze paragraaf te behandelen projecten wordt een stap verder gegaan en wordt getracht om met behulp van één rivierproject een aantal belangen tegelijk te dienen. De reden om een aantal belangen in een enkel, zogenaamd multi(ple) purpose project tezamen te brengen is meestal in hoofdzaak van economische aard. De kosten van aanleg, onderhoud en beheer van rivierwerken zijn vaak zeer hoog en worden niet altijd gecompenseerd door de economische waarde van een enkel te dienen belang. Dit geldt des te sterker, indien aan de ene kant de behoefte aan dit belang slechts langzaam groeit, terwijl aan de andere kant direct bij het begin reeds een grote investering moet worden gemaakt. Als voorbeeld kan genoemd worden de geleidelijke toename in scheepvaart op een rivier door de bouw van een water accumulatie reservoir.

Uit een economisch oogpunt is het dus altijd aantrekkelijk om een aantal belangen te dienen in één rivierproject. Men moet er zich dan wel bewust van zijn dat elk belang zijn eigen eisen stelt, waardoor vrijwel steeds een compromis gesloten moet worden in situering, constructie en gebruik. Soms is een dergelijk compromis niet mogelijk. Een voorbeeld hiervan is de stuw in de Nederrijn bij Driel (zie 7.10.4.). Combinatie van deze stuw met een overbrugging van de rivier ten behoeve van de autosnelweg bleek niet mogelijk, doordat de eisen van situering ten opzichte van land- en waterverkeer niet tot overeenstemming konden komen.

Het combineren van belangen in één project kan bezwaren geven als één van de belangen sterk domineert, of waarschijnlijk in de toekomst zal gaan

domineren. Een bekend voorbeeld is het reservoir dat gebouwd werd ten behoeve van hoogwaterbeheersing, waarbij de recreatie op het meer zodanig ging domineren, dat op den duur een constante waterspiegel zonder accumulatie-mogelijkheid werd aangehouden. Een ander voorbeeld is gegeven in 7.10.4; de winning van elektriciteit in de stuw van Hagestein.

7.10.2. De regulering van het rivierbed.

Bij deze werken wordt onderscheid gemaakt tussen werken met tijdelijk effekt en werken met min of meer permanent effekt. De eerstgenoemden, zoals het baggeren van geulen of het wegbaggeren van ondiepten, hebben zelden een multi-purpose karakter. Het gaat dan meestal of om scheepvaart, of om watervoorziening.
Bij de grotere baggerwerken, zoals bochtafsnijdingen en takafsluitingen, kan het multi-purpose karakter naar voren komen. Dit wordt pas goed bereikt als de rivier tevens vastgelegd wordt. Een voorbeeld is de bedregulering van de Rijn beneden Bazel, uitgevoerd in de eerste helft van de vorige eeuw. In dit geval waren de doeleinden hoogwaterafvoer, drainage en scheepvaart. Een ander voorbeeld is de regulering van de Midden-Mississippi in de dertiger jaren. Hoogwaterafvoer en scheepvaart waren hier het doel. Ook bij de achtereenvolgende ingrepen in het bed van onze Rijntakken komt het multi-purpose karakter duidelijk naar voren.

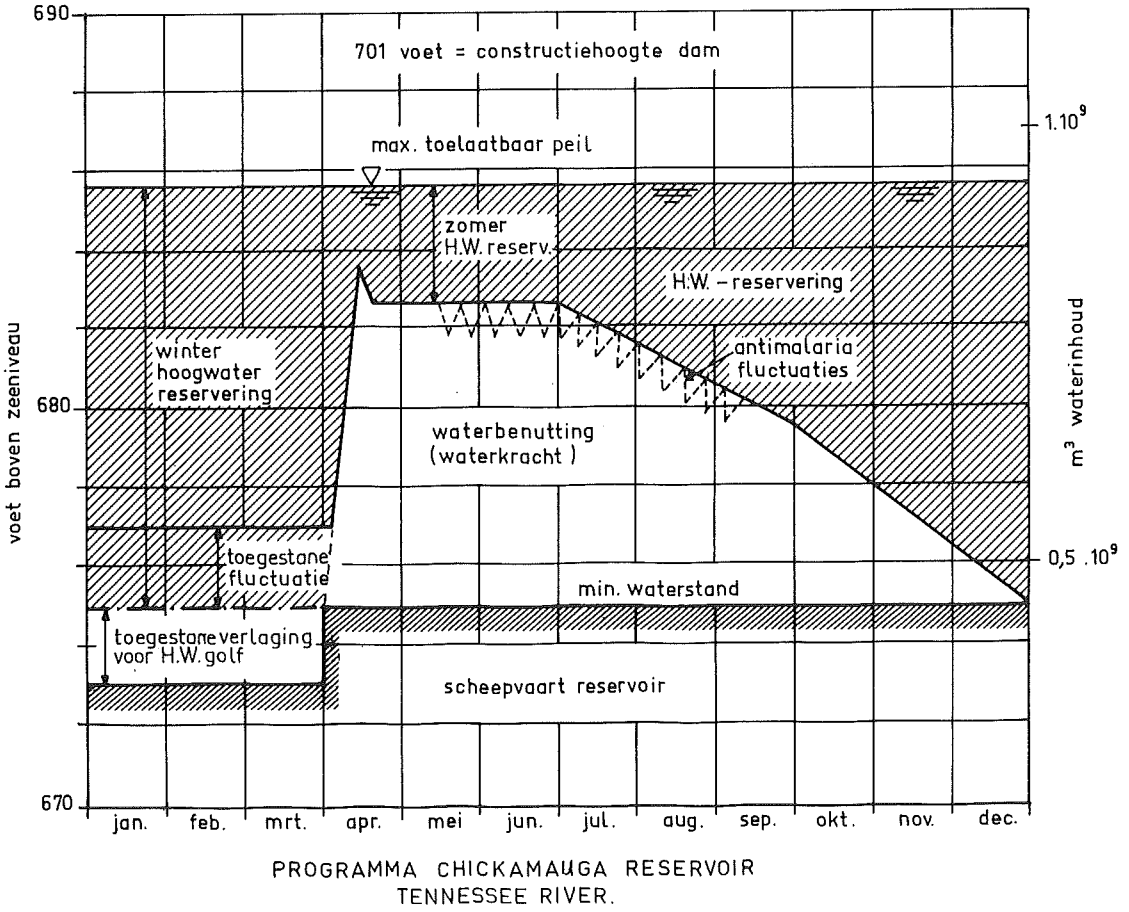
Reeds in de Middeleeuwen begonnen eigenaars van land, gelegen langs de Rijntakken, hun land tegen oevererosie te beschermen door de aanleg van kribben en oeververdedigingen. In de achttiende eeuw werd dit werk uitgebreid door de regionale overheid. Regulering van het laagwaterbed was nu het doel, dit ter verhindering van de formatie van ijsdammen die in genoemde periode in hoofdzaak verantwoordelijk waren voor de frequente dijkdoorbraken en overstromingen. IJsdammen vormen zich vaak in scherpe rivierbochten, ter plaatse van discontinuïteiten aan de oever, of bij vertakkingen of zandbanken. Het doel van de regulatie was het verkrijgen van een regelmatig laagwaterbed, met flauwe bochten en zonder vertakkingen of zandbanken.
Toen bleek dat de regulering van het laagwaterbed ook voordelen bood voor de scheepvaart, werd de regulering in de vorige eeuw voortgezet. Nu was scheepvaart het hoofddoel; door normalisatie werden de Rijntakken in opeenvolgende fasen steeds sterker versmald, een werk dat tot in de dertiger

jaren van deze eeuw werd voortgezet. Deze ingrepen in het bed van de Rijntakken zijn kenmerkend voor een multi-purpose karakter. De belangen beperken zich echter niet tot de eerdergenoemde landbescherming, ijsbestrijding en scheepvaart. Door de gefisceerde ligging van het bed worden nu ook andere belangen gediend, zoals overbrugging, kruising van kabels en leidingen, aftapping van water, aansluiting van havens en kanalen enz.

7.10.3. Afvoerregulering.

Toepassing van multi-purpose projecten vindt in hoofdzaak plaats bij kunstmatige reservoirs. De toepassing van waterkracht tegen het einde van de vorige eeuw heeft hiertoe de stoot gegeven. In verschillende gevallen vond combinatie van waterkracht plaats met watervoorziening of scheepvaart, soms met recreatie, zelden met hoogwaterbeheersing. De meeste voorbeelden treft men aan in de U.S.A., soms bij kleine reservoirs, maar vooral bij de zeer grote reservoirs, zoals de Hooverdam (waterkracht, watervoorziening, hoogwaterbeheersing), de Bonneville Grand Coulee en Parkerdam (waterkracht, scheepvaart), de Tennessee Valley dammen (waterkracht, scheepvaart, hoogwaterbeheersing). Ook in andere landen neemt het aantal multi-purpose reservoirs toe (Duitsland, Frankrijk, U.S.S.R., India, Australië).
In hoeverre meer belangen kunnen worden gediend hangt uiteraard af van het gewenste afvoerprogramma van deze belangen, maar ook van de nuttige inhoud van het reservoir. Zoals in voorgaande paragrafen werd vermeld vraagt waterkracht om een vrij gelijkmatige afvoer door de turbines; scheepvaart eveneens, al zijn er vaak pieken in gewenste afvoer in verband met de afvoer van produkten; van de watervoorziening is irrigatie seizoen gebonden, terwijl huishoudelijke en industriële watervoorziening een meer gelijkmatige vraag hebben. Bij recreatie gaat het om een vol reservoir in bepaalde maanden. In vele gevallen is voor deze belangen wel een compromis in afvoer en waterstand te vinden. Bij al deze belangen is het gewenst om het reservoir steeds zo vol mogelijk te houden. Dit gaat lijnrecht in tegen het belang hoogwaterbeheersing, waarbij het reservoir zo leeg mogelijk moet zijn. Hiervoor is dan ook in vele gevallen geen compromis te vinden, en zeker niet indien in alle jaargetijden hoge afvoer kan optreden. Is dit niet het geval dan is er bij een groot reservoir soms nog wel een oplossing mogelijk zoals in het volgende voorbeeld wordt aangetoond.

Een van de vele reservoirs in de Tennessee river is het Chickamauga reservoir. De nuttige inhoud is rond 500 miljoen m^3 en de te dienen belangen zijn primair hoogwaterbeheersing en verder waterkracht en scheepvaart op het reservoir. Het afvoerprogramma is gegeven in fig. 7.10.-1.



PROGRAMMA CHICKAMAUGA RESERVOIR
TENNESSEE RIVER.

Fig. 7.10.-1. Afvoerprogramma Chickamauga reservoir.

Het hoogst toegelaten peil op het meer is 685½ voet boven zeeniveau, het laagste 675 voet, dit in verband met de scheepvaart op het meer. In de natte maanden januari, februari en maart mag dit peil tijdelijk twee voet verlaagd worden, als een extreem hoogwater voorspeld wordt. De scheepvaart ondervindt hiervan dus een aantal dagen hinder.
Voor elke maand van het jaar is statistisch bepaald wat de inhoud is van een extreem hoogwater; als frequentie zou genomen kunnen worden een optreden van gemiddeld eens per duizend jaar (zie par. 7.2.). Deze hoeveelheden water, uiteraard verminderd met de schadevrije afvoer door de dam tijdens

het optreden van de golf, zijn in de grafiek uitgezet onder de maximum waterstand (getrokken lijn in de grafiek). Alleen bij het optreden van een hoogwatergolf mag de waterstand boven deze lijn komen. Hiertoe zal dus in verschillende gevallen water moeten worden afgelaten dat niet voor waterkracht benut kan worden. In de maanden januari, februari en maart is dus weinig ruimte voor waterkracht. In feite moet snel worden afgelaten tot het minimum als een extreem hoogwater wordt verwacht. In april, mei, juni en juli is de hoogwatergolf klein, er is dus veel ruimte voor opslag van water voor waterkracht. Uiteraard kost de vulling van het reservoir in april tijd; deze hangt af van het surplus aan aanvoer boven de behoefte aan waterkracht. In het najaar neemt het volume van de extreme hoogwatergolf geleidelijk toe, de waterstand in het reservoir moet dus dalen.
Het programma voor de beschikbare hoeveelheid water voor waterbenutting is in de grafiek niet getekend. Nadert de waterstand de minimumstand, dan zal beperking in elektriciteitsproduktie nodig worden. Dit programma hangt van zoveel faktoren af, dat hierop niet verder wordt ingegaan. Zie hiervoor de paragraaf over waterkracht.

In het bovengenoemde voorbeeld moet de reservoirdam drie afvoeropeningen hebben, namelijk de gebruiksopening (turbineleidingen waterkracht), de opening voor de verlaging waterstanden ten behoeve van hoogwaterbeheersing en de noodoverlaat ter beveiliging van de dam. Is er geen hoogwaterbeheersing, dan kan de tweede opening soms weggelaten worden.
In fig. 7.10.-2. is een overzicht gegeven van de verschillende mogelijkheden bij reservoirs voor verschillende belangen.
De schematische voorbeelden behoeven weinig toelichting. Steeds is er een noodoverlaat. In het eerste voorbeeld is dit de enige afvoermogelijkheid. In de laatste voorbeelden is de noodoverlaat regelbaar, waardoor een groter bergend vermogen ontstaat, zonder dat de afvoercapaciteit behoeft te verminderen bij maximum waterstand. Gebruiksopening en opening regeling waterstanden zijn in de figuren gecombineerd. Dit zal bij waterkracht niet het geval zijn. Indien er scheepvaart op het meer is, kan men de waterstand uiteraard beheersen met een afsluitbare opening. Men kan de oplossing echter ook zo maken, dat het water niet beneden een bepaald niveau kan dalen. Dit geeft het voordeel, dat geen bewaking van de waterstand nodig is in perioden dat het reservoir niet gevuld hoeft te worden voor doeleinden van waterbenutting.

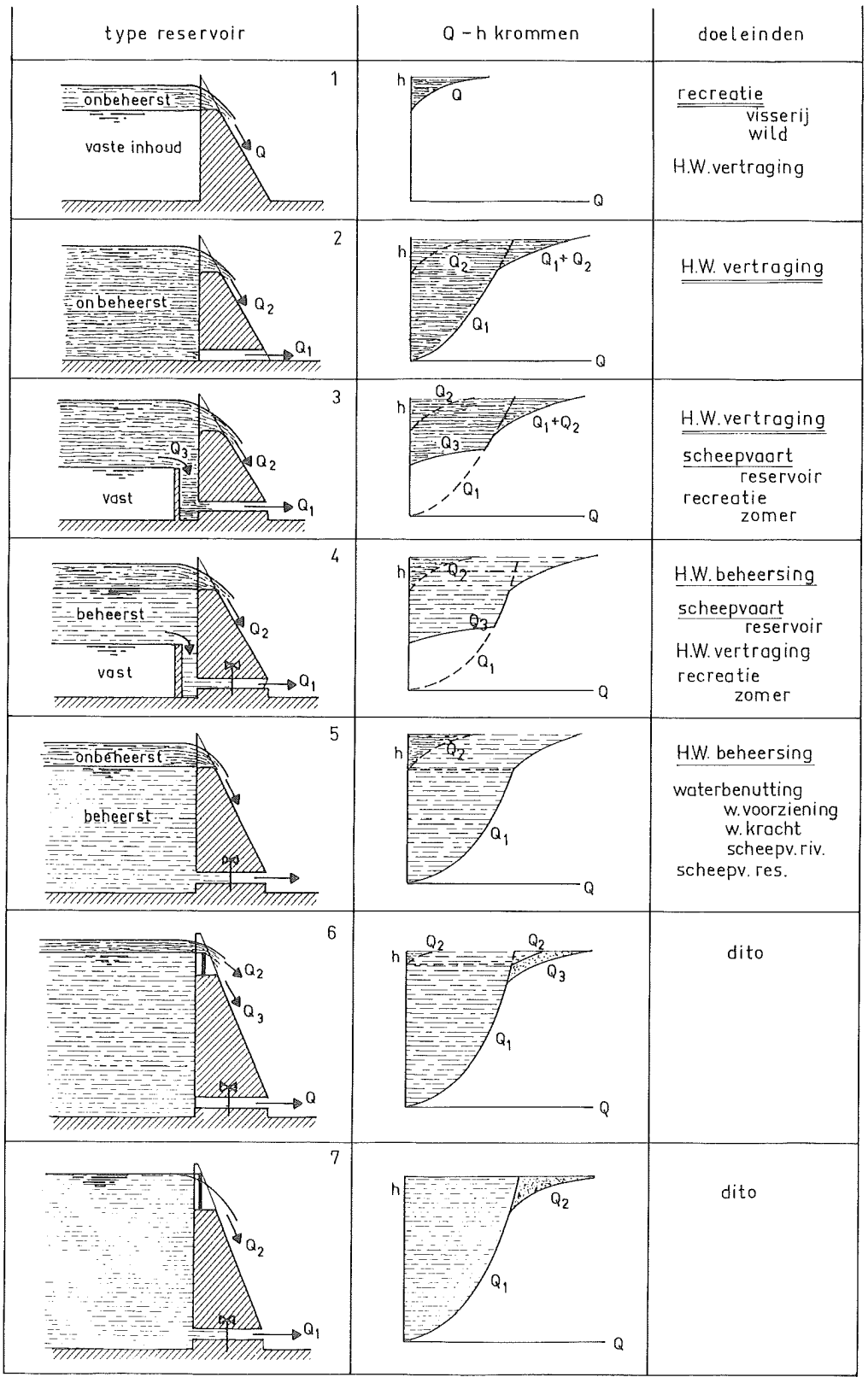


Fig. 7.10.-2. Afvoer openingen in reservoirdammen.

7.10.4. Waterstandbeheersing.

In dit geval gaat het dus om de toepassing van rivierstuwen voor multi-purpose doeleinden. Ook hier is het in feite de ontwikkeling van de waterkracht die de stoot heeft gegeven tot een multi-purpose benutting van stuwen. In de meeste gevallen gaat het dan om een combinatie van waterkracht en scheepvaart. Stuwen in de Donau en in de Rijn met zijn zijrivieren zijn hiervan voorbeelden. Soms is er een combinatie van scheepvaart en watervoorziening, zoals in de deltavertakkingen van de Nijl, de Rosetta en Damietta. Dichter bij huis is er het voorbeeld van de kanalisatie van de Nederrijn. In par. 6.7. is hierover reeds het een en ander vermeld. In het volgende wordt nader ingegaan op het multi-purpose karakter van dit project.

De belangen die door de kanalisatie van de Nederrijn worden gediend betreffen:

1. de watervoorziening van Noord- en Noord-West Nederland,
2. de scheepvaart op de IJssel en de Nederrijn.

Verder kunnen als vrijwel verwaarloosbare belangen worden genoemd:

3. verhoging van grondwaterstanden langs IJssel en Nederrijn;
4. waterkracht.

ad.1. De watervoorziening van bovengenoemde gebieden, waaronder begrepen het terugdringen van zoutwater o.a. via de sluizen in de afsluitdijk en het Noordzeekanaal, vindt grotendeels plaats via de buffer, gevormd door het IJsselmeer, dat het water ontvangt van de rivier de IJssel. In perioden van lage rivierafvoeren was deze aanvoer echter onvoldoende om aan de vraag te voldoen, terwijl ook de buffervoorraad van het IJsselmeer niet toereikend was.

In de volgende tabel zijn enige gegevens van de Rijntakken vermeld.

	afvoeren in m^3/s.				vaardiepte in m.
rivier	min.	5%	gem.	max.	5%= OLR
Rijn	630	1.000	2.140	12.600	2.50
Waal	490	720	1.490	8.250	2.50
Nederrijn	90	185	390	2.700	1.50
IJssel	50	95	260	2.300	1.40

Verbetering van deze toestand zou verkregen kunnen worden door hetzij de buffervoorraad van het IJsselmeer te vergroten (verhoging van de maximum en/of verlaging van de minimum waterstand), hetzij door vergroting van de lage IJsselafvoeren. Gekozen is voor de laatste oplossing. Met behulp van een stuw (kraan) in de Nederrijn bij Driel wordt een groot deel van de Nederrijnafvoer in perioden van lage rivierafvoer de IJssel afgestuurd. Slechts ongeveer 50 m^3/s wordt door de stuw afgevoerd; dit in verband met de waterbehoefte en de zuivering van de Nederrijn.
In fig. 7.10.-3 is de situatie van de stuw nader aangegeven.

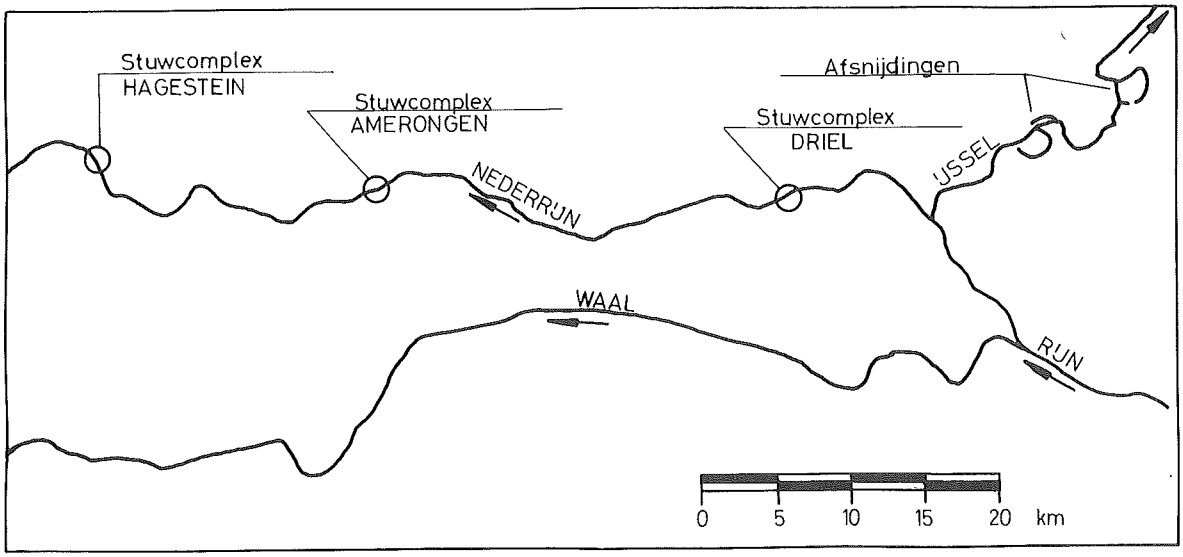


Fig. 7.10.-3. Situatie van de werken van de Rijnkanalisatie.

Op het stuwprogramma van de stuw te Driel wordt later ingegaan.

ad.2. Op de hoofdvaarwegen in Nederland wordt gestreefd naar een vaardiepte van tenminste 2.50 m. Op Rijn en Waal wordt hieraan over het algemeen voldaan, al zou men voor deze internationale scheepvaartweg graag nog wat meer kunnen bieden. Zoals uit voorgaande staat blijkt, voldoen Nederrijn en IJssel bij de gebezigde 5% afvoer (O.L.R.) lang niet aan deze eis. In het bijzonder voor de IJssel, de enige noord-zuid verbinding in het oostelijk deel van ons land, vormt dit een groot bezwaar. Het nog sterker normaliseren (samensnoeren) van het bed is niet mogelijk; de breedte van de vaargeul is nu reeds zo klein dat duwvaart niet mogelijk is. Daarom

werd oorspronkelijk gedacht aan kanalisatie van de IJssel, maar dit zou door de veroorzaakte terugstuwing vermindering van de afvoer inhouden, hetgeen voor het IJsselmeer onaanvaardbaar is. Daarom werd besloten tot vergroting van de IJsselafvoer, resulterend in vergroting van de vaardiepte. Gestreefd wordt naar een minimumafvoer van 250 m^3/s, overeenkomend met een vaardiepte van 2.50 m.
Vergroting van de IJsselafvoer betekent verkleining van de Nederrijnafvoer. Deze laatstgenoemde rivier zou hierdoor geheel onbevaarbaar worden. Daarom diende de Nederrijn gekanaliseerd te worden; behalve de stuw of kraan bij Driel zijn daarom stuwcomplexen bij Amerongen en Hagestein geplaatst, waarmee de bevaarbaarheid tot tenminste 2.50 m kon worden vergroot. Een bijkomend voordeel van de kanalisatie wordt verkregen door de opstuwing van de rivier ter plaatse van de kruising van het Amsterdam-Rijnkanaal met de Lek. De kruisende scheepvaart ondervindt nu minder hinder bij de oversteek van de rivier. Een complicatie bij het nog nader te bespreken stuwprogramma vormt de waterstand van de Waal bij Tiel. De waterstand in het Betuwepand van het Amsterdam-Rijnkanaal, en dus ook van het hiermee normaal in open verbinding staande stuwpand boven de stuw Hagestein, dient steeds lager te zijn dan de Waalstand en wel om twee redenen. Ten eerste heeft de sluis bij Tiel puntdeuren die naar de Waal keren; er moet dus steeds een verval zijn om opengaan of zelfs klepperen van de deuren te voorkomen. En ten tweede wil men water uit de Waal inlaten naar de Lek in verband met waterbehoefte van de Lek.

ad.3. Door de zand en grindwinning op Nederrijn en IJssel zijn in de afgelopen decennia de bodem en de lage waterstanden zozeer gezakt, dat op verschillende plaatsen uitdroging plaatsvond. Door de kanalisatie wordt dit tegengegaan. Anderzijds treden boven de stuwcomplexen op sommige plaatsen verdrassingen op, zodat het totale voordeel niet erg groot is.

ad.4. Ter plaatse van stuwen treedt verval op; theoretisch is de winning van elektrische energie door waterkracht dan mogelijk. Uitgerekend is dat dit voor de stuw Hagestein nog juist economisch verantwoord was. Een groot bezwaar is dat geen vermogen gedurende het hele jaar gegarandeerd kan worden, omdat de stuw een deel van het jaar open staat (zie par. 7.5. - waterkracht). In de praktijk is gebleken dat de opbrengst slechts ongeveer 10% bedraagt van de theoretisch mogelijke 6×10^6 kWh per jaar. De reden is

dat bij het stuwen alleen gelet wordt op scheepvaartbelangen, niet op waterkrachtbelangen. Dit benadrukt weer eens de eerder in deze paragraaf geponeerde stelling, dat er bij multi-purpose projecten een zeker evenwicht in de belangen moet zijn, willen zij tot hun recht komen.

Het stuwprogramma wordt dus alleen bepaald door de belangen van watervoorziening en scheepvaart, uiteraard ook door de oeverbelangen. In fig. 7.10.-4 zijn de zogenaamde stuwprogramma's "250" en "350" weergegeven.

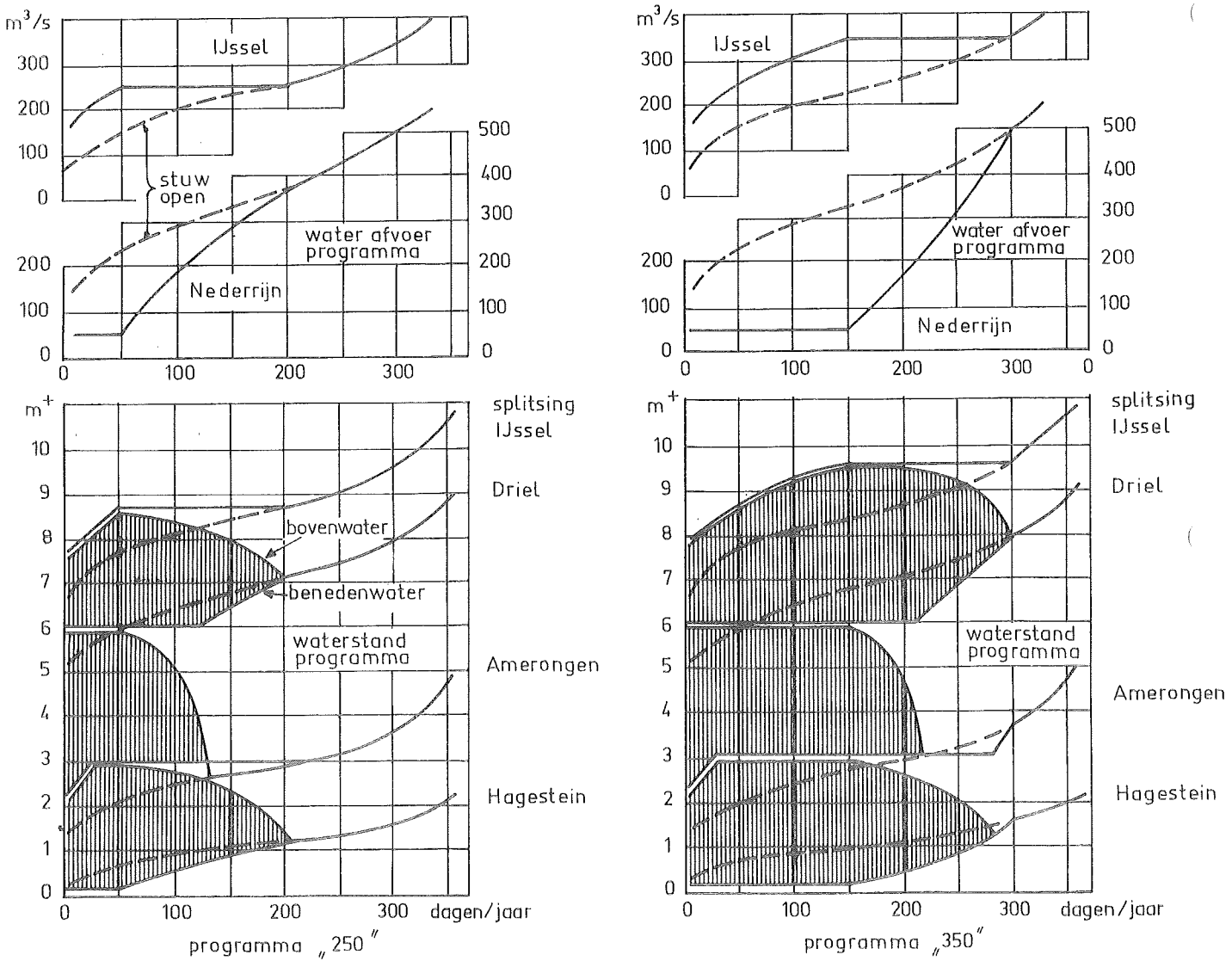


fig. 7.10.-4. Stuwprogramma's Rijnkanalisatie.

De volgende regels gelden:

a. de minimum afvoer van de Nederrijn is gesteld op 50 m^3/s,

b. dit minimum blijft bij toenemende afvoer van de Rijn gehandhaafd zolang de IJsselafvoer minder is dan 250 m^3/s,

c. indien bij deze afvoer de watervoorziening van het IJsselmeer nog niet toereikend is, blijft ook bij hogere Rijnafvoer de afvoer van de Nederrijn gehandhaafd op 50 m^3/s,

d. als de afvoer van de IJssel een hoeveelheid van 350 m^3/s gaat overschrijden, begint wateroverlast op te treden langs de oevers van de IJssel. Daarom dient in elk geval boven een afvoer van Nederrijn + IJssel= 50 + 350 = 400 m^3/s het meerdere water op de Nederrijn te worden afgelaten.

Uit het getekende stuwprogramma blijkt dat bij het stuwprogramma "250" (geen eisen van watervoorziening) de stuw in Driel 165 dagen per jaar open staat. Bij het stuwprogramma "350" is dit 65 dagen. De stuw in Amerongen gaat reeds eerder open in verband met terugstuwingseffekt van Hagestein. In fig. 7.10.-5. is het stuwprogramma weergegeven in het lengteprofiel.

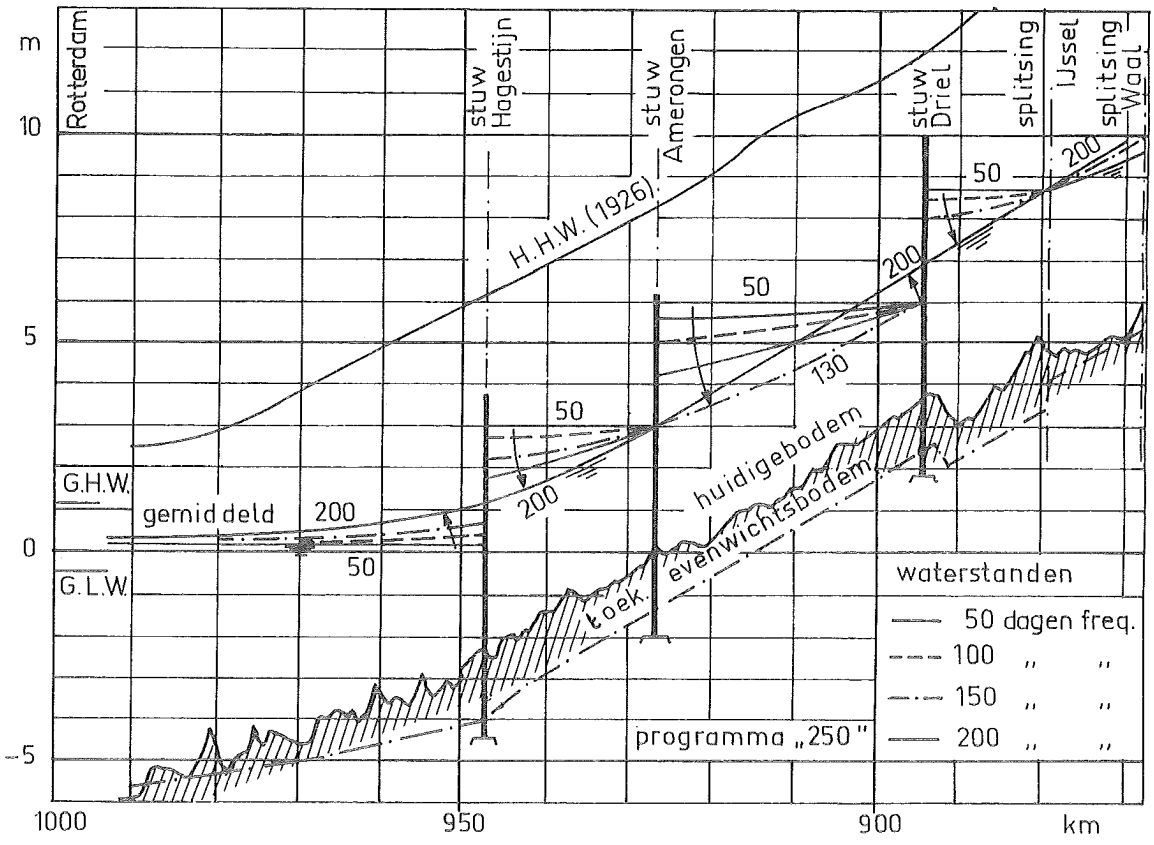


Fig. 7.10.-5. Lengteprofiel gekanaliseerde Nederrijn.

Bij het ontwerp van de Rijnkanalisatie dienden een groot aantal problemen te worden bekeken. Tot de belangrijkste behoorden:

1. De afvoervermindering van de Nederrijn.
   Door deze vermindering zou de zout terugdringing in de deltawateren verkleinen. Uitvoering van de Rijnkanalisatie werd dan ook pas mogelijk na uitvoering van de Deltawerken.
2. Terugstuwing naar de Waal.
   Door de opstuwing van het water bij de splitsing van Nederrijn en IJssel zou nog invloed merkbaar zijn bij de splitsing van Waal en Pannerdensch Kanaal. Dit zou leiden tot vergroting van de Waalafvoer, hetgeen niet de bedoeling is. De oplossing is gevonden door verlaging van de IJsselstanden met behulp van enkele bochtafsnijdingen in de bovenloop van de IJssel (zie fig. 7.10.-3.).
3. Morfologische gevolgen.
   Bij dit onderdeel zijn een aantal vraagstukken aan de orde. Genoemd kunnen worden de invloed van de eerdergenoemde bochtafsnijdingen op de IJssel; de verdeling van het sediment over Nederrijn en IJssel; de ontwikkeling en voortplanting van zandgolven (aanzandingen en uitschuringen) op het splitsingspunt van IJssel en Nederrijn en benedenstrooms ervan het toekomstig bodemevenwicht van Nederrijn en Lek, dit in verband met de hoogteligging van de stuwdrempels (zie fig. 7.10.-5.).
4. Stuwopeningen en stuwtype.
   Uit fig. 7.10.-4 blijkt dat de stuwen een aanzienlijk deel van het jaar open staan. Scheepvaart door de stuw is dan wel gewenst. Bij de situering van de stuw en van de sluiskanalen dient men dan met drie mogelijkheden rekening te houden: stuw gesloten, scheepvaart via de sluis; stuw open en scheepvaart door de stuw; en tenslotte stuw juist open, maar scheepvaart nog door de sluis.
   In fig. 7.10.-6 is deze situering geschetst.

De totale wijdte van de stuw tussen de landhoofden is gelijk genomen aan de bodembreedte van de rivier, namelijk 110 m. Deze wijdte is technisch te groot voor één opening indien - zoals hier - onderafvoer gewenst is en dus alleen ondersteuning aan de landhoofden. Uit een hydraulisch oogpunt zijn dan drie openingen gewenst, dit in verband met de steeds mogelijke symmetrische afvoer bij buiten gebruik van één van de openingen. Maar dit zou leiden tot openingen van minder dan 35 m., hetgeen te weinig is voor afva-

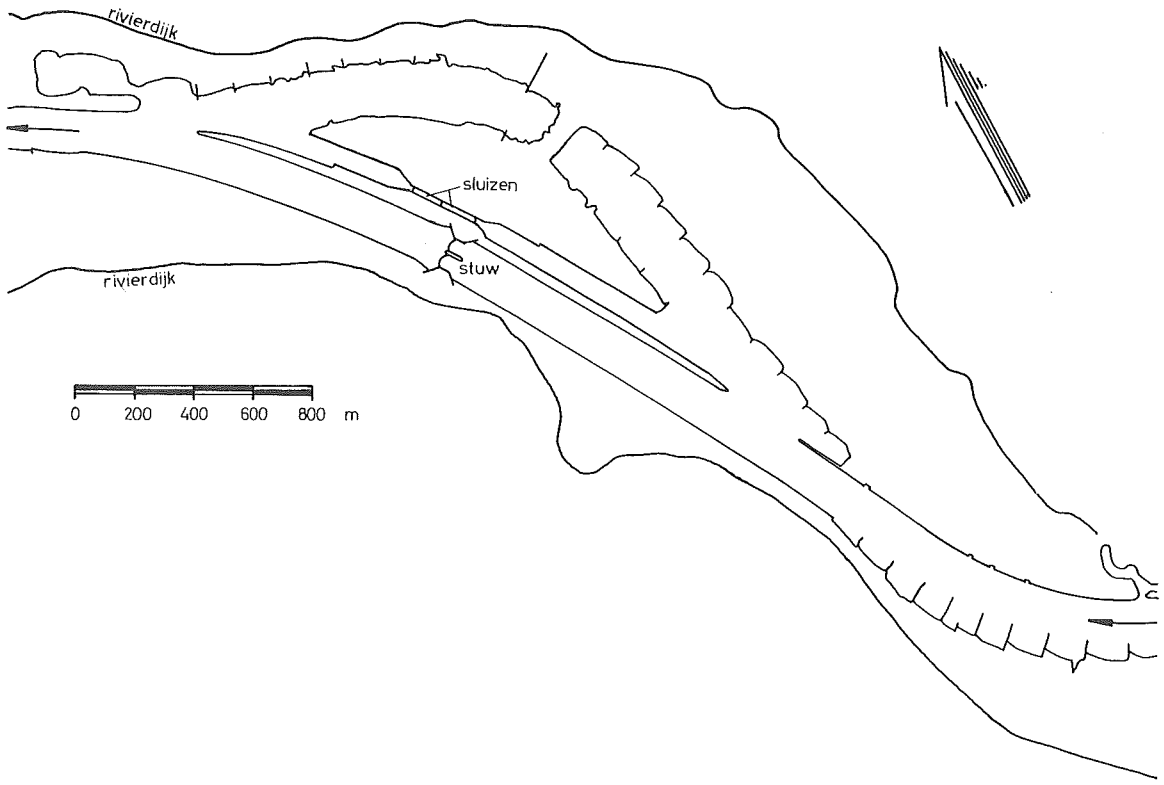


Fig.7.10.-6. Situatie stuwcomplex Hagestein.

rende sleepconvooien. Daarom moest de oplossing met twee openingen gekozen worden; 48 m. voor elke opening en 14 m. voor de pijler, waarin een afvoeropening voor detailregeling en een opening voor de waterkrachtturbine. Voor de afsluitingen van de stuwopeningen - de grootste in zijn soort ter wereld - is de zogenaamde vizierstuw ontwikkeld (zie fig. 7.10.-7). Het gewicht hiervan kan sterk gereduceerd worden; primair treden alleen trekspanningen op, maar secundair zijn er toch nog aanzienlijke buigspanningen waardoor het gewicht van de staalconstructie toch nog vrij groot blijft.

De kanalisatie van de Nederrijn, voltooid in 1970, heeft tot nu toe aan de verwachtingen beantwoord. Een groot probleem blijft de vervuiling van de Rijn. In het bijzonder bij lage afvoeren of in geval van vervuilingsrampen op de Rijn kan het nodig zijn om het IJsselmeer te beschermen, dat wil zeggen de IJsselafvoer geheel stop te zeggen. Daarom wordt nog steeds overwogen om ook in de IJssel een kraan te plaatsen. Ook dit zou inhouden een

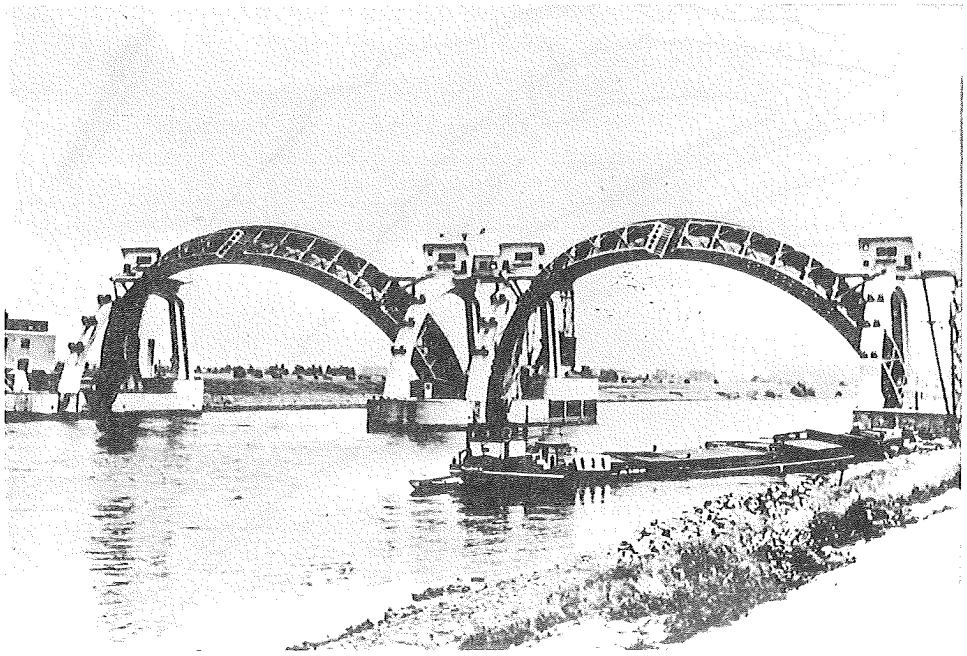


Fig. 7.10.-7. Aanzicht van de stuw te Hagestein.

volledige kanalisatie van de IJssel. Het voordeel dat hieraan verbonden zou zijn is de mogelijkheid om dan de IJssel te verbreden en geschikt te maken voor duwvaart.

LITERATUUR

Breusers, H.C.N. — Scour around drilling platforms; Bull. Hydr. Research 1964 and 1965, IAHR vol. 19 1965

Carstens, M.R. — Similarity laws for localized scour; ASCE HY3 May 1966

Chabert, J.
Engeldinger, P. — Etude des affouillements autour des piles des ponts; Lab. Nat. d'Hydr. Chatour (Fr.) 1956

Dietz, J.W. — Kolkbildung an Stromfeilern; Zeitschrift für Binnenschiffahrt und Wasserstrassen, Heft 1 1971

ECAFE — Flood Control Series, no. 4 1953

Kress, H.H. — Wettbewertsenwurf für einer Strassentunnel unter dem Rhein in Köln mit kritischen Betrachtungen zür Ausschreibung; Die Bautechnik, Mai 1956, Heft 5

Kuhn, R. — Kreuzungsbauwerke des Main-Donau Kanals; Baubericht 1967 der Rhein-Main-Donau A.G. München

Labecke, H. — Die Zeimbrücke im Zuge des Rhein-Main-Donau Kanals; Der Bauingenieur, 48. Jahrgang, Okt. 1973, Heft 10

Larras, J. — Profondeurs maximales d'érosion des fonds mobiles autour des piles en rivière; Annales des Ponts et Chaussées, vol. 133 no.4 1963

Laursen, S.M. and Toch	Iowa Highway Research Board Bull. no. 4 May 1956
Maaske & Hampe	Der Okerdüker, unter dem Mittelland-kanal; Der Bauingenieur 1935, Heft 12
Müller, W.	Bau eines Unterwassertunnels in Kairo; Die Bautechnik, Dez. 1965, Heft 12
Neill, C.R.	Guide to bridge hydraulics; Toronto 1973
Roper, A.T. Schneider, V.R. Shen, H.W.	Analytical approach to local scour; Proc. Paper C18 for 12th Congress of IAHR, June 1967
Shen, H.W.	Scour near Piers; River Mechanics, vol. II, Ch. 23 Fort Collins 1971
Shen, H.W. Schneider, V.R. Karaki, S.	Local scour around bridge piers; ASCE HY6 Nov. 1969
Lysne, D.K.	Movement of sand in tunnels; ASCE HY6 Nov. 1967

par. 6.8. Werken tot regeling van waterstand en -afvoer.

De bladzijde- en figuurnummering van deze paragraaf in niet korrekt. Voor elk nummer moet nog een 6 gelezen worden.

8.1. Inleiding.

In hoofdstuk 1 werd een indeling gemaakt betreffende de verschillende onderwerpen van specifieke waterbouwkunde. Van deze werken tot beheersing of benutting van het water kan men echter ook een andere groepering maken. Men kan dan onderscheiden:

1. de werken voor het opvangen, verzamelen, bewaren en opslaan van het water; dit zowel bovengronds in reservoirs, watergangen, enz. als ondergronds in de vorm van grondwater;
2. de werken ten behoeve van het transport van het water, zoals rivieren, kanalen en drukleidingen;
3. de werken ten behoeve van het keren, aflaten, aftappen, verdelen en lozen van het water. Daarnaast zijn er dan de specifieke werken, zoals waterkrachtcentrales, schutsluizen, beregeningsinstallaties, enz.

Over de eerste groep van werken wordt slechts weinig gezegd in dit college; het behoort in hoofdzaak tot de hydrologie en de waterhuishouding; meer in detail behoort het tot specifieke onderwerpen van waterbouwkunde.

De tweede groep van werken behoort in hoofdzaak tot de algemene waterbouwkunde, en is dan ook in dit college meer uitvoerig behandeld.

De derde groep van werken behoort in de eerste plaats tot de constructieve waterbouwkunde. In dit laatste hoofdstuk van de algemene waterbouwkunde zal er wel iets over worden gezegd, maar daarbij zullen dan toch in hoofdzaak de functionele aspecten naar voren komen en niet de constructieve.

Bij deze werken kunnen we steeds een tweetal functies onderscheiden, namelijk de waterkerende functie en de waterafvoerende functie. Soms ligt het zwaartepunt zeer sterk op de ene functie, soms op de andere, terwijl in vele gevallen beide functies voorkomen. Op grond hiervan kunnen we de werken als volgt groeperen:

1. Niet-regelbare werken, waarbij kering van water (het scheppen van een verval) het enige doel is. Dit zijn de dammen en dijken, waarbij afvoer van water over de kruin in de meeste gevallen funest zou zijn, en dan ook tot een zeer kleine frequentie wordt teruggebracht.

2. Regelbare werken, waarbij kering van water het enig doel is. Hiertoe behoort de keersluis die onder bepaalde omstandigheden (stormvloed, dijkdoorbraak, inundatie) volledig moet kunnen keren, maar die onder normale omstandigheden verwijderd is. Ook de doksluis kan hieronder worden gerekend, hoewel deze vaak gecombineerd wordt met een installatie waarmee water op het benedenpand kan worden gebracht (vulling dok). Ditzelfde geldt in feite ook voor de schutsluis, die in feite een dubbele keersluis is maar ook weer met de mogelijkheid om water aan- of af te voeren. Ook de noodkering en onderhoudskering zoals de schotbalkkering bij sluizen, enz. behoort hiertoe.In feite is ook het luchtbellengordijn een regelbaar werk tot scheiding van twee wateren (zout - zoet, slibrijk - slibarm, woelig - rustig).

   Bij de keersluis, enz. moet dan nog onderscheid worden gemaakt tussen de sluis, noodkering, enz. die nog geregeld wordt als er reeds verval is, en de sluis die alleen maar geregeld of in werking gesteld kan worden op het ogenblik dat er geen verval is. Aan de eerste groep worden uiteraard hogere eisen gesteld (trillingen bij plaatsing, stroomkrachten, vaak geen onderaanslag mogelijk, enz.).

3. Niet-regelbare werken, waarbij kering wordt vereist, doch bij bepaalde standen afvoer wordt toegelaten. Tot deze grote groep van werken behoren in de eerste plaats de dijken met lage kruinshoogte, de zomerkaden en de overlaten. De noodoverlaten, verlaagde gedeelten in reservoirdammen, behoren hier ook toe. Bij dergelijke dammen kent men ook oplossingen, waarbij in het damlichaam gaten of verticale sleuven aanwezig zijn zodat reeds bij lagere standen in het reservoir afvoer begint plaats te vinden. Dit zijn de vertragingsreservoirs die tot doel hebben de hoogwatergolf af te dempen. In de rivier zelf kent men ook vaste overlaten die dan vaste stuwen worden genoemd. In kleine beekjes worden deze wel eens toegepast voor de meting van de afvoer, in de rivier dienen zij voor het opstuwen van het water (scheepvaart, irrigatie) of het scheppen van verval (waterkracht). Ook in kanalen komen dergelijke overlaten voor; daar dienen zij voor het vormen van een sprong in het lengteprofiel.

   Bij al deze werken legt men dus vast de kering of het verval dat zal optreden indien geen afvoer optreedt. Verder kan men,

door vaststelling van de breedte van de overlaat, invloed uitoefenen op de waterstanden bij variërende afvoer over de overlaat. Maar dit is meestal niet voldoende; daarom is een regelbare afvoer vaak gewenst.

4. Regelbare werken, waarbij kering wordt vereist en afvoer wordt toegestaan of gevraagd. In de eerste plaats weer de overlaten bij dijken en dammen. Vaak zal het nodig zijn dat tot een bepaalde waterstand volledige kering gegeven wordt. Maar uit een oogpunt van economie zal het vaak ook gewenst zijn dat dit tevens de waterstand is bij maximum afvoer. Dit kan alleen met een regelbare opening, die dus zowel kan keren bij deze stand maar ook de maximum afvoer kan geven. Men spreekt in dit geval vaak van een aflaatwerk.

Zijdelingse afvoer wordt gevraagd bij een aftapwerk, waarbij onafhankelijk van de waterstand bovenstrooms, verschillende hoeveelheden water zijdelings afgetapt moeten kunnen worden. Het spreekt vanzelf dat in dit geval de aftapopening regelbaar moet zijn. Ook bij een verdeelwerk moet de verdeling van het water over verschillende transportleidingen regelbaar zijn en onafhankelijk van het verval. In Nederland gebruikt men voor afvoeren nog vaak het oude woord sluizen, zodat men spreekt van aftapsluizen, inundatiesluizen en verdeelsluizen. Zo spreekt men ook van uitwateringssluizen als hiermee bedoeld wordt het instand houden van bepaalde bovenwaterstanden en het afvoeren van variabele afvoeren bij verschillende benedenwaterstanden. Het spreekt vanzelf dat ook in dit geval een regelbare toestand vereist is. Bij spuisluizen zal men een kering in stand willen houden totdat opruiming van sedimenten nodig is geworden. Dan zal de afvoer echter ineens zo groot moeten worden dat een grote transportcapaciteit optreedt welke de sedimenten in korte tijd kan opruimen. Regeling van de afvoer is dus ook hier gewenst.

In rivieren ondervindt de toepassing van vaste stuwen soms grote bezwaren. Zoals in par. 6.6. werd vermeld kunnen deze bezwaren o.a. betrekking hebben op te hoge waterstanden bij grote rivierafvoer, op de verbreking van het bodemevenwicht in verband met aanzandingen bovenstrooms of uitschuringen benedenstrooms, of op constructieve onderdelen van de stuw zelf. Bij stuwen die tot taak hebben om de waterstand op te stuwen, dient in vele gevallen de mogelijkheid te bestaan om deze te variëren; bij stuwen die de

afvoer moeten verdelen, dient veelal ook de mogelijkheid te bestaan om deze verdeling te variëren. Een regelbare stuw is dan nodig. Het kan zelfs voorkomen dat het gewenst is om de invloed van de stuw onder bepaalde omstandigheden geheel op te heffen, zoals bij sommige scheepvaartstuwen. In dat geval moet de stuw zelfs wegneembaar zijn.

Ook bij drukleidingen zal vaak de mogelijkheid moeten bestaan om de afvoer te beheersen. Met behulp van afsluiters of kranen kan men dit bereiken, waarbij dus door locale energieverliezen de afvoer wordt beperkt. Steeds gaat het hierbij om een plaatselijk verval in waterspiegel of druk, waarbij door het kunstwerk óf het verval óf de waterafvoer geregeld kan worden.

5. Werken waarbij geen (of nauwelijks) kering van water is toegestaan doch waarbij de waterafvoer hoofdzaak is. Dit is dus het omgekeerde van het onder één genoemde doel.

Hieronder valt bijvoorbeeld een brug, waarbij de pijlers geen weerstand mogen geven en de waterafvoer volledig moet kunnen plaats vinden. Ook de panelen (drijvend of op de bodem) die de waterafvoer moeten regelen, althans de richting van oppervlakte- en bodemstroom, zou men tot deze groep van werken kunnen rekenen.

Al deze werken hebben dus een kerende en een afvoerende functie. In de volgende subparagrafen zal hierover nog iets worden opgemerkt.

Par. 8.2. De waterkerende functie.

Hoewel de waterkerende en de waterafvoerende functie bij de behandelde kunstwerken vaak vervlochten en onderling afhankelijk zijn, is het toch in verband met het ontwerpen zeer gewenst om beide zoveel mogelijk uit elkaar te halen. Inzicht in de waterkerende functie is van groot belang bij het bepalen van het type, bij de stabiliteitsberekening van het geheel en de sterkte van onderdelen; het is van invloed op de grondwaterbeweging en de daartegen te treffen voorzieningen; en indien er tevens afvoer is, zal het optredende verval naast de hoeveelheid af te voeren water een maat zijn voor de om te zetten energie en de in verband daarmee te treffen voorzieningen.

Onder waterkerende hoogte wordt soms verstaan het maatgevend verval van de vrije waterspiegel boven en beneden het kunstwerk of het drukverval in de afsluiter van een gesloten leiding. Soms verstaat men eronder het maatgevend verval tussen het bovenwater en het maaiveld (bandijk) of de kanaal- of rivierbodem. In het bovenstaande is het woord "maatgevend" gebezigd in plaats van het gebruikelijke "maximum". Dit is gedaan omdat voor de verschillende berekeningen niet steeds het maximum bepalend is, maar ook omdat in vele gevallen niet in termen van maximum en minimum gesproken kan worden, maar alleen in termen van frequentie.

Bij de bepaling van de kruinshoogte van een werk speelt de extreem hoge bovenwaterstand een grote rol, bij de bepaling van de woelbak soms de extreem lage benedenstand; bij de grondwaterbeweging is het extreem grote verval bepalend; bij de stabiliteitsberekening is het extreme moment van belang waarbij het zeer goed denkbaar is, dat dit optreedt bij een kleiner verval maar bij een gemiddelde hogere waterstand. We zullen dus voor deze verschillende berekeningen soms ook verschillende maatgevende standen moeten aanhouden.
Het begrip frequentie speelt in de moderne waterbouwkunde een steeds grotere rol; het verdringt geleidelijk begrippen als risico, veiligheidscoëfficiënt, overhoogte, enz. In hoofdstuk 2 werd reeds iets over frequentiebepalingen gezegd; bij kunstwerken is vaak de moeilijkheid bij de berekening, dat tegelijk enige verschijnselen optreden welke elk een frequentieverdeling hebben en waarbij die verschijnselen onderling niet of slechts ten dele afhankelijk zijn (b.v. de boven- en benedenwaterstand van een stuw op een benedenrivier, of de extreem hoge rivierstanden gecombineerd met golfslag bij dijken). In die gevallen is geen exacte frequentiebepaling mogelijk en zullen we de frequenties van het belangrijkste verschijnsel combineren met een schatting van het andere verschijnsel.

Frequenties van extreme waarden beheersen dus in vele gevallen de bepaling van de waterkerende functies, en de keuze van de gewenste frequentie is

in vele gevallen nauw verweven met economische vraagstukken; het is het zoeken van de optimale toestand waarbij de gunstigste kost-opbrengst verhouding (cost-benefit ratio) wordt verkregen. Het minst gecompliceerd liggen deze problemen misschien bij werken waarbij de waterkerende functie beheersend is zoals bij bandijken, en bij sommige reservoirdammen. Bij dijken zal men door verhoging van de kruin de frequentie van overstroming verlagen. De kosten van de dijk worden hoger, maar het aantal keren dat schade door overstroming optreedt - uit te drukken in een soort "verzekerings" premie - wordt lager. Het optimum hangt nu af van de bodembenutting en de bewoning. In de uiterwaarden van onze rivieren waar in de zomermaanden hooi gewonnen wordt en koeien grazen, zal men de hoogte van de zomerkaden bepalen door het optimum te bepalen van de frequentie van hoogste zomerstanden. Indien geen andere belangen aanwezig zijn (klei afgraven voor steenfabrieken) ligt het optimum vrij laag, bijvoorbeeld op 10% (gem. eens in de 10 jaar overstromen in de zomer en dus verlies van hooi i.v.m. rotting en slibbedekking). Heeft men bouwland dan ligt de optimale frequentie lager in verband met structuurbeschadiging van de bodem door overstroming. Heeft men industriegebied dan ligt het optimum nog lager. Bij een reservoir waarvan het opgepotte water benut wordt voor verschillende doeleinden is elke kubieke meter die - i.v.m. te kleine inhoud van het reservoir - afgelaten moet worden langs de noodaflaat tijdens hoge rivieraanvoer verloren. Een hogere dam is kostbaarder door de aanleg, door schade langs de geïnundeerde oevers van het reservoir, enz. Hiertegenoever staat de waarde van het extra gewonnen water. Maar in dit laatste zit een frequentieverschijnsel; hoe groter het reservoir hoe zeldzamer een volledige vulling. De extra beschikbare inhoud heeft dus een afnemende waarde. Ook hier een optimum.

Op de bovenomschreven wijze is dus de waterkerende functie te bepalen. Dit betekent nu weer niet, dat de gevonden optimum hoogte moet overeenstemmen met de kruin van de constructie. Er is meestal nog een overhoogte nodig, maar deze overhoogte mag nooit een verkapte frequentieverschuiving zijn. De overhoogte wordt bepaald door andere gesuperponeerde verschijnselen, die zelf vaak een frequentieverdeling hebben. Genoemd kunnen worden optredende golfslag, kans op ijsgang, te verwachten toekomstige klink, of afwijkingen in de waterstand veroorzaakt door storingen. Bij instellen van een verandering in debiet van een aftapwerk of een turbine van een waterkrachtwerk zullen boven- en benedenstrooms translatiegolven ontstaan, die verandering in de waterstanden geven. Het extreme doet zich voor als plotseling door een storing de hele afvoer wegvalt (stoppen van een turbine). Dan treedt dus bovenstrooms een positieve golf op en benedenstrooms een negatieve. Bij de berekening van kruinshoogte, verval, opwaartse grondwaterdruk tegen de bestorting, enz. dient hiermede terdege rekening te worden gehouden.

Soms is een frequentieberekening overbodig. Een voorbeeld is dat van een keer- of schutsluis in een te graven kanaal, dat een bestaande waterkering doorbreekt. In dat geval kan men de bestaande waterkering als maat aanhouden tenzij de mogelijkheid bestaat, dat deze waterkering in de nabije toekomst zal worden verhoogd.

Tot nu toe spraken we over werken waarbij de waterkerende functie domineerde. Over het algemeen zal men deze beschouwingen ook laten gelden voor regelbare afvoeropeningen. Hier zal namelijk in vele gevallen de eis worden gesteld dat bij gesloten afvoeropening - dus geen afvoer - de regelconstructie eenzelfde kering moet bieden als de overige kering, wil men die kering ten volle tot zijn recht laten komen. Voorbeelden zijn de regelbare noodoverlaat van een reservoirdam, een regelbaar aflaatwerk in een bandijk, een inlaatsluis, een uitwateringssluis, en een regelbare stuw. Bij een stuw zal de kruinshoogte bepaald worden door het gewenste verval bij minimum afvoer. Laten we dit verval toenemen dan kan de onderlinge afstand der stuwen groter worden, maar de kosten per stuw met inbegrip van de bijkomende werken en schaden zullen toenemen. Dergelijke stuwen kunnen, evenals zomerkaden in het hoogwaterbed, bij hoge afvoer geheel overstroomd zijn. Dit kan zelfs nodig zijn omdat dan behalve het regelbare afvoergedeelte ook het overige waterkerende gedeelte een afvoerende functie moet hebben waarop nog nader wordt teruggekomen.
Over de trappen in het lengteprofiel van kanalen werd reeds eerder gesproken. Vaak is hier echter ook een nietregelbare afvoer aanwezig.

Bij de werken welke naast de waterkerende functie ook een niet-regelbare afvoer bezitten, is de bepaling van de kering meestal minder eenvoudig. Bij de werken met regelbare afvoer speelt de afvoeropening veelal geen rol bij de bepaling van de kering. Men kan zonodig de opening sluiten, of men kan de afvoer zodanig instellen dat de gewenste waterstand wordt verkregen. Bij de vaste opening, welke dan meestal een verlaging van de kruin zal zijn, dus een overlaat met bovenafvoer, kan dit niet. De waterstand bovenstrooms varieert dus met de afvoer. Is de afvoer nul dan is de drempel van de overlaat de waterkerende hoogte geworden. Hier is dus een sterke vermenging van waterkerende en waterafvoerende functie. Een voorbeeld is de eerder besproken zomerkade waarbij men komt tot een optimale kruinshoogte. Maar bij hoge winterafvoeren heeft de rivier het hoogwaterbed nodig voor de afvoer. De kruin mag dus ook niet zo hoog liggen, dat de afvoer gehinderd wordt. Hetzelfde is het geval met een stuw in een rivier. Een vaste kruin kan voor de lage afvoeren nog wel een goede waterstand geven, maar bij hoge afvoer kan deze een ontoelaatbare opstuwing geven. Regelbaarheid wordt dan een eis.

Een vaste overlaat in een reservoirdam bepaalt de netto inhoud van het reservoir. De inhoud van het reservoir gelegen tussen de drempel van de overlaat en de hoogte van de dam geeft in feite geen nut; deze dient alleen om de capaciteit van de noodoverlaat zo groot te maken dat geen water over de dam zelf kan stromen. De beide waterkeringen die we moeten bepalen zullen we daarom liefst zo dicht mogelijk bijeen houden. Dit betekent een brede overlaat. Goedkoper is dan misschien een smalle regelbare overlaat met lager gelegen drempel. Hiermee zijn we echter op het gebied van de afvoerende functie gekomen.

Par. 8.3. De waterafvoerende functie.

De in dit hoofdstuk behandelde kunstwerken hebben tot doel om in een watergang of leiding een zekere weerstand aan te brengen welke al dan niet regelbaar is. Is deze weerstand oneindig groot (bandijk, reservoirdam) dan bestaat er volledige kering; is de weerstand nul dan heeft het kunstwerk t.a.v. het water geen functie (brug). De waterkerende functie is dus feitelijk een afgeleide van de waterafvoerende functie en logischerwijs had deze paragraaf dus moeten komen voor par. 8.2.

Zeer in het algemeen gesproken kan men stellen, dat het plaatsen van de weerstand tweeërlei doel kan hebben, namelijk:

a, het verhogen van de waterstand bovenstrooms van het kunstwerk, dus opstuwing;

b, het beïnvloeden (in het algemeen beperken tot de gewenste grootte) van de waterafvoer benedenstrooms van het kunstwerk.

Bij elk van deze doeleinden kan het soms mogelijk zijn om een niet-regelbare weerstand toe te passen. Dit betekent vrijwel altijd bovenafvoer over het kunstwerk in verband met de steeds gestelde eis dat de bovenwaterstand niet mag dalen beneden een bepaalde waarde, ook niet bij nulafvoer.
In vele gevallen zal echter blijken, dat het gestelde doel niet bevredigend bereikt kan worden met een niet-regelbare weerstand; een regelbare weerstand en dus een regelbare afvoer is dan noodzakelijk. In dat geval kan deze afvoer zowel plaats vinden over het kunstwerk (bovenafvoer), als onder in het kunstwerk (onderafvoer), of met een gemengde oplossing.

In fig. 8.3-1 is een schema gegeven van de meest voorkomende toepassingen van plaatsing van kunstwerken tot regeling van waterstand en -afvoer.
Toestand 1 geeft de plaatsing van een dergelijk kunstwerk in een waterloop zonder vertakkingen. Het enige doel kan hier uiteraard zijn het verhogen van de waterstand bovenstrooms aangezien er benedenstrooms niets wordt gewijzigd.
Bij toestand 2 hebben we hetzelfde geval maar nu wordt niet de totale afvoer via het kunstwerk geleid (waterkrachtturbines).
Bij toestand 3 is bovenstrooms van het kunstwerk een splitsing, aftakking of aftapping. Het doel is nu een bepaalde waterverdeling te bewerken, dus de afvoer bij B te beperken of de afvoer naar C te verhogen, wat in wezen op hetzelfde neerkomt maar als primair doel verschillend kan zijn.

Van toestand 4 zou men kunnen zeggen, dat het in principe hetzelfde is als toestand 3. In wezen is het iets anders; men beïnvloedt de hoofdwaterloop slechts secundair; primair is de afvoer C.

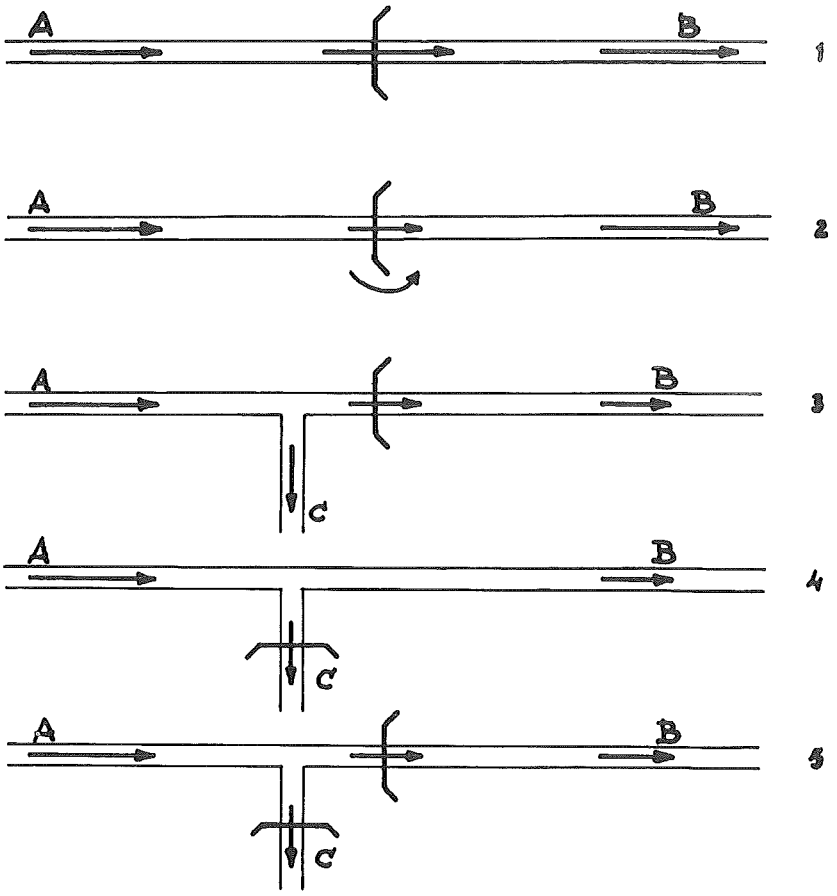


fig. 8.3-1.

In toestand 5 heeft men de **situatie** volledig in de hand door twee kunstwerken; elk van de takken kan nu - bij regelbare afvoer - worden gevarieerd van nul tot de afvoer A. Bovengenoemde **toestanden** kunnen het best worden toegelicht aan de hand van in de praktijk voorkomende kunstwerken.

Het meest simpele (maar zelden voorkomende) voorbeeld van toestand 1 is het stroomkanaal met constante afvoer zonder zandtransport. De trappen in het lengteprofiel kunnen hier bestaan uit stuwen met overstortende straal, waarbij de breedte van overstort dezelfde zal worden gekozen als de bodembreedte van het kanaal. Ook bij variërende afvoer kan deze oplossing gekozen worden mits de variatie niet zo groot wordt, dat ontoelaatbare hoge of lage waterstanden optreden. Vindt bodemtransport plaats dan zal de oplossing geheel anders moeten worden indien de bodem niet mag opzanden tot de evenwichtsligging bij dominerende afvoer (zie par. 6.6 bij Wildbachverbauung).

In dat geval zullen regelbare openingen moeten worden toegepast zoals bij een rivier- of beekkanalisatie. De waterafvoerende functie hiervan volgt in dat geval uit het stuwprogramma zoals dit bijvoorbeeld is gegeven in par. 6.6. voor de stuwen Amerongen en Hagestein van de Rijnkanalisatie. De taak van deze stuwen is waterstandbeheersing; zij beïnvloeden niet de waterafvoer. Indien hier een vaste overlaat werd toegepast zou bij toenemende afvoer de waterstand stijgen, hetgeen niet nodig is en zelfs ongewenst voor de oeverbelangen; bij zeer hoge afvoer zouden ontoelaatbare verhogingen van de maximum standen ontstaan; en tenslotte zou het bodemevenwicht verbroken worden en zouden ontoelaatbare aanzandingen en uitschuringen optreden. We moeten de afvoeropening dus kunnen regelen en stellen in dit geval zelfs de eis, dat bij zeer hoge afvoer de invloed van de stuw geheel moet worden opgeheven teneinde de scheepvaart in staat te stellen om zonder plaatselijke stroomversnelling de stuwopeningen te kunnen passeren. Dit laatste wordt lang niet altijd geëist, ook niet als er scheepvaart is. Deze moet dan ook bij hoge afvoer door de sluis blijven varen (Mississippi). In dat geval is dus een zekere weerstand toegelaten. De drempel van de stuwopening behoeft dan niet overeen te komen met de rivierbodem maar kan hoger liggen. We kunnen ook de breedte van de stuwopeningen kleiner maken dan de rivierbreedte en gedeeltelijk een vaste stuw toepassen waarvan de kruin niet hoger behoeft te liggen dan normaal stuwpeil doch die bij zeer hoge rivierstanden als vaste bovenafvoer dienst doet. De beste oplossing volgt uit een kostenvergelijking mits we bij het stuwprogramma het bodemevenwicht in het oog blijven houden.

De noodoverlaat van een reservoir kan ook weergegeven worden door toestand 1 uit fig. 8.3-1. De capaciteit hiervan moet gelijk zijn aan de hoogst aangehouden aanvoer van water (b.v. 0,1 % frequentie) waarbij dus geen accumulatie in het reservoir wordt aangenomen. Bij een vaste overlaat levert dit de linker schets uit fig. 8.3-2. We zien direct dat het reservoir niet ten volle wordt benut, zodat we in vele gevallen beter de oplossing met regelbare afvoer kunnen toepassen, zoals deze in de rechter schets is aangegeven.

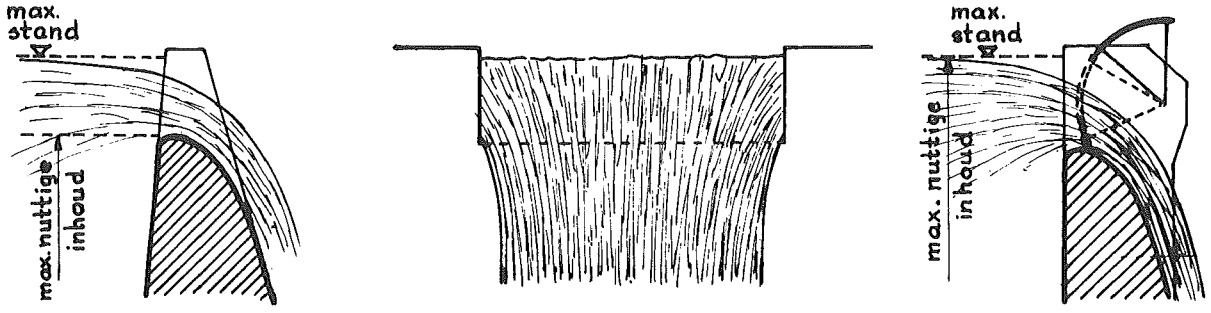


fig. 8.3-2.

Soms kan de capaciteit van de noodoverlaat kleiner zijn indien zekerheid bestaat, dat de opening voor normaal gebruik ook benut kan worden. In toestand 2 van fig. 8.3-1 is dit aangegeven voor b.v. de waterkrachtopening. Deze afvoerfunctie voor het normale gebruik moet aan geheel andere eisen voldoen dan de noodoverlaat. Bij een reservoir dat b.v. dient om het hoogwater af te dempen moet de opening laag zitten om het reservoir geheel te kunnen ledigen na het hoogwater. In dit geval is combinatie van nooduitlaat en opening voor normaal gebruik goed mogelijk, maar dan op een laag niveau.

Toestand 2 kan ook gebruikt worden bij het voorbeeld van de zomerkade in het hoogwaterbed van een rivier. De kruin hiervan wordt bepaald op grond van eisen van de landbouw in de zomerperiode. De afvoerende functie tijdens zeer hoog water in de winterperiode mag hierdoor echter niet zodanig worden beperkt, dat een te grote weerstand optreedt. Dit komt wel heel duidelijk naar voren bij de zogenaamde "groene rivier" of "by-pass". Een dergelijke groene rivier, dat is een watertransportweg waarvan de bodem op uiterwaardhoogte ligt en grasbegroeiing dus mogelijk is, treffen we bijvoorbeeld aan in Arnhem-Zuid tussen de verkeersbrug en de spoorbrug. Door stadsuitbreiding werd geleidelijk het hele hoogwaterbed ingenomen zodat afvoercompensatie werd gezocht met behulp van een dergelijke groene rivier, welke om de stad is heengelegd. In feite is het dus een stuk hoogwaterbed, maar de afvoercapaciteit ervan moet zo groot mogelijk zijn. Men wil dit land echter ook in de zomer gebruiken als grasland. Een zomerkade zou dus gewenst zijn, maar deze geeft te veel weerstand. De weerstand moet dus in de zomer aanwezig zijn maar in de winterperiode niet.Dan is er maar één oplossing, een regelbare opening, dat wil zeggen afsluitorganen welke gedurende de zomer gesloten zijn, doch des winters open staan. De regeling is hier dus beperkt tot twee mogelijkheden.

Een voorbeeld voor toestand 3 is de stuw welke wordt geplaatst in een rivier of stroomkanaal beneden een splitsing of aftakking. De stuw Driel van de Rijnkanalisatie (par. 6.6.) is hiervan een voorbeeld. Uit het stuwprogramma volgen weer de gegevens betreffende verval en afvoer; men heeft het volledig in de hand om door regeling van de afvoer B het verschil tussen A en B, dus de gewenste afvoer naar C te bepalen. Indien A-B de hoofdrivier is, betekent dit toch altijd een sterke ingreep aangezien men de rivier moet opstuwen (door de weerstand te verhogen) om B te verkleinen. Dit kan zeer ongewenst en duur zijn indien het b.v. een grote rivier betreft waarvan slechts weinig water wordt afgetapt. Bovendien wordt C dan wel zeer onnauwkeurig; het is het verschil van twee grote bedragen die elk niet zeer nauwkeurig bepaald worden. Beter is dan toestand 4, waarbij de aftapping direct vastgesteld wordt. Dit kan echter alleen als er verval (en dus weerstand) beschikbaar is. We

hebben b.v. een natuurlijke riviersplitsing waarbij C een kleine aftakking is, en we willen bij lage afvoeren de afvoer naar C vergroten. Dit kan niet zo maar met een stuw want deze geeft extra weerstand en verkleint dus altijd de natuurlijke afvoer. We moeten dus eerst beginnen met de natuurlijke verdeling te veranderen bijvoorbeeld door inkorting van tak C (bochtafsnijdingen). Als daardoor de afvoer groter wordt dan de gewenste kunnen we door plaatsing van een stuw de juiste afvoer instellen.

De toestanden 3 en 4 geven dus allebei bezwaren bij het aftappen van water. Het meest radicaal is dan om zowel in B als in C kunstwerken te plaatsen waarbij de verdeling steeds nauwkeurig kan worden ingesteld. De tak waarvan de afvoer nauwkeurig geregeld moet worden, krijgt dan een regelbaar kunstwerk waarbij de afvoerende functie hoofdzaak is. In de andere tak komt een stuw welke moet zorgen dat het vereiste verval in de eerste tak groot genoeg is om een juiste afvoer te kunnen instellen.

Zo zijn er nog vele andere voorbeelden te noemen waarop een van de 5 toestanden uit fig. 8.3-1 van toepassing is. Bijvoorbeeld het aflaatwerk in de bandijk van een rivier waarbij de rivier benedenstrooms ontlast wordt tijdens hoge afvoer. Ook hier geldt hetzelfde als in fig. 8.3-2; regelbaarheid wordt een eis als men het aantal keren dat afgelaten wordt wil beperken tot een minimum.

De uitwateringssluis is een ander voorbeeld (toestand 1). Ook hierbij is regelbaarheid van de polderwaterstand onafhankelijk van de af te voeren hoeveelheid water spoedig een eis.

Bij al dergelijke werken zal men een stuw- of afvoerprogramma moeten opstellen waarin de eisen van waterstanden en afvoeren onder verschillende omstandigheden (seizoenen, behoeften) worden vergeleken met de natuurlijke toestand (duurlijn rivierafvoer, enz.). Hieruit volgen dan de eisen waaraan de constructie ten aanzien van waterstand, verval en afvoer moet voldoen.

Par. 8.4. Het functioneel ontwerp van de bovenbouw.

Bij het ontwerpen van een kunstwerk tot regeling van waterstand of waterafvoer zal men steeds onderscheid trachten te maken tussen de bovenbouw en de onderbouw van het kunstwerk. Niet steeds zal er een scherpe scheiding tussen de beide delen te zien zijn, maar dan moet het verschil in functie ons duidelijk maken welk onderdeel het betreft. De beide hoofdfuncties van de bovenbouw zijn de kering van water en de afvoer van water.
De functies van de onderbouw zijn: het overbrengen van krachten naar de ondergrond, het beschermen van het kunstwerk tegen de krachten van het afgevoerde water, en het beschermen van het kunstwerk tegen ongunstige invloeden van de grondwaterstroming. Pijlers en landhoofden behoren dus tot de onderbouw; zij brengen de krachten over naar de bodem. Meestal zal men ze tot de bovenbouw rekenen. Een verhoogde vloerdrempel vormt een deel van de waterkering; meestal zal men deze tot de onderbouw rekenen.

Om tot een goed ontwerp te komen is het nodig om aan de hand van te stellen eisen en randvoorwaarden stap voor stap de beslissingen te nemen welke de richting van het ontwerp bepalen. In vele handboeken wordt deze ontwikkelingstechniek van een project volledig over het hoofd gezien; nog te vaak komt het daarom voor, dat zonder enige rechtvaardiging een constructietype uit de praktijk wordt overgenomen, waarbij de maten worden aangepast aan de eisen maar waarbij de fundamentele beslissing omtrent het type wordt overgeslagen.

De te stellen eisen en randvoorwaarden hebben uiteraard in de eerste plaats betrekking op de waterstanden - zowel boven- als benedenstrooms - en de waterafvoeren. Steeds is één van beide primair, het andere afgeleid. Zo mogelijk dient een duurlijn-grafiek te worden opgesteld; vaak zijn echter de extreme waarden maatgevend voor de richting van het ontwerp. Dit kan zijn de grootste afvoer waarmee rekening moet worden gehouden met het daarbij toegelaten of gewenste verval. Ook de kleinste afvoer met de daarbij behorende waterstanden is vaak van belang. De nauwkeurigheid waarmee óf de afvoer óf de waterstand moet kunnen worden ingesteld heeft invloed op het ontwerp. Dit geldt ook voor de nauwkeurigheid van de afvoer als deze tot nul moet kunnen worden teruggebracht; met andere woorden wat is de toegestane lekkage.
Soms kan het van belang zijn te weten hoe snel veranderingen in waterstand of -afvoer kunnen optreden, en dus hoe snel moet kunnen worden bijgesteld.
Steeds is het van belang te weten welke fluctuaties van korte duur kunnen optreden (schommelingen, translatiegolven, enz.).

Ten aanzien van het af te voeren water willen we echter nog andere zaken weten, die bepalend kunnen zijn voor type en afmetingen van het kunstwerk. Genoemd kunnen worden: afvoer van drijvende stoffen als boomstammen, ijs, enz. Verder chemische samenstelling en zuurstofgehalte.

Van groot belang is vrijwel steeds het probleem van het evenwicht van de bodem van de waterloop. Is er zandtransport, en zo ja welke eisen worden gesteld aan de bodemligging.

Andere randvoorwaarden die invloed kunnen hebben op het type kunstwerk zijn:

beschikbare materialen en materieel;
wijze van uitvoering en montage;
de mogelijkheid van onderhoud;
de gevolgen van beschadigingen en tijdelijk niet functioneren;
de eventuele combinatie met andere belangen (overbrugging, enz.).

Voor de eerste richting welke het ontwerp uitgaat is echter het sluis- en stuwprogramma verreweg het belangrijkste. Als eerste punt van overweging kan de vraag worden gesteld:

Vaste of regelbare afvoeropening?

Een waterkering zonder afvoer is per strekkende meter goedkoper in bouw en onderhoud dan een kering met vaste overlaat. Verder is een kering met vaste overlaat of opening weer goedkoper dan een kering met regelbare opening.
We zullen dus beginnen met te onderzoeken of een kering zonder beweegbare overlaat kan passen in het stuw- en afvoerprogramma; en zo ja, wat de minimum lengte aan overlaat en de maximum lengte aan kering zonder overlaat kan zijn.
Bij een kering met vaste opening denken we steeds aan bovenafvoer; hierop wordt nog nader teruggekomen. Bij de kering met regelbare opening behoort ook een bijzondere vorm ervan: de totaal wegneembare kering. In fig. 8.4-1 zijn deze nader geschematiseerd.

Bij de waterkering met niet-regelbare afvoeropening, dat is dus meestal de stuwdam met vaste kruin, bestaat weinig vrijheid. De kruinhoogte wordt bepaald door de bovenwaterstand bij kleine afvoeren.
Moet de afvoer nul zijn in een bepaalde fase van het stuwprogramma dan moet de kruin dus tenminste op deze hoogte liggen.
Bij alle afvoeren moet de waterstand hoger zijn, wil er afvoer over de kruin mogelijk zijn.

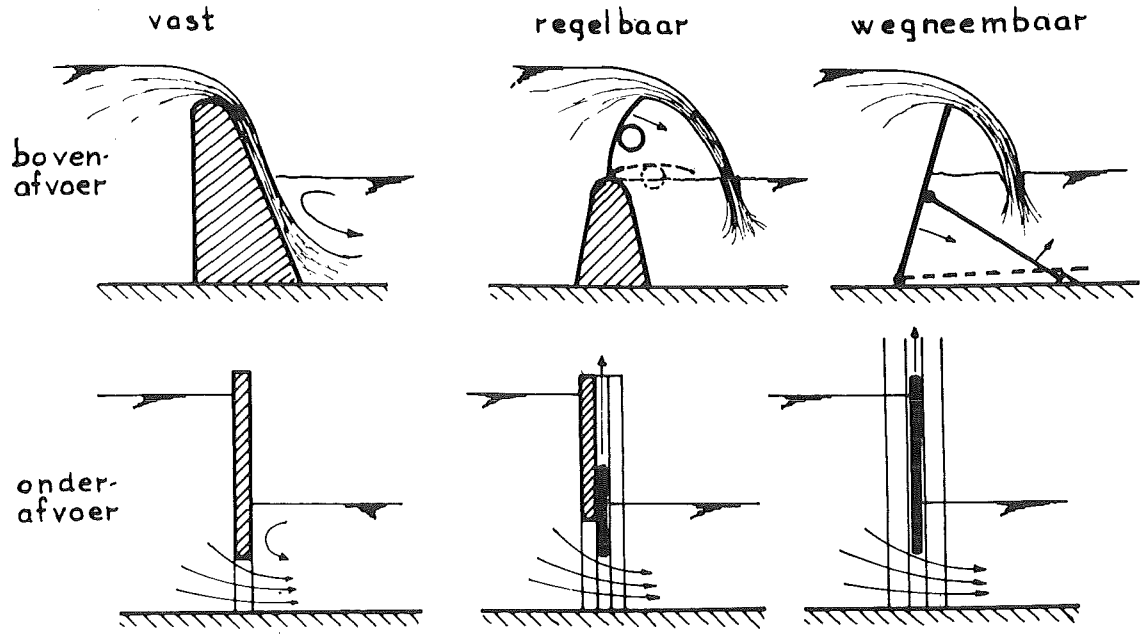


fig. 8.4-1

De toegelaten waterstand bij maximum afvoer bepaalt dan de lengte van de overstortende kruin. De lengte van deze kruin zullen we over het algemeen niet groter maken dan de bodembreedte van kanaal of rivier. Deze oplossing heeft het voordeel dat de afvoer gelijkmatig wordt verdeeld over de hele breedte en dat geen dode hoeken met neren kunnen ontstaan welke een instabiel beeld en ontgrondingen zouden kunnen geven.

Bij bovengenoemde eenvoudige oplossing zijn alle doorsneden over het kunstwerk gelijk; we hebben in feite een twee-dimensionale oplossing. Dit is dan ook de volgende beslissing welke moet worden genomen:

Twee- of drie-dimensionale oplossing?

Bij de twee-dimensionale oplossing worden alleen krachten overgebracht in het vlak van de doorsnede; elke moot is op zichzelf stabiel.
Geen gebruik wordt dus gemaakt van de mogelijkheid om ook loodrecht op de doorsnede krachten af te leiden. Bij de twee-dimensionale oplossing kan men in principe kiezen tussen 3 oplossingen:

1. het materiaal moet drukspanningen opnemen, geringe schuifspanningen en geen trekspanningen;
2. het materiaal moet druk- en schuifspanningen opnemen, doch geen of althans zeer kleine trekspanningen;
3. het materiaal moet druk-, schuif- en trekspanningen opnemen.

Hieruit volgen de 3 typen (fig. 8.4-2).

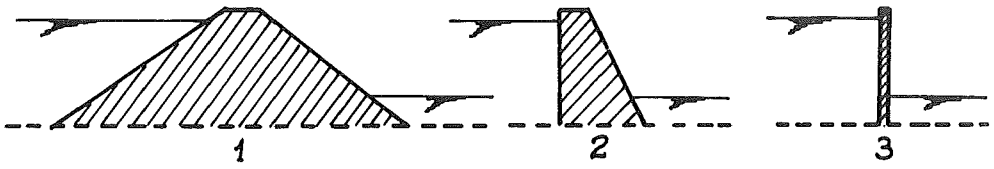


fig. 8.4-2.

Deze drie typen bepalen tevens de bouwmaterialen waaruit het kunstwerk wordt opgebouwd, n.l.:

1. niet of weinig samenhangend materiaal, zoals klei, zand, steenmateriaal;
2. metselwerk, ongewapend beton;
3. gewapend beton, staal, hout.

Ten aanzien van de waterkerende functie moet de bovenbouw niet alleen aan de eisen van stabiliteit en sterkte voldoen, maar bovendien moet de constructie tot op zekere hoogte waterdicht zijn en moet het oppervlak beschermd zijn tegen bepaalde invloeden.

Het eerste type (dijktype) komen we tegen bij de behandeling van hoogwaterbeheersing . Hier zijn vooral van belang de waterbeweging door de dijk in verband met de stabiliteit, de bekleding tegen waterbeweging, golfslag, enz. en de waterafdichting. Bij type 2 (keermuurtype) is vooral de bepaling van de druklijn en de optredende schuifspanningen van belang. Bij type 3 (wandtype) is de dekking van de wapening vaak belangrijk; bovendien zal bij de lichtere constructies de invloed van stoten, trillingen, enz. belangrijker worden.

Een zuivere twee-dimensionale oplossing zal zelden toegepast worden bij waterafvoerende constructies. Zo zal men bij kanalen en rivieren meestal landhoofden op de taluds toepassen in verband met de ongewenste afvoer van zeer turbulent water op taluds. Indien de breedte van het kunstwerk zeer groot is t.o.v. de hoogte zal men toch een twee-dimensionale berekening toepassen. Dit wordt echter onvoordelig indien de breedte slechts enige malen de hoogte bedraagt aangezien het landhoofd door zijn zwaardere bouw meer kracht zal opnemen en naar de bodem overbrengen dan alleen de twee-dimensionaal erop werkende krachten. Met andere woorden een deel van de krachten werkende op de kering wordt niet direct naar de onderbouw overgebracht, maar zijdelings naar het landhoofd. We krijgen een driezijdig opgelegde plaat. Hierbij kunnen we zowel type 2 als 3 toepassen. Bij type 2 zullen we, ter vermijding van trekspanningen de gewelfvorm kunnen kiezen zoals in het groot wordt toegepast bij de gewelfstuwdammen, die zijdelings zijn afgestempeld tegen de zijbegrenzingen.

Dit principe kunnen we verder vervolgen door de plaatsing van pijlers tussen de beide landhoofden, waardoor voor elk van de secties de verhouding breedte staat tot hoogte kleiner wordt. Hier komt weer een typisch economisch vraagstuk: door de afstand tussen de pijlers kleiner te maken, worden de kosten van de vroegere twee-dimensionale kering steeds kleiner, maar het aantal pijlers neemt toe en dus ook de kosten ervan. Het optimale resultaat kan berekend worden door variatie van de verhouding breedte staat tot hoogte; afhankelijk van het toegepaste materiaal vindt men verschillende optima. Bij beton vindt men misschien een verhouding 2, bij metselwerk 1. Uiteraard dienen ook de kosten van de onderbouw meegerekend te worden; hierover wordt in de volgende paragraaf nog iets gezegd.

Deze twee-dimensionale oplossing is alleen mogelijk bij bovenafvoer; bij onderafvoer zullen steeds krachten zijdelings afgeleid moeten worden. Dit vraagt om toepassing van pijlers en landhoofden.

Zoals we gezien hebben biedt de stuw met vaste overlaat weinig vrijheid. De minimum kruinhoogte ligt meestal vast. Dit kan betekenen dat bij maximum afvoer de waterstand te hoog wordt. Een oplossing kan dan nog zijn de ontwikkelde lengte van de overstort te vergroten door de kruin een kartellijn of schulplijn te geven. De afmetingen van deze kartels moeten echter belangrijk groter zijn dan de dikte van de overstortende straal, wil deze verlenging enig effect hebben (fig. 8.4-3).

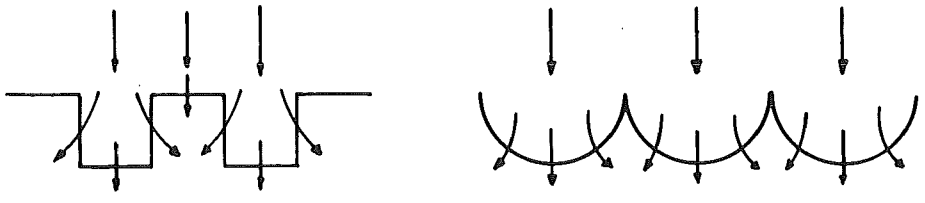


fig. 8.4-3.

Geheel onmogelijk wordt de vaste overlaat indien bij een lagere waterstand een hogere afvoer moet worden geleverd. Een regelbare kering is dan nodig. Wel zal men dan nog kunnen overwegen om beide oplossingen te combineren. Hierbij zal een kostenvergelijking de beslissing moeten geven. Vooral als de beschikbare straaldikte over de vaste overlaat klein is, en dus per strekkende meter slechts weinig water kan worden afgevoerd, zal een regelbare opening al gauw voordeliger worden. Dit brengt ons naar de regelbare afvoeropening en de eerste vraag welke dan gesteld kan worden is:

Bovenafvoer of onderafvoer?

Wat zijn nu de typische verschillen tussen bovenafvoer en onderafvoer. We zagen reeds eerder dat de waterafvoerende functie kan dienen om de waterstand bovenstrooms te beheersen of om de waterafvoer benedenstrooms te regelen. Wil men de waterstand beheersen dan zal men liever bovenafvoer toepassen. De invloed van variërende wateraanvoer is dan n.l. kleiner. Bij afvoer nul zal de waterstand niet beneden de vaste of beweeglijke kruin dalen; bij toenemende afvoer zal de waterhoogte boven de kruin slechts toenemen met de twee-derde macht van de afvoer (Q evenredig met $H^{3/2}$, als H de energiehoogte boven de kruin is). Indien de waterstand binnen bepaalde grenzen moet blijven, zal men bij toepassing van een regelbare bovenafvoer slechts zelden de klep behoeven te verstellen als de rivierafvoer verandert (fig.8.4-4).

Bij onderafvoer en vaste opening is de afvoer Q evenredig met $z^{\frac{1}{2}}$, als z het verval in waterstand is. Dat wil zeggen dat de waterstandsschommelingen bovenstrooms evenredig zijn met het kwadraat van de afvoer. Deze schommelingen zullen dus groot zijn als Q varieert. Men kan ook zeggen dat bij verandering van waterstand Q slechts weinig verandert. Deze oplossing kiest men dan ook als het gaat om de waterafvoer te beheersen; men behoeft bij onderafvoer slechts zelden met de schuif te manipuleren.

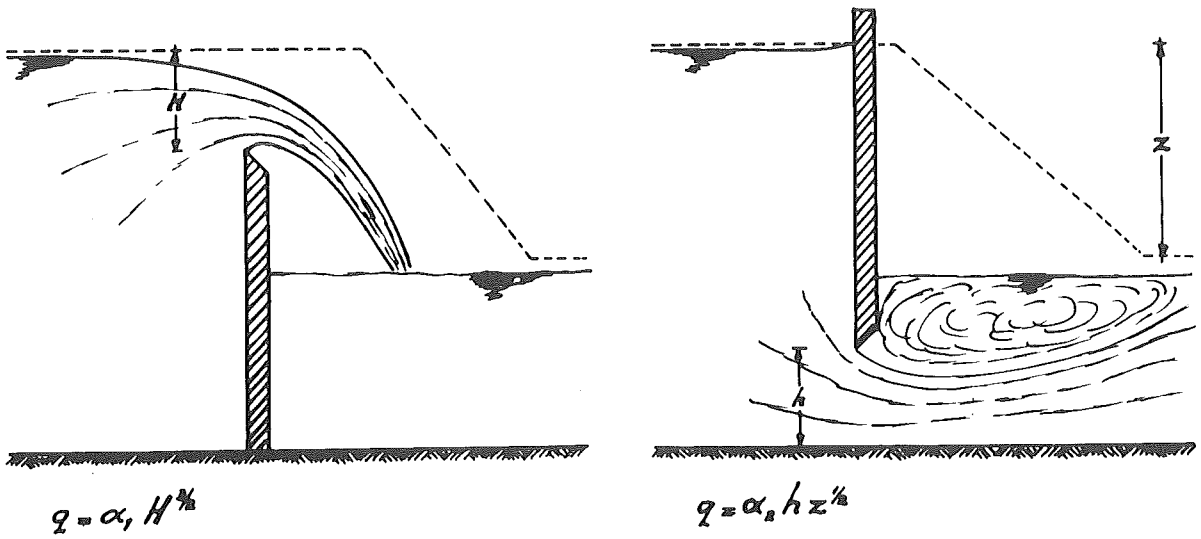


fig. 8.4-4.

Een belangrijk verschil tussen bovenafvoer (althans met volkomen overlaat) en onderafvoer is dat in het eerste geval de beneden-waterstand niet van invloed is. Heeft men benedenstrooms een getijrivier, dan zal dus in het eerste geval het getij bovenstrooms niet doordringen; bij onderafvoer zal het getij bovenstrooms van het kunstwerk gedempt doordringen; waterstand en afvoer zullen dus variëren.

Bovenafvoer heeft het grote voordeel dat drijvend vuil, ijs, enz. kan worden afgevoerd zonder speciale maatregelen. Bij bovenafvoer wordt het water beter belucht, hetgeen van belang kan zijn in geval van een laag zuurstofgehalte.

Een zeer belangrijk punt bij de beslissing, indien regelbare of wegneembare afvoerorganen moeten worden toegepast, is de constructie van deze organen. In geval van bovenafvoer zal bij toenemende afvoer het regelorgaan moeten zakken, indien de bovenwaterstand dezelfde moet blijven.
Dit betekent dat er permanent een deel van het orgaan onder water zit. Dit kan zijn een scharnier (fig. 8.4-5 links), een roloplegging (midden), een afdichting (rechts) of iets anders. Hierdoor zullen bezwaren kunnen ontstaan (zand, roesten, niet kunnen smeren of verven). In feite zou men, als de opening volledig open staat, het orgaan boven water moeten kunnen halen voor onderhoud. Maar dit is meestal niet mogelijk, omdat het afsluitorgaan dan eerst weer geheven moet worden en de opening tijdelijk afsluit.
Een voorbeeld waarbij dit wel mogelijk is kunnen we vinden in het aflaatwerk, bijvoorbeeld van een rivier of een reservoir (fig. 8.3-2). De waterstanden zijn in dat geval een deel van het jaar zo laag dat het afvoermechanisme geheel boven water komt. Dit is echter wel een uitzondering.

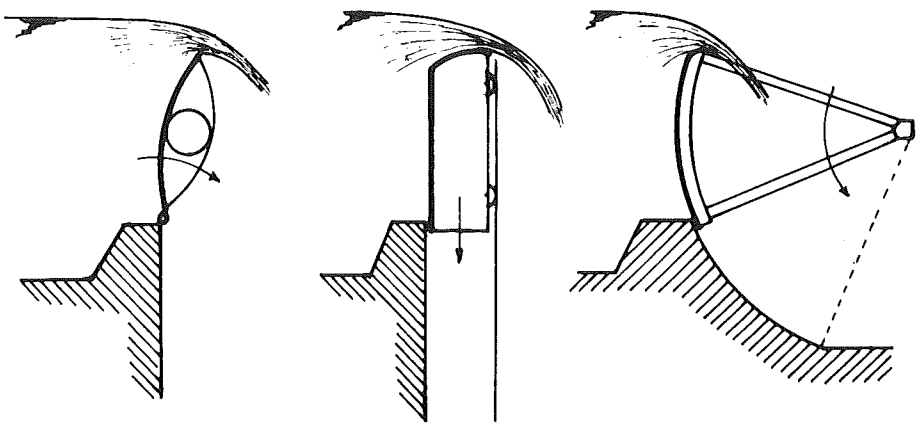


fig. 8.4-5.

Bij onderafvoer bestaat dit probleem niet; zowel bij een vlakke schuif, een rol of een segmentafsluiting wordt het orgaan tenslotte boven water geheven. Deze oplossing wordt daarom ook wel daar gekozen waar om andere redenen beter bovenafvoer had kunnen plaats vinden.

Tenslotte is er de combinatie waarbij zowel boven- als onderafvoer mogelijk is doordat het afsluitorgaan inschuifbaar of inklapbaar is en het geheel kan worden opgeheven (fig. 8.4-6).

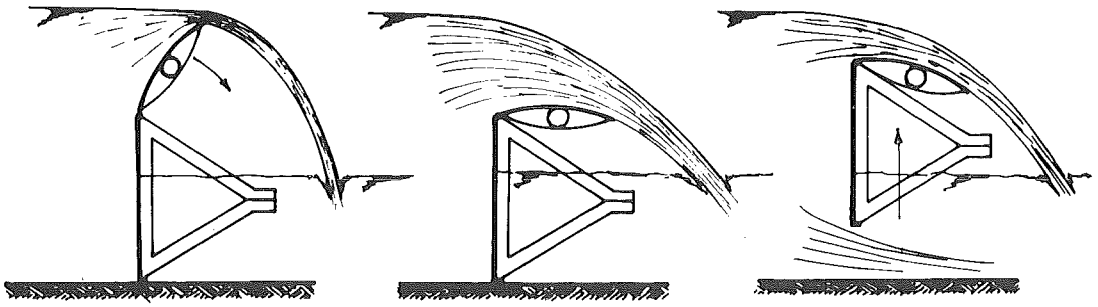


fig. 8.4-6

De in fig. 8.4-5 gegeven mogelijkheden om het afsluitorgaan te bewegen kunnen zowel voor boven- als onderafvoer worden gebruikt. Bij de oplossing links ligt het scharnier in het vlak van het afsluitmiddel. Getekend is het scharnier onder, dus bovenafvoer.
Bij het scharnier boven krijgt men een klep welke wel gebruikt wordt in gesloten leidingen. De bovendruk van het water opent de klep meer of minder al naar gelang een extra belasting op de klep wordt aangebracht. Bij tegendruk slaat de klep terug. Het scharnier kan zich ook aan de zijkant bevinden, zoals ook ergens in het midden zitten, zoals bij toldeuren.

De schuif met roloplegging is ook te gebruiken voor boven- en onderafvoer.
Er bestaat ook een schuif welke horizontaal rolt, doch deze wordt alleen toegepast bij grote schutsluizen (roldeuren).

Ook de sectorschuif rechts is voor boven- en onderafvoer geschikt te maken; het draaipunt kan zich zowel boven- als benedenstrooms bevinden.

Op deze typen zal hier verder niet worden ingegaan. De keuze ervan hangt ook samen met de volgende beslissing welke moet worden genomen, namelijk:

Welke zijn de afmetingen, dus hoogte- en breedte-maten van de afsluitingen?

Maatgevend is in vele gevallen de toestand bij grote afvoer, als de beweegbare afsluitmiddelen geheel zijn weggenomen. In deze toestand gaat het om de vraag of een zeker verval in het kunstwerk vereist, toegestaan of ontoelaatbaar is.

Enkele voorbeelden kunnen dit verduidelijken. Bij een scheepvaartstuw in een rivier zullen bij grote rivierafvoer alle afsluitmiddelen weggenomen zijn. Indien deze toestand vele dagen per jaar optreedt heeft de scheepvaart er voordeel bij om de stuw niet via de sluis maar door de stuwopeningen te passeren. Dit betekent echter dat er geen stroomversnelling in de openingen mag zijn en dus ook geen verval. De totale opening moet dezelfde zijn als het dwarsprofiel van de rivier. Dit is dus een kostbare eis. Indien bovengenoemd aantal dagen niet zo groot is zal men daarom de scheepvaart de sluis laten passeren waardoor het mogelijk wordt om grotere snelheden in de stuwopeningen toe te laten en dus het dwarsprofiel te verkleinen. Hoever kan men hiermee gaan? Grotere snelheden geven sterkere aanval op het stortebed. Deze aanval mag even sterk zijn als bij gestuwde rivier; wordt de aanval sterker dan moet het stortebed zwaarder worden; hetgeen extra kosten geeft. Een volgend punt is of de extra opstuwing toelaatbaar is in verband met de oeverbelangen. Deze extra opstuwing kan bijvoorbeeld gecompenseerd worden door een bochtafsnijding. Een ander punt is dat bij scheepvaartstuwen tijdens hoge afvoer het water via het hoogwaterbed rond de stuw kan stromen. Maakt men de stuwopening te klein, dus het verval groot, dan zal ditzelfde verval ook via het hoogwaterbed aanwezig zijn. De snelheden zullen aldaar dus groter worden en gevaar van uitschuring kunnen geven. Tenslotte is er altijd het vraagstuk van het bodemevenwicht. We zullen er voor moeten zorgen dat bij dominerende afvoer geen opstuwingen of afzuigingen optreden, welke aanzandingen of uitschuringen ten gevolge hebben.

Dit is het beste te illustreren aan de hand van een ander extreem voorbeeld, de Wildbachverbauung. Hierbij, en ook bij de getrapte verhanglijn in een beek, een kanaal of een bermsloot wordt het te sterke verhang van de helling grotendeels geconcentreerd in stuwen, terwijl het resterende verhang van de waterloop juist in evenwicht is met het transport van vaste stoffen. Een rekenvoorbeeld kan dit duidelijk maken.

Stel de dominerende afvoer van rivier of kanaal is 5 $m^3/m'/s$. Het bodem-, waterspiegel- en energieverhang waarbij het zandtransport in evenwicht is, is te stellen op 10^{-4}. Stel dat verder gevonden is dat $C = 50\ m^{\frac{1}{2}}/s$. Dan is dus de evenwichtsdiepte te berekenen uit:

$$q = C\, h^{3/2} I^{\frac{1}{2}} \quad \text{of} \quad h = \sqrt[3]{\frac{q^2}{C^2 I}}.$$

In dit geval is dus:

$$h = \sqrt[3]{\frac{5^2}{50^2 . 10^{-4}}} = \underline{4{,}60 \text{ m}}$$

$v = \frac{5}{4{,}60} = 1{,}10$ m/s, en de energiehoogte $\frac{v^2}{2g} = 0{,}06$ m.

Wil er evenwicht zijn dan moet de energielijn recht lopen tot aan de stuw (fig. 8.4-7).

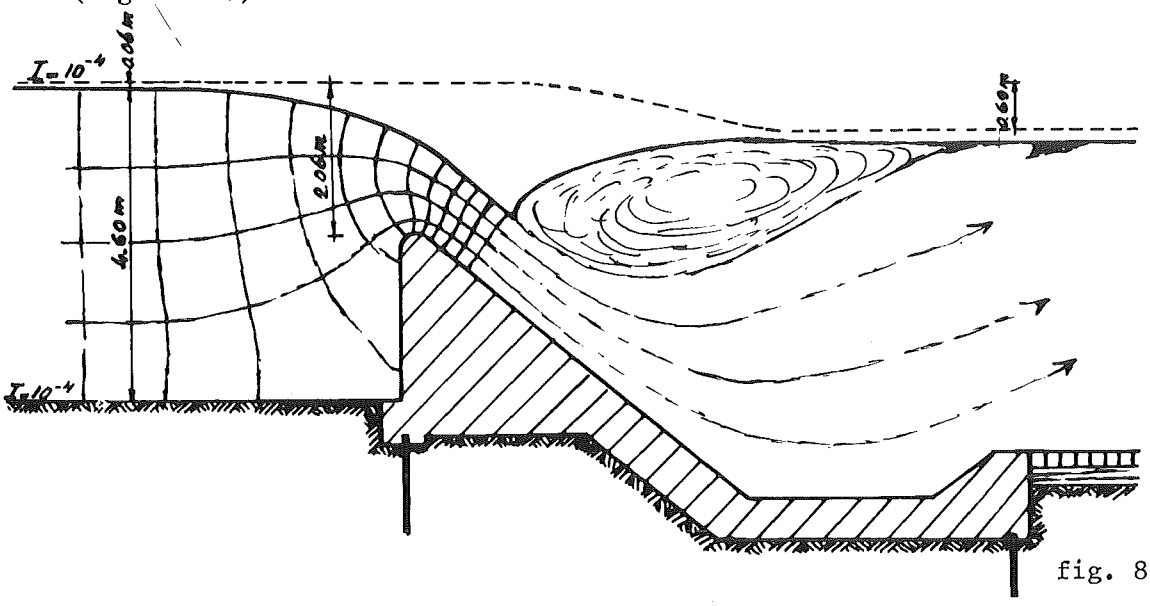


fig. 8.4-7

Stel dat er een volkomen overlaat is met een afvoerformule:

$$q = 1{,}7\ H^{3/2},$$

waarin H de energiehoogte boven de kruin is.
(De afvoercoëfficiënt is hier 1 gesteld, ofschoon deze meestal wat groter zal zijn).
Nu is:

$$H = \left(\frac{q}{1{,}7}\right)^{2/3} = 2{,}06 \text{ m}.$$

Hiermee is de kruinhoogte bepaald; deze ligt dus 4,66 - 2,06 = 2,60 m boven de bodem.

In bovenstaand voorbeeld is een volkomen overlaat aangehouden. Zou dit verval niet zo groot zijn, in dit geval minder dan 1/3 x 2,06 = 0,69 m, dan wordt de afvoer dus kleiner. In dat geval moet de kruin dus lager komen te liggen.

In plaats van drempelverhoging kunnen we hetzelfde resultaat ook verkrijgen door plaatselijk de breedte te verkleinen. In verschillende gevallen zal dit goedkoper zijn; het grote bezwaar is echter dat de rivier of het kanaal nabij de vernauwing niet meer over de volle breedte water afvoert waardoor neren en wervelstraten ontstaan die ontgronding kunnen geven (zie ook par. 8.5).

Met behulp van dergelijke berekeningen zal men kunnen bepalen welke afmetingen de opening zal moeten hebben. Deze opening zal dus afgesloten moeten kunnen worden met een regelbaar afsluitorgaan. Dan komt de volgende vraag:

Hoe moet de opening onderverdeeld worden?

Bij kleine kunstwerken zal over het algemeen volstaan moeten worden met één afsluitorgaan. Liever zal men echter om verschillende redenen de opening onderverdelen in een aantal afsluitbare gedeelten, zodat men een oplossing met tussenpijlers (of met meer dan één afvoerkoker) kiest, ook al zou men met één enkele opening kunnen volstaan of zelfs goedkoper uitkomen. Dit kan verband houden met het gebruik van het kunstwerk of met het onderhoud. Zou men namelijk één grote opening toepassen dan is fijnregeling van afvoer of waterstand moeilijker, aangezien een nauwkeurigheid van enkele centimeters bij het instellen van het afvoerorgaan reeds nauwelijks bereikbaar is. In dat geval kan men met enkele kleinere openingen de fijnregeling toepassen. Bij het onderhoud van het kunstwerk zal men liefst ook over een aantal afsluitopeningen beschikken zodat men telkens één opening bijvoorbeeld met een tijdelijke onderhoudskering kan afsluiten, en het afsluitorgaan zelf dan onderhanden kan nemen. Wél zal men er steeds op moeten letten dat benedenstrooms geen ongunstig stroombeeld ontstaat; het liefst zal men ook dan een symmetrisch stroombeeld behouden, en dus tenminste drie afsluitorganen kiezen.

Ook uit constructieve overwegingen zal men de afsluitorganen een zodanige vorm geven dat het meest economische resultaat wordt verkregen. Ook hier geldt weer dat een aantal kleine afsluitorganen goedkoper is dan enkele grote, hoewel hiertegenover staan de extra kosten van tussenpijlers en hefinrichtingen. Worden de schuiven of kleppen echter te klein dan wordt het gebruikte materiaal (b.v. staal) niet meer volledig benut; de constructie wordt overgedimensioneerd en het geheel wordt niet goedkoper temeer daar voor kleine afsluitorganen de prijs per gewichtseenheid toeneemt door de relatief grotere fabricagekosten.

Ook de breedte-hoogte verhouding van de schuiven is van belang. Deze is afhankelijk van de stijfheid van de constructie. Op de berekening ervan zal hier niet worden ingegaan. Wel lijkt het gewenst de nadruk te leggen op een factor waaraan bij de berekening dikwijls weinig aandacht wordt besteed, terwijl deze factor juist maatgevend is. Bedoeld wordt het optreden van trillingen in de afsluitorganen, veroorzaakt door het er langs stromende of schietende water.

Elk afsluitorgaan met zijn eigen afmetingen, gewicht en stijfheid heeft zijn eigen trillingstijd. De frequentie ligt hoger naarmate de constructie kleiner en stijver is. Een dergelijk afsluitorgaan kan in resonantie worden gebracht indien de krachten welke op de constructie werken in grootte variëren en hun frequentie in een bepaalde verhouding staat tot de eigen frequentie van het afsluitorgaan.

Een voorbeeld van dergelijke variatie van krachten treft men bijvoorbeeld bij de onderslagbalk van het afsluitorgaan met onderafvoer.In het vertragingsgebied bevinden zich neren welke periodiek kunnen loslaten, waardoor het potentiaalbeeld - en dus de drukverdeling - periodiek verandert. Het is dus zaak om een zodanige balk te ontwerpen dat het potentiaalbeeld niet verandert. Maar dit is vrijwel onmogelijk voor alle standen van de opening.

Een ander voorbeeld is de klep bij bovenafvoer. Ook hier is een potentiaalstroming met een zekere drukverdeling. Bij een iets andere stand van de klep ligt deze drukverdeling anders. Deze verandering in druk kan een kleine beweging van de klep versterken en resonantie doen ontstaan.

Onder de klep met bovenafvoer bevindt zich een luchtkamer die een bepaalde trillingstijd heeft. Ook deze kan resonantie in de constructie geven.

Onderzoek hiervan, vooral bij de grotere en slappere constructies, is van zeer groot belang omdat dergelijke resonanties, en niet de statische sterkteberekening, vaak bepalend zijn voor de constructie.

Dit onderwerp is echter van een dergelijke gecompliceerdheid, dat er hier niet verder op ingegaan kan worden.

Ook zal niet verder ingegaan worden op de vele andere details welke samenhangen met deze kunstwerken zoals:

- scharnieren, rollen en rolbanen;
- kabels en kettingen;
- afdichtingen;
- bewegingswerktuigen;
- nood- en reparatieafsluitingen.

Par. 8.5. Functiesplitsing in de onderbouw.

De functies van de onderbouw zijn drieërlei, te weten:
1, het overbrengen van de op de bovenbouw werkende krachten naar de bodem;
2, het beheersen, en keren van eventuele schadelijke gevolgen van grondwaterstroming;
3, het beschermen van het kunstwerk tegen de vernietigende krachten van het af te voeren water.

In het volgende zullen van deze 3 functies de kenmerkende punten worden behandeld. Voor de verdere uitwerking wordt verwezen naar vakken als constructieve waterbouwkunde met funderingen, grond- en vloeistofmechanica, staal en beton.

1. Het overbrengen van krachten. Hiertoe rekenen we de stabiliteitsberekening van de gehele constructie, maar ook de sterkteberekening van onderdelen. Bij deze berekeningen zal men de ongunstigste belastingstoestand in aanmerking moeten nemen. Voor verschillende onderdelen kan dit ook een verschillende toestand zijn. Zeer in het bijzonder wordt gewezen op de toestand tijdens de uitvoering in de bouwput. Dan zijn de waterdrukken afwezig en speelt het eigen gewicht van de bovenbouw de hoofdrol. Dit zal kunnen inhouden dat de fundering aan de bovenstroomse zijde van het kunstwerk zal moeten worden verlengd ter voorkoming van ongunstige schuifvlakken aldaar in de ondergrond.

De krachten waarmee rekening gehouden moet worden, zijn in de eerste plaats de hydrostatische drukken van het water boven en beneden het kunstwerk; verder de dynamische krachten van het eventueel afgevoerde water (zowel positief als negatief); soms niet-stationaire krachten door golfslag, waterslag, enz.; tenslotte wordt door het water grondwaterdruk uitgeoefend tegen de onderbouw. Hierop wordt verderop nog teruggekomen.
Ten aanzien van dit laatste kan er niet genoeg de nadruk op worden gelegd, dat steeds bij de berekening de opwaartse druk van het grondwater los wordt gehouden van het gewicht van het kunstwerk en van de grond; het werken met begrippen als "grond onder water" of "beton onder water" is fout en gevaarlijk, leidt tot foute berekening en zal op elk examen als fout worden aangemerkt, ook als het antwoord toevallig goed is.

Naast deze waterdrukken zijn er de gewichten van het kunstwerk en van grond, voor zover deze in de moot welke bekeken wordt, voorkomen. Verder zullen we gronddruk in rekening moeten brengen op de plaatsen waar grond tegen het kunstwerk steunt. Tenslotte zijn er bijzondere krachten, zoals wind,

ijs (o.a. aan de afsluitorganen), enz.

Het twee-dimensionale project levert weinig moeilijkheden op; de onderbouw moet zodanig gedimensioneerd worden, dat de reactiekracht door de grond geleverd kan worden, hetzij met een fundering op staal, op palen, of anderszins. Bij het drie-dimensionale project wordt het gecompliceerder. We kunnen dan nog wel een twee-dimensionale onderbouw toepassen, maar ter plaatse van de pijlers worden de horizontale en verticale krachten geconcentreerd; de onderbouw ondergaat hierdoor vormveranderingen waardoor niet alleen de berekening veel gecompliceerder wordt, maar de onderbouw ook zwaarder. In dat geval is het vaak goedkoper om de onderbouw ook verschillend te maken voor de pijlers en voor de tussengelegen vakken. Dit houdt in een zware pijlerfundering welke, in verband met de geconcentreerde horizontale component, vaak verdiept en benedenstrooms verzwaard moet worden om de nodige reactie te verkrijgen; en daar tussen een los geconstrueerde bodemplaat welke, bij onderafvoer over die plaat, alleen de krachten moet kunnen opnemen van de opwaartse grondwaterdruk, het gewicht van de afsluitorganen en de zuigkrachten van het over de plaat stromende water. Door dit laatste kan het nodig zijn om ter plaatse van de opening het gewicht - en dus de dikte - van de plaat groot te maken teneinde te verhinderen dat de plaat wordt opgelicht.

2. Grondwaterstroming. De grondwaterstroming van de hoge bovenwaterstand naar de lagere benedenwaterstand vindt plaats onder het kunstwerk door (onderloopsheid) of om het kunstwerk heen (achterloopsheid). Deze grondwaterstroming kan van belang zijn in verband met het verlies aan water (waterkracht, verdrassing benedenstrooms van het kunstwerk). Meestal is deze grondwaterstroming echter van primair belang in verband met het gevaar voor stabiliteitsverlies van het kunstwerk. Dit gevaar wordt accuut als er gronddeeltjes worden meegevoerd waardoor wateraders ontstaan welke weinig weerstand bieden, zodat het verval zich concentreert over kortere lengte waardoor het erosieproces versterkt wordt; dit kan tenslotte leiden tot een volledig open verbinding tussen boven- en benedenwater. Instorting van het bouwwerk is dan het uiteindelijk gevolg.

Waar treedt dit gevaar van meenemen van gronddeeltjes nu in feite op? Vooropgesteld zij dat het meenemen van gronddeeltjes op zichzelf niet erg is mits de stabiliteit van het kunstwerk geen gevaar loopt. In de grondmassa zelf zullen geen korrels meegenomen kunnen worden omdat de filterwerking dit verhindert. Het kan alleen plaats vinden op punten waar doorgaande openingen aanwezig zijn.

Dit is in ons geval op de overgang tussen de starre onderbouw van het kunstwerk en de ondergrond. In het bijzonder bij geroerde grond zal zetting van de ondergrond plaats vinden; het kunstwerk zelf zal niet of althans plaatselijk minder zakken; er ontstaan openingen tussen de onderbouw en de grond er onder. Hier treedt in vele gevallen de eerste onderloopsheid op. Het is dus zaak om bij het ontwerp hiermede rekening te houden en deze mogelijke openingen af te sluiten. Dit is de zogenaamde kofferdam bij de oude constructies waarbij in de vlakke onderzijde van de onderbouw een vertikale discontinuïteit werd aangebracht, welke bij zakking van de bodem dicht bleef (fig. 8.5-1). Bij de moderne toepassing van gewapend beton en staal zal men in dat geval liever korte damwanden van beton of staal toepassen. De lengte hiervan zal dus gelijkwaardig moeten zijn aan de lengte van de mogelijke plaatselijke spleet tussen kunstwerk en ondergrond. Door sommigen wordt bij de berekening van de grondwaterstroming de horizontale weg welke het water aflegt volledig verwaarloosd: alleen de vertikale weg telt mee; anderen geven de horizontale weglengte een kleiner gewicht om later te noemen redenen.

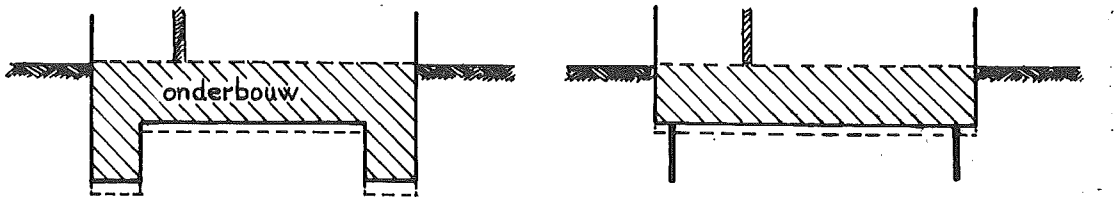


fig. 8.5-1.

Het probleem van de gelijkwaardigheid van grondwaterstroming vertikaal en horizontaal brengt ons op de theorie van de grondwaterbeweging. Deze beweging kan beschreven worden met de wet van Darcy:

$$q = - k \frac{dh}{dx} \quad [m^3/s/m^2]$$

De grondwaterafvoer is recht evenredig met het drukverhang en de doorlatendheid. Dit geeft ons de mogelijkheid om voor twee-dimensionale gevallen de potentiaaltheorie toe te passen en een vierkantennet te tekenen gevormd door equipotentiaallijnen en stroomlijnen. We kunnen dit net door proberen trachten te tekenen; een elektrisch analogiemodel geeft echter snel betere resultaten met desgewenst meer variabelen (fig. 8.5-2).

Het vierkantennet levert ons het verloop van de drukken, waaronder de zo belangrijke opwaartse drukken tegen de onderbouw. (Uit de potentiaal φ vinden

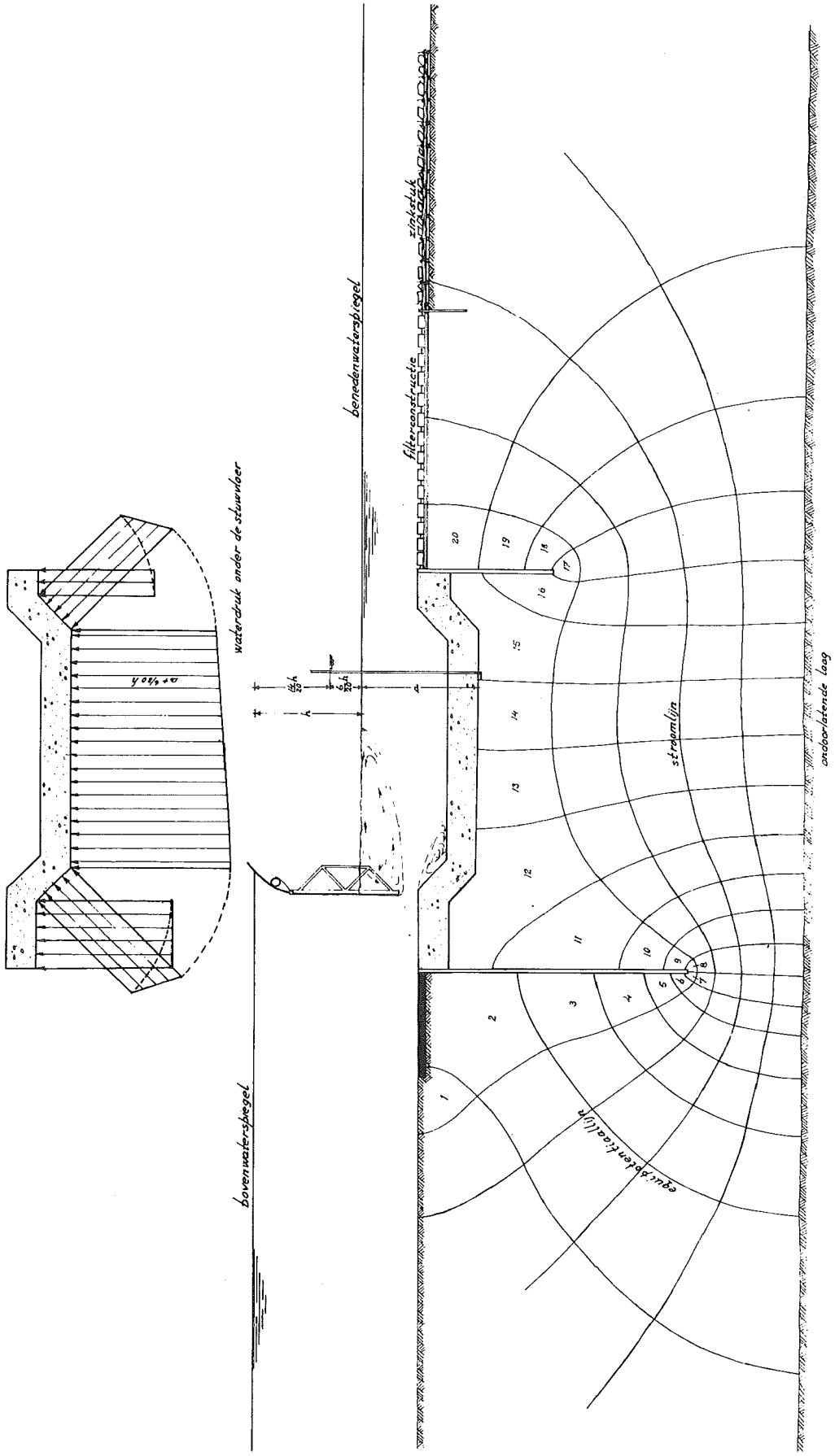

benedenwaterspiegel
filterconstructie
zinkstuk
waterdruk onder de stuwdoor
bovenwaterspiegel
stroomlijn
equipotentiaallijn
ondoorlatende laag

fig. 8.5-2.

we de druk m.b.v. $\varphi = p + z$; potentiaal = plaatshoogte + drukhoogte).

In de formule voor de grondwaterafvoer moeten dus het verhang $\frac{dh}{dx}$ en de doorlatendheidscoëfficiënt k bekend zijn wil men de grootte van de afvoer kunnen berekenen. Met het vierkantennet is $\frac{dh}{dx}$ te bepalen. De doorlatendheidscoëfficiënt k kan met behulp van een laboratoriumproef op een monster ongeroerde grond bepaald worden. Voor erg globale berekeningen bij niet-samenhangende gronden is ook de formule van Kozeny te gebruiken:

$$k = \frac{1}{500} \frac{g\, d^2}{\nu} \frac{\varepsilon^2}{(1-\varepsilon)^2}$$

d = korreldiameter

ν = viscositeit van het water

ε = poriëngehalte.

De k-waarde kan sterk uiteenlopen. Een orde van grootte is gegeven in het onderstaande staatje.

Grondsoort	korreldiameter in m.m.	k-waarde in m/s
klei	-	$10^{-10} - 10^{-14}$
veen	-	$10^{-7} - 10^{-9}$
duinzand	-	2.10^{-4}
rivierzand	0,1 - 0,3	$2,5.10^{-3}$
rivierzand	0,1 - 0,8	$8,8.10^{-3}$
grind	2,0 - 4,0	$3,0.10^{-2}$
grind	4,0 - 7,0	$3,5.10^{-2}$

Beter dan de formule van Kozeny of een laboratoriumproef is een pompproef, uit te voeren in het terrein nabij het te maken kunstwerk; hierbij wordt een bron geslagen en variërende waterhoeveelheden opgepompt terwijl tegelijkertijd op verschillende andere punten de verlaging van de grondwaterstand gemeten wordt. Deze meting in het terrein is belangrijk omdat de samenstelling van de grond nooit homogeen is. Niet alleen zijn in het boorprofiel lagen aanwezig van verschillende grondsoort en daarmee van verschillende doorlatendheid, maar bovendien zullen bij sedimenten de horizontale en de vertikale doorlatendheid altijd verschillend zijn. Dit ligt in de aard der sedimenten; steeds zijn er afwisselend perioden van grove sedimentatie maar ook van aanslibbing geweest. Dit geeft dus een veel grotere weerstand bij doorstroming in vertikale zin. Bij de terreinmeting komt dit goed naar voren. Bij het schetsen van het vierkantennet en het maken van het electrische analogie-model kunnen we dit in rekening brengen.

In vele gevallen wordt de verhanglijn niet berekend maar geschat. Dan wordt bijvoorbeeld verondersteld dat de weerstand verticaal drie maal zo groot is als horizontaal. Maar dit is natuurlijk een volkomen onbetrouwbare gok. Hetzelfde is het geval met de vroegere veronderstelling dat het verhang niet groter mag worden dan een bepaalde waarde; gesteld werd wel 1 op 6 à 1 op 10 d.w.z. de lengte van de kortste weg van het grondwater van het bovenwater naar het benedenwater mocht niet minder dan 6 à 10 maal het totale verval bedragen. Ook dit is maar een gok; onder bepaalde omstandigheden mag deze waarde misschien 3 bedragen, in andere gevallen 15. Waar hangt dit nu vanaf?

Dit hangt af van het gevaar dat de grondwaterstroming voor de stabiliteit kan geven. Het gevaarlijke punt is de plaats waar het grondwater uittreedt. Hier kunnen de zandkorrels worden opgeworpen waardoor "kraters" ontstaan op plaatsen waar het uittredende grondwater zich concentreert. Dit is bijvoorbeeld te zien landwaarts van rivierdijken tijdens hoge rivierstanden waarbij het water onder de dijk doorkwelt. Deze kratervorming kan worden bestreden door op deze plaatsen materiaal te storten dat grover en poreuzer is dan het bodemmateriaal waardoor wel het gewicht toeneemt maar niet de weerstand. Zou de bodem afgedekt worden met een dichtere bekleding dan kunnen overdrukken ontstaan waardoor de bekleding kan worden opgelicht of althans de wrijving tussen bekleding en ondergrond wordt verkleind. Hierop komen we in de laatste paragraaf van dit hoofdstuk nader terug.

We zullen dit stabiliteitsprobleem onderzoeken aan de hand van een evenwichtsbeschouwing van het kolommetje grond ABCD van fig. 8.5-3.

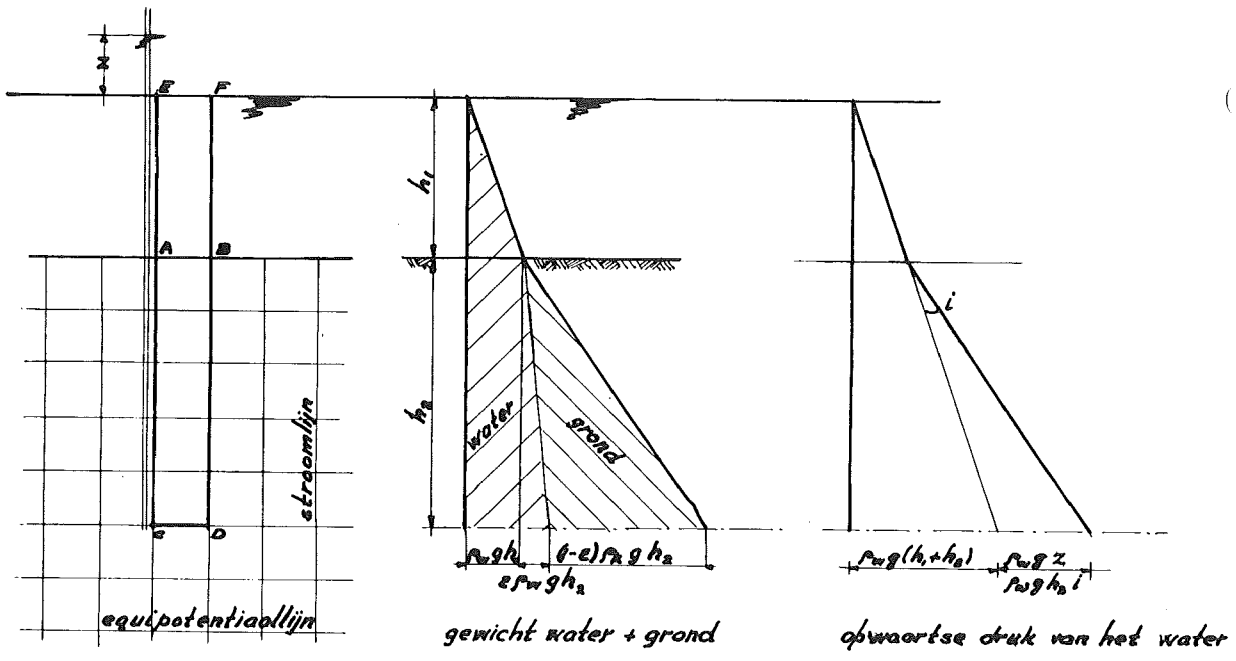


fig. 8.5-3.

Dit kolommetje grond kan door de overdruk worden opgelicht en uitgestoten. Dit zal het geval zijn als het gewicht van het kolommetje kleiner is dan de opwaartse druk van het stromende water. In dat geval is er geen korreldruk meer aanwezig in vlak CD; de opwaartse waterdruk neemt het gewicht op. In fig. 8.5-3 is dit nader aangegeven.
In vlak CD met eenheidsoppervlak van 1 is het totale gewicht van water en grond:

$$\left\{\rho_w\, g\, h_1 + \varepsilon\, \rho_w\, g\, h_2 + (1-\varepsilon)\, \rho_k\, g\, h_2\right\} 1,$$

waarin ε het poriënvolume is.

De opwaartse waterdruk op vlak CD is:

$$\left\{\rho_w\, g\, (h_1 + h_2) + \rho_w\, g\, z\right\} 1 .$$

De toestand wordt kritiek als beide aan elkaar gelijk worden:

$$\left\{\rho_w\, g\, h_1 + \varepsilon\, \rho_w\, g\, h_2 + (1-\varepsilon)\, \rho_k\, g\, h_2\right\} 1 = \left\{\rho_w\, g\, (h_1 + h_2) + \rho_w\, g\, z\right\} 1$$

$$-\rho_w\, g\, h_2 + \varepsilon\, \rho_w\, g\, h_2 + (1-\varepsilon)\, \rho_k\, g\, h_2 = \rho_w\, g\, z$$

$$z = -h_2 + \varepsilon\, h_2 + (1-\varepsilon)\, \frac{\rho_k}{\rho_w}\, h_2$$

$$\frac{z}{h_2} = -(1-\varepsilon) + (1-\varepsilon)\, \frac{\rho_k}{\rho_w} .$$

$\frac{z}{h_2}$ is het verhang i, zodat:

$$i = (1-\varepsilon) . \frac{\rho_k - \rho_w}{\rho_w} = (1-\varepsilon)\, \Delta$$

Bij een poriënvolume van 0,3 en een ρ_k van 2,65 is de kritieke waarde van het grondwaterverhang:

$$i = (1 - 0{,}3)\, \frac{2{,}65 - 1}{1} = \pm\, 1.$$

Dit is dus wel een zeer sterk verhang; we zullen echter een grote veiligheidscoëfficiënt moeten nemen in verband met het niet homogeen zijn van de bodem. Een vierkantennet zoals in fig. 8.5-3 is getekend komt zelden of nooit voor.

Het verhang is op een stroombaan, gaande van boven- naar benedenwater, vrijwel nooit gelijk. In het bijzonder bij scherpe hoeken is het verhang veel sterker en dus ook de druk t.g.v. i, zoals in fig. 8.5-4 is aangegeven.

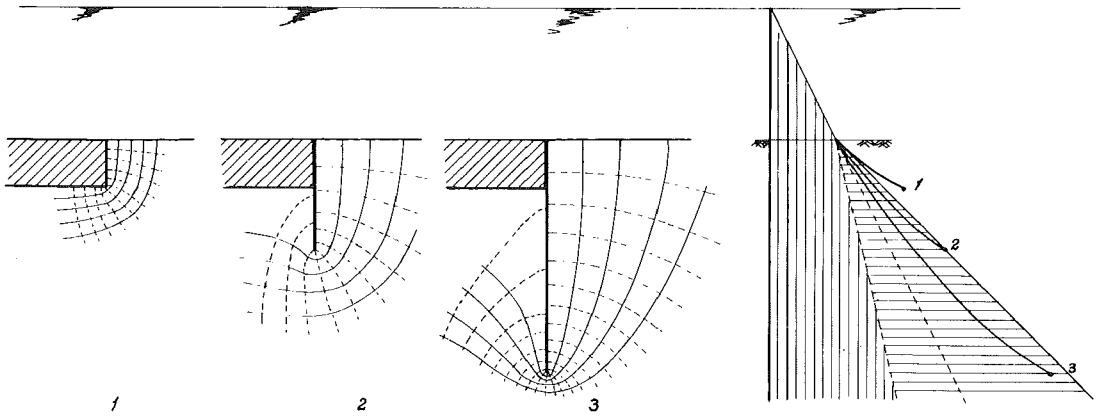


fig. 8.5-4.

In het eerste voorbeeld is geen damwand aanwezig. Uit de rechter grafiek blijkt dat de totale opwaartse waterdruk ter hoogte van de onderkant van de plaat groter is dan het gewicht van de kolom grond, het pakket wordt er dus uit gedrukt; de oorzaak is het steile verhang nabij de onderkant van deze plaat.

In voorbeeld 2 is een korte damwand toegepast; de toestand is juist stabiel. In het laatste voorbeeld liggen de gevaarlijke verhangen veel dieper; het gewicht van de kolom grond is nu veel groter dan de opwaartse waterdruk. In een dergelijk geval zullen we dus altijd tenminste een korte damwand toepassen.

Afgezien van bovenstaande beschouwing zullen we in aanmerking moeten nemen dat de benedenwaterstand plotseling kan dalen, waardoor het gewicht van de kolom grond plus water (EFCD) plotseling afneemt; door de stromingsweerstand kan de grondwaterstroming deze plotselinge terugval niet volgen met als gevolg vermindering van korreldruk.

In vele gevallen zullen we om met het bovenstaande rekening te houden twee dingen doen. Ten eerste het gewicht van de kolom grond vermeerderen zonder dat de weerstand ook toeneemt m.a.w.een filterconstructie toepassen. Verder een reductie van het verhang trachten te bereiken; dit geschiedt meestal door verlenging van de weg die het grondwater moet volgen. Het meest effectief is verlenging in verticale richting, hetgeen soms door verdichting van de bodem

maar meestal door toepassing van damwanden geschiedt. De vraag is nu waar deze damwanden het beste kunnen komen.
Vroeger plaatste men de damwand recht onder de waterkering van de bovenbouw; dit in verband met het risico van kortsluitingen als de vloer van de onderbouw zou scheuren. Bij de tegenwoordige materialen is dit risico veel kleiner en kunnen de damwanden het beste komen op de plaats van de eerder besproken kofferdam of korte damwand. Deze damwanden zullen ook zijdelings moeten worden doorgetrokken teneinde achterloopsheid te voorkomen.

Plaatst men een lange damwand aan de bovenstroomse zijde dan zal de opwaartse druk onder het kunstwerk klein zijn; dit is beter voor de stabiliteit. Plaatst men geen of een korte damwand onder het benedeneind dan is het gevaar van oppersen van de grond zoals we eerder hebben gezien niet denkbeeldig. Beter is dus om hier ook een langere damwand toe te passen, die niet langer behoeft te zijn dan volgt uit een beschouwing van het evenwicht van de bodem.

De toepassing van lange damwanden heeft het risico dat bij zetting van het kunstwerk de damwand niet mee zakt. Het kunstwerk wordt als het ware opgehangen aan de damwand. Dit geeft grotere kieren onder de bodemplaat en ongewenste spanningen in plaat en damwand.
Daarom zal men de aansluiting van de damwand aan de bodemplaat zodanig maken dat deze wel waterdicht is, maar toch onderlinge inschuiving mogelijk is (kurkplaten, asfalt, enz.). De grootte hiervan volgt uit het mogelijke verschil in zetting.

Behalve verticale verlenging van de grondwaterweg kunnen we ook een horizontale overwegen (fig. 8.5-2). Deze zal steeds bovenstrooms worden aangelegd aangezien de constructie dan zeer licht kan zijn (waterdruk boven groter dan opwaartse grondwaterdruk). Vroeger maakte men deze vaak van klei, afgedekt bijvoorbeeld door grind. Tegenwoordig past men lichter materiaal toe, een asfaltmembraan of enkele lagen dakvilt, afgedekt door zand en grind. Honderd procent afdichting behoeft niet te worden verkregen; er is dus geen groot bezwaar als hier en daar een scheurtje voorkomt.

3. Bescherming van het kunstwerk tegen de vernietigende krachten van het stromende water.

Stromend water dat een kunstwerk, als bedoeld in dit hoofdstuk, passeert zal daarvan steeds een storende invloed ondervinden. Zelfs als het dwarsprofiel van de afvoeropening ongeveer even groot is als het dwarsprofiel van kanaal of rivier bovenstrooms zullen landhoofden, pijlers en bodemdrempel storingen geven waardoor extra turbulentie met kans op ontgronding

optreedt. Meestal zal het dwarsprofiel van de afvoeropening echter belangrijk kleiner zijn; er treedt dus versnelling van het water op, daarna vertraging, en tenslotte heftige turbulentie als gevolg van de vertraging. Vertraging en turbulentie geven energieverlies; er is energieverval en waterspiegelverval, of anders gezegd het kunstwerk geeft een zekere opstuwing.

De problemen die samenhangen met de waterafvoer door een kunstwerk kunnen gelocaliseerd worden in drie gebieden, namelijk:

a. het versnellingsgebied boven, in en direct beneden de afvoeropening;
b. het vertragingsgebied waar het snelstromende of zelfs schietende water wordt vertraagd tot een snelheid welke, althans over de verticaal gemiddeld, gelijk is aan de snelheid meer benedenstrooms;
c. het sterk turbulente gebied beneden het gebied genoemd onder b, alwaar de ongelijkmatigheden in de snelheidsverdeling geleidelijk worden uitgedempt.

a. <u>Het versnellingsgebied boven, in en direct beneden de afvoeropening.</u>

Dit gebied vormt in feite zelden een probleem. Indien we de wrijvingsverliezen in dit meestal korte vak mogen verwaarlozen, kunnen we een potentiaalstroming aanhouden. Het twee-dimensionale potentiaalnet is dan te tekenen (het drie-dimensionale is niet zo simpel), waaruit de stroomsnelheden volgen. Het drukverloop op de bodem is nu te bepalen door de plaatselijke energiehoogte te verminderen met de aldaar aanwezige snelheidshoogte $\frac{v^2}{2g}$ en, bij gekromde stroombanen, te vermeerderen met de centrifugaalkracht.

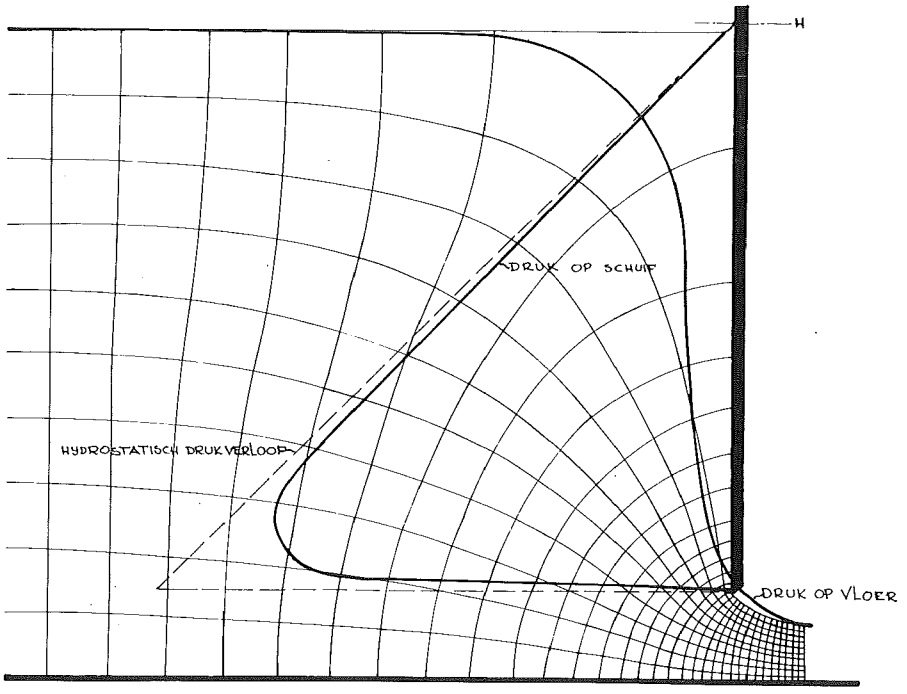


fig. 8.5-5.

In fig. 8.5-5. is dit in een voorbeeld nader uitgewerkt; hieruit blijkt weer dat het altijd verstandig is om de berekening van de opwaartse grondwaterdruk gescheiden te houden van de waterdruk op de bodem.

Uit het potentiaalnet blijkt dat, zelfs bij onderafvoer, de snelheid van het bodemwater pas vlak voor de opening sterk gaat toenemen. Bovendien is door de versnelling het water niet sterk turbulent; verdediging van de bodem zal dus slechts over korte afstand nodig zijn bovenstrooms van de opening en rond de eventuele pijlers en landhoofden. Dit kan een dichte bekleding zijn, aangezien de druk van het bovenwater steeds groter zal zijn dan de opwaartse grondwaterdruk. Soms is het zelfs gewenst om een dichte bekleding toe te passen - en in dat geval een langere - teneinde de grondwaterweg te verlengen. Deze bekleding zullen we graag flexibel houden, teneinde een geleidelijke overgang te krijgen van de beweeglijke zandbodem naar de starre drempel. Het kan zijn een asfaltplaat, lagen asfaltpapier bedekt door zand, grind en eventueel stenen, een kleilaag met zetwerk, betonblokken op plasticfolie, enz. Wel zullen we altijd in het oog moeten houden dat plotselinge veranderingen in afvoer (sluiten of openen der openingen) drukstoten kunnen geven zodat het toch wel gewenst is om over korte afstand bovenstrooms een hechte verdediging te hebben.

Direct benedenstrooms van de afvoeropening is de straal samengesnoerd, de snelheid dus het hoogst, en de druk het kleinst. De opwaartse druk van het grondwater kan dus sterk overwegen, vooral indien we schietend water en dus geen verdronken watersprong hebben. Indien zand wordt meegevoerd zal de slijtage hier ook het grootst zijn; de drempel moet dus óf slijtvast óf vervangbaar zijn.

Trillingen vormen ten aanzien van de onderbouw zelden een probleem. Deze trillingen kunnen hun ontstaan vinden in de trillende bovenbouw of in een labiel vertragingsgebied aan de bodem, b.v. een oneffenheid. Deze trillingen kunnen door het water worden voortgeplant, en hebben een enkele keer geleid tot het losrammelen van betonblokken e.d. meer benedenstrooms. Voorzichtigheid is dus wel geboden.

b. <u>Het vertragingsgebied waar het snelstromende of zelfs schietende water wordt vertraagd tot gemiddeld langzaam stromend water.</u>

Bij rivieren en kanalen komt de vorm van waterbeweging welke we schietend water noemen slechts zelden voor. Bij bronrivieren zoals stortbeken en bij irrigatieleidingen vinden we hiervan voorbeelden. Schietend water treedt vooral op bij de afvoer van water door kunstwerken, zowel bij bovenafvoer (volkomen overlaat) als bij onderafvoer. Daarom is behandeling er van

in dit hoofdstuk gewenst. Voor de theoretische zijde van het vraagstuk wordt verwezen naar het college vloeistofmechanica. In dit hoofdstuk zullen in aansluiting hierop enige voorbeelden worden uitgewerkt. Ter inleiding kan eerst het volgende worden opgemerkt.

Een bepaalde hoeveelheid water (q $m^3/m'/s$) die een zekere hoeveelheid energie bezit (H m), kan steeds twee verschillende vormen van beweging bezitten; het kan stromen of het kan schieten. Figuur 8.5-6 kan dit verduidelijken.

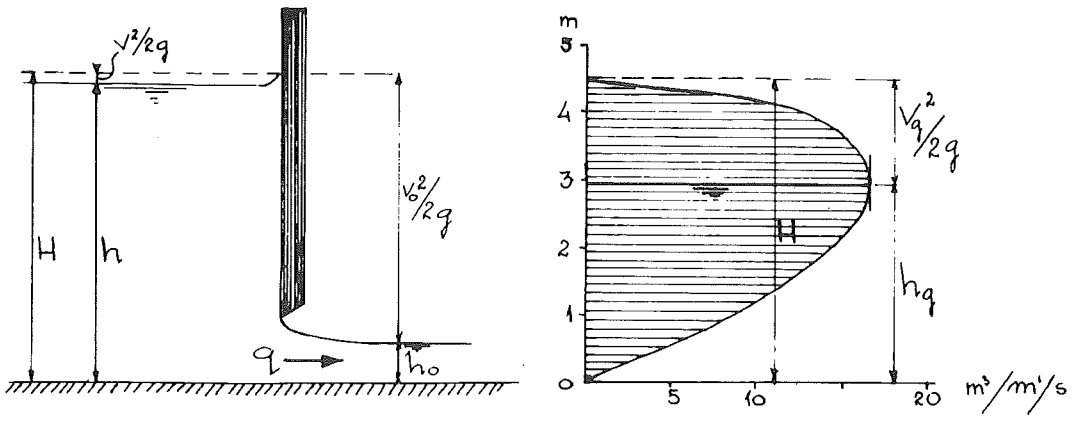


fig. 8.5-6

Uit een meer (links op de linker figuur) wordt via een schuif water afgelaten op een watergang. De waterstand op het stilstaande meer is H. Dicht bij de schuif is de toestroomsnelheid v, dus de snelheidshoogte $\frac{v^2}{2g}$ en de resterende waterdiepte h. Onder de schuif wordt het water versneld; er is dus geen vertragingsverlies. Verwaarlozen we het wrijvingsverlies in verband met de korte lengte dan is er rechts van de schuif dus ook de totale energiehoogte H.

Bij volkomen gesloten schuif is links en rechts de afvoer = 0; links omdat $\frac{v^2}{2g}$ en dus v = 0, rechts omdat h = 0. Bij verder openen van de schuif neemt q toe; steeds is er links stromend, rechts schietend water. Op de figuur rechts zijn beide mogelijkheden ingetekend. Bij 5 $m^3/m'/s$ hebben h_0 = 0,57 m en v = 8,80 m/s. Bij verder openen van de schuif neemt de afvoer toe tot een maximum wordt bereikt; links en rechts van de schuif treedt dezelfde maximum afvoer op. Deze wordt bereikt als $\frac{v^2}{2g}$ = 1/3 H en h = 2/3 H. Een dergelijke toestand vinden we bijvoorbeeld bij een volkomen overlaat waarbij de in de figuur getekende bodem de kruin van de overlaat vormt.
De diepte waarbij deze maximum afvoer optreedt noemen we de grensdiepte h_g;

bij hogere standen treedt stromend water, bij lagere standen schietend water op.

Bovengetekende grafiek is te bepalen uit de formule:

$$H = h + \frac{v^2}{2g} \qquad \text{of} \qquad H = h + \frac{q^2}{2\,g\,h^2}\,.$$

Bij constante waarde van H vinden we dus bij variërende q steeds twee waarden van h. We kunnen ook q constant houden en vinden dan een grafisch verloop zoals aangegeven in fig. 8.5-7. Hier is q = 5 $m^3/m'/s$ genomen.

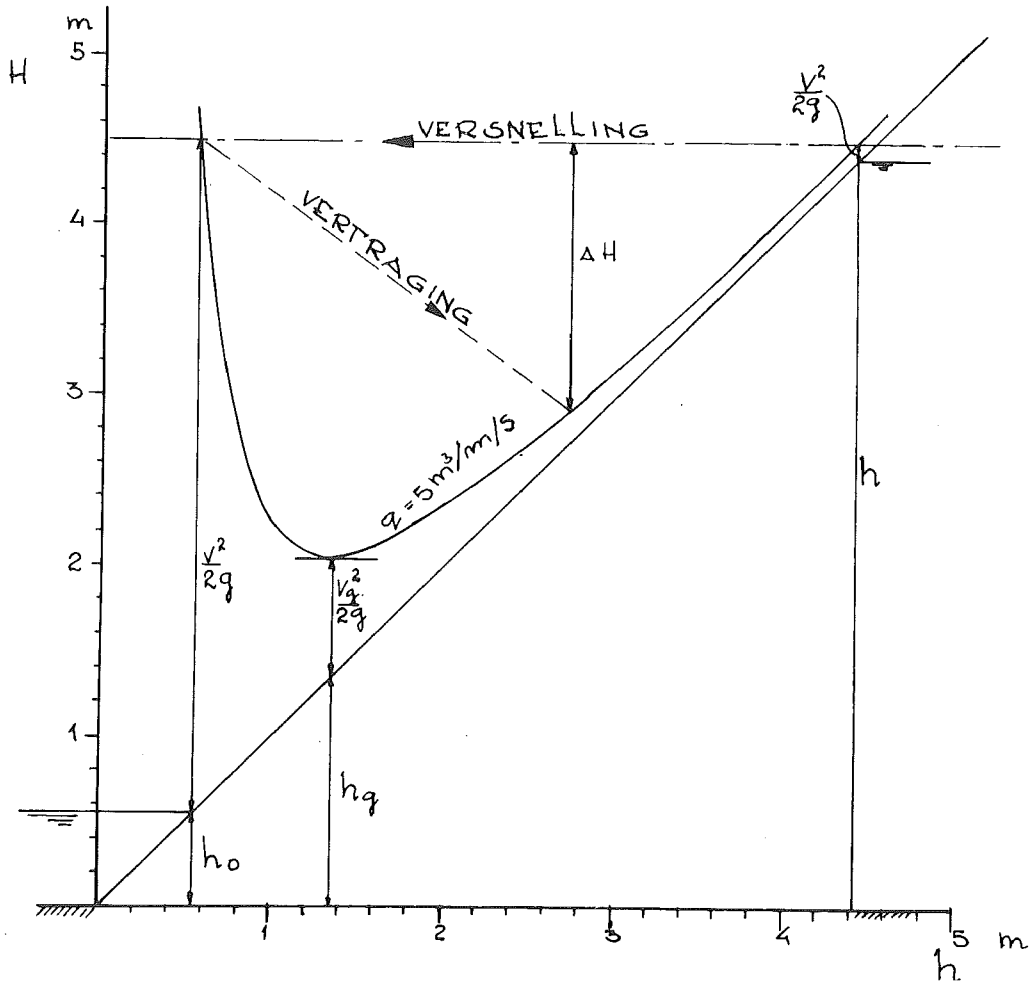


fig. 8.5-7

Bij eenzelfde H zijn er steeds weer twee stromingstoestanden, behalve bij de grensdiepte h_g. Hierbij treedt dus de minimum energie H op, waarbij nog juist 5 $m^3/m'/s$ kan worden afgevoerd.

Als we over totale energie praten heeft dit niets te maken met het energieverbruik van het stromende of schietende water, dus met de energieverhanglijn en - bij evenwichtsdiepte - met de waterspiegel- en bodemverhanglijnen evenwijdig daar aan.

Schietend water treedt dus op als $\frac{v^2}{2g}$ groter is dan 1/3 H of dan 1/2 h. Dus:

$$\frac{v^2}{2g} > 1/2\ h$$

of $v > \sqrt{g\ h}$.

In de formule van Chézy is gesteld

$$v = C\sqrt{h\ I}$$

Gecombineerd geeft dit, dat schietend water optreedt als

$$C\sqrt{h\ I} > \sqrt{g\ h}$$

of als $I > \frac{g}{C^2}$.

Als bijvoorbeeld C = 40 $m^{\frac{1}{2}}/s$, dan moet: $I > \frac{10}{1600}$ of $>$ 6 m/km.

Water dat van stromende naar schietende toestand overgaat doet dit ter plaatse van de discontinuïteit (overlaat, knik in lengteprofiel, enz.) zonder extra verliezen. De berekening geschiedt met behulp van stuwkrommen, volgens Bélanger of met de vroeger gegeven eenvoudige vakmethode. We moeten er dan echter wel op letten dat de term $\frac{v^2}{2g}$ in het schietende gebied zeker niet te verwaarlozen is. Het verschil in $\frac{v^2}{2g}$ aan begin- en eindpunt van elk vak moet dus in aanmerking worden genomen om van het berekende energieverhang te komen tot het waterspiegelverhang.

In fig. 8.5-8 is hiervan een voorbeeld gegeven. Aangenomen is weer een afvoer van 5 $m^3/m'/s$, eerst door een kanaal met een verhang $I = 10^{-4}$; daarna via een knik door een kanaal met een verhang $I = 10^{-1}$. Eerst dienen we voor beide kanalen de evenwichtsdiepte te bepalen waarbij dus $I_{energie} = I_{waterspiegel} = I_{bodem}$.

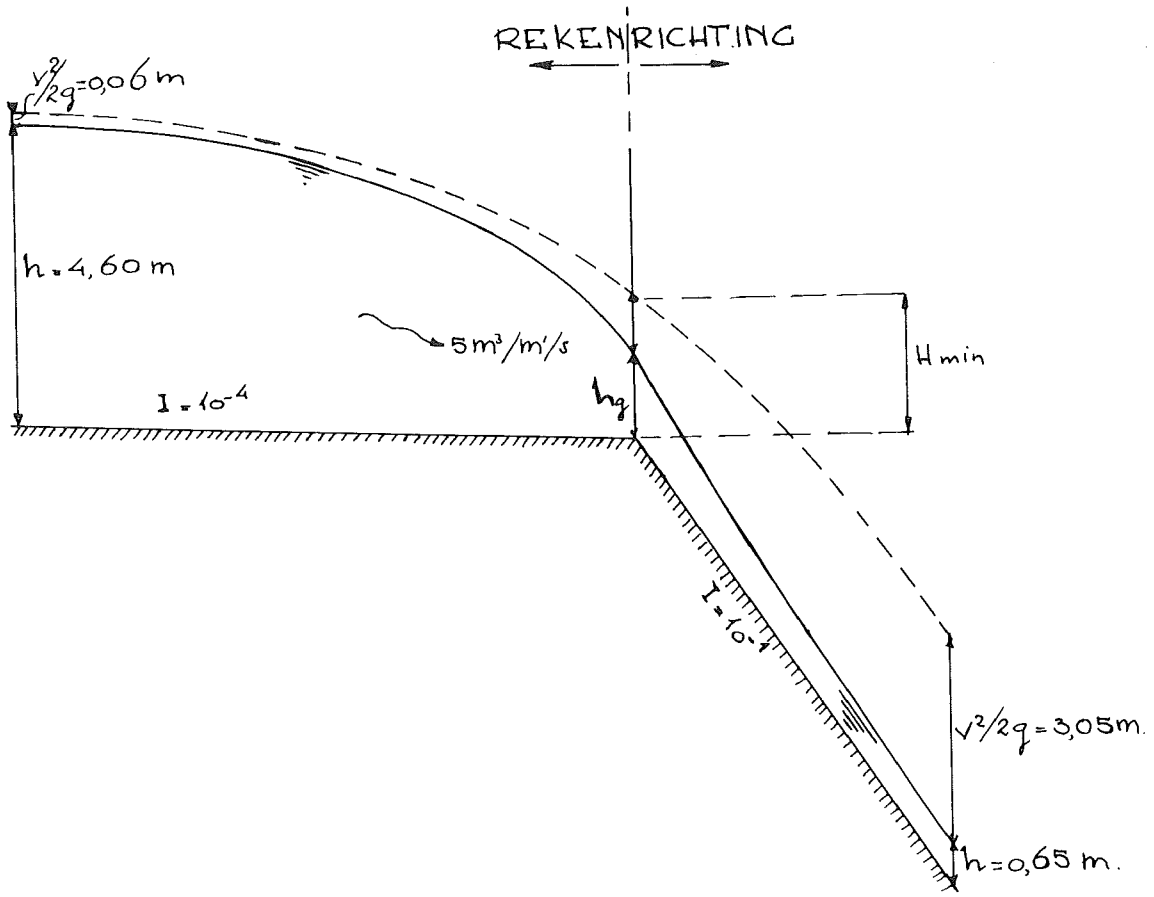


fig. 8.5-8

Aangezien $q = C\, h^{3/2}\, I^{\frac{1}{2}}$ is dus:

$$h_{evenwicht} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{C^2\, I}}$$

Stel C = 50 $m^{\frac{1}{2}}/s$ voor het kanaal met het flauwe verhang, dan moet C voor het kanaal met het sterke verhang kleiner zijn; in de eerste plaats is de verhouding h/k kleiner en in de tweede plaats is bij schietend water de bodemsnelheid relatief t.o.v. de gemiddelde snelheid groter; de wrijving is dus ook groter. Stel C = 30 $m^{\frac{1}{2}}/s$, dan vinden we:

voor het kanaal met flauwe helling:

$h_{ev.}$ = 4,65 m
v = 1,07 m/s
$\frac{v^2}{2g}$ = 0,06 m,

en voor het kanaal met sterke helling:

$h_{ev.}$ = 0,65 m (dus schietend)
v = 7,70 m/s
$\frac{v^2}{2g}$ = 3,05 m.

Verder weten we dat op de knik de grensdiepte aanwezig is, dus de overgang van stromend naar schietend water. Uit fig. 8.5-7 blijkt, dat bij $q = 5\ m^3/m'/s$:

$$h_g = 1{,}35\ m$$

$$\frac{v_g^2}{2g} = 0{,}70\ m$$

$$H_g = 2{,}05\ m.$$

Vanuit dit laatste punt berekenen we nu, vaksgewijs stroomopwaarts gaande, de negatieve stuwkromme op het stromende kanaalvak tot we asymptotisch de evenwichtsdiepte bereikt hebben.

Daarentegen berekenen we de stuwkromme op het kanaalvak met schietend water door stroomafwaarts te gaan. Bij schietend water is n.l. $v > \sqrt{g\,h}$, dus een invloed of storing van beneden werkt niet naar boven door. De invloed komt van boven en hier ligt de stuwkromme dus juist andersom. In de voorgaande figuur is dit aangegeven.

Bij versnelling van stromend naar schietend water zijn er dus geen moeilijkheden. Bij vertraging van schietend naar stromend water daarentegen wel. Hier treden de bekende vertragingsverliezen op zoals bij elke andere vertraging.

In de vloeistofmechanica is afgeleid dat het vertragingsverlies in een watersprong te stellen is op:

$$\Delta H = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4\,h_1\,h_2}$$

waarin h_1 en h_2 de waterdiepten zijn respectievelijk direct voor en direct na de watersprong. Tevens is af te leiden:

$$h_2 = \frac{1}{2}\,h_1 \left\{ -1 + \sqrt{1 + 8\left(\frac{h_g}{h_1}\right)^3} \right\}$$

Het energieverlies in de watersprong is zo groot dat we het beslist niet mogen verwaarlozen. Dit energieverlies is des te groter naarmate de snelheid van het schietende water groter is. Dit is aangegeven in fig. 8.5-9, waar deze verliezen met dunne lijnen zijn aangegeven voor de afvoer $q = 5\ m^3/m'/s$. We zien dat het verlies in de watersprong tot nul nadert (horizontale lijn) als het schietend water tot de grensdiepte nadert.

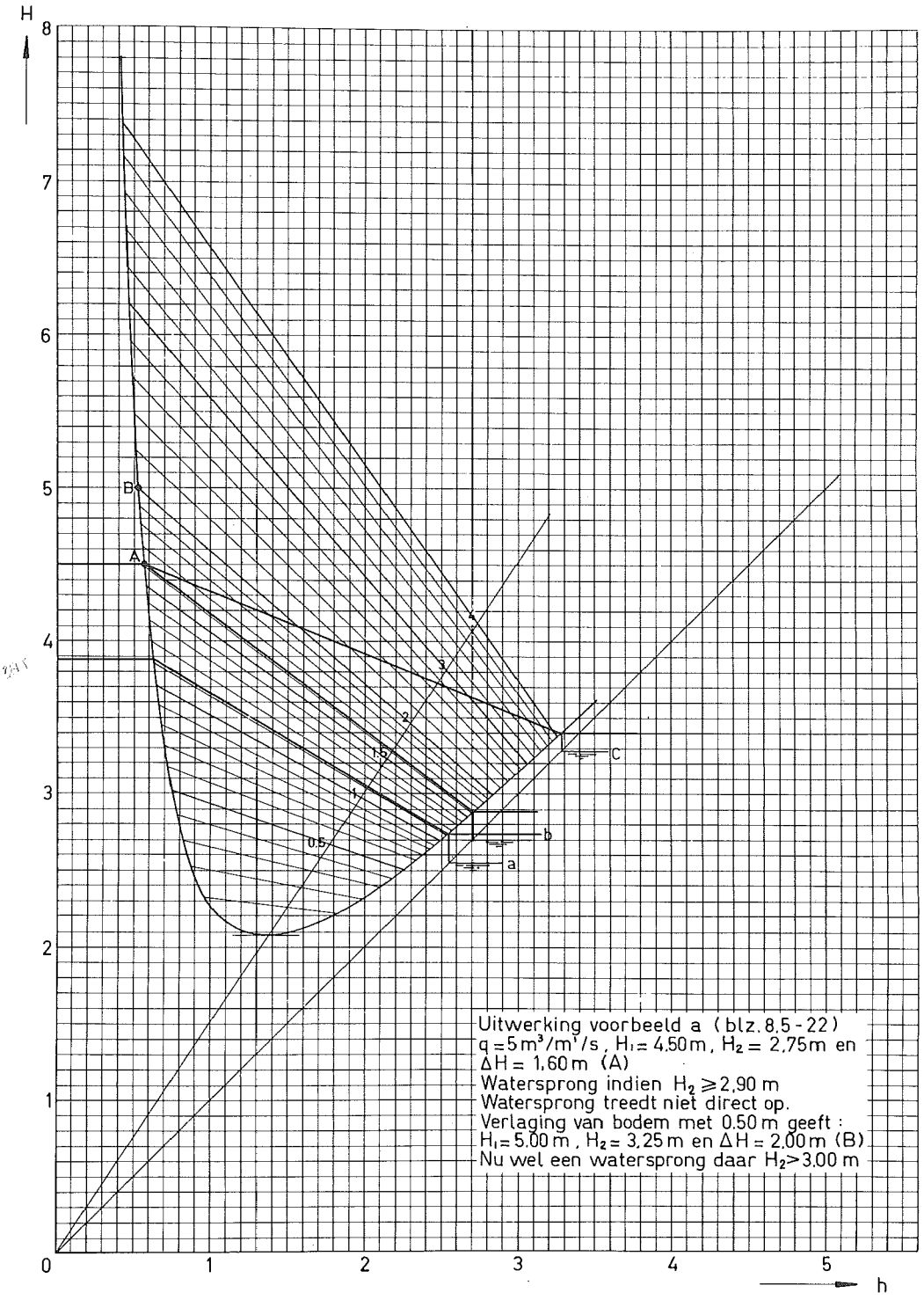

H
8
7
6
5
4
3
2
1
0
1
2
3
4
5
h
A
B
C
a
b
0.5
1
1.5
2
3
4
Uitwerking voorbeeld a (blz. 8.5 - 22)
q = 5 m³/m'/s, H₁ = 4.50 m, H₂ = 2.75 m en
ΔH = 1.60 m (A)
Watersprong indien H₂ ≥ 2.90 m
Watersprong treedt niet direct op.
Verlaging van bodem met 0.50 m geeft :
H₁ = 5.00 m, H₂ = 3.25 m en ΔH = 2.00 m (B)
Nu wel een watersprong daar H₂ > 3.00 m

fig. 8.5-9.

Zolang de waterspiegel hetzij in het schietende, hetzij in het stromende gebied blijft kunnen we met stuwkromme-berekeningen van de ene evenwichtsdiepte naar de andere komen onder verwaarlozing van vertragingsverliezen. Gaan we nu echter van schieten naar stromen, dan moet het watersprongverlies in rekening worden gebracht.

Een typisch voorbeeld hiervan is een kunstwerk (aflaatwerk, stuw, enz.) waarbij schietend water op een stromende rivier wordt afgelaten. Gegeven is dan meestal verhang, waterstand en energiehoogte van het stromende rivierwater, benevens waterspiegel en energiehoogte van het schietende water direct benedenstrooms van de opening. Het zou nu wel zeer toevallig zijn als het verschil tussen de energiehoogten precies overeenstemt met het vereiste vertragingsverlies voor de watersprong. Een en ander is nader aangegeven in fig. 8.5-10, terwijl in fig. 8.5-9 de bijbehorende vertragingsverliezen zijn bepaald (alles dus voor $q = 5\ m^3/m'/s$).

In voorbeeld b doet het toeval zich voor dat direct een watersprong optreedt. Er is nog juist schietend water beneden de schuif; er is dus nog geen invloed van beneden op de afvoer door de schuif; het schietend water is nog juist niet door de dekwals afgedekt voordat de sprong met de dekwals optreedt.

In voorbeeld a is de benedenwaterstand lager; hierbij behoort een watersprong met een kleinere H en een grotere waterdiepte. Dit wil dus zeggen dat het schietend water eerst een portie energie kwijt moet raken voor de sprong kan optreden. Het water blijft schieten en verliest snel energie. In het voorbeeld moet de H eerst dalen van $4{,}50\ m^+$ tot $3{,}85\ m^+$; de bijbehorende waterdiepte loopt dan op van 0,57 m tot 0,62 m. Volgens Chézy (met een C-waarde van $30\ m^{\frac{1}{2}}/s$) kan de lengte worden berekend waarover het schietend water doorschiet, nl.

$$q = C\ h^{3/2}\ I^{\frac{1}{2}}$$

$$\text{of} \quad q\ l^{\frac{1}{2}} = C\ h^{3/2}\ (I\ l)^{\frac{1}{2}} = C\ h^{3/2}\ z^{\frac{1}{2}}$$

$$l = \frac{C^2\ h^3\ z}{q^2}$$

hierin is

$$z = 4{,}50 - 3{,}85\ m = 0{,}65\ m$$

$$h = \frac{0{,}57 + 0{,}62}{2} = 0{,}60\ m$$

$$C = 30\ m^{\frac{1}{2}}/s$$

$$q = 5\ m^3/m'/s$$

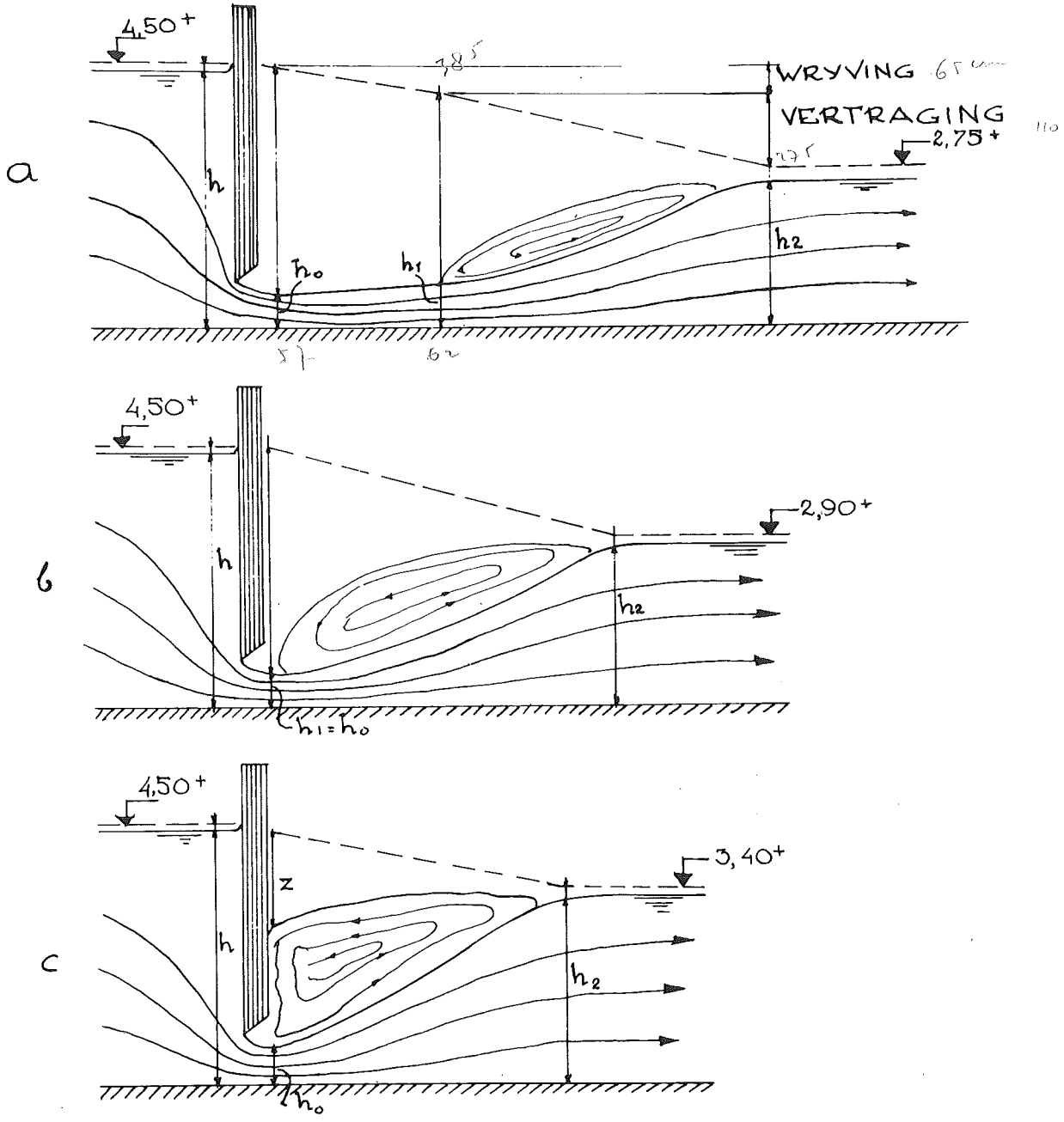


fig. 8.5-10.

dit geeft:

$$l = \frac{30^2 \cdot 0{,}60^3 \cdot 0{,}65}{5^2} = 5{,}05 \text{ m.}$$

Daarna volgt de watersprong. Hierna hebben we dan nog verwaarloosd dat in de watersprong ook nog normale wrijvingsverliezen aanwezig zijn.

In voorbeeld c is de waterspiegel benedenstrooms hoger dan overeenkomt met het vereiste energieverlies in de watersprong. De dekwals overdekt het uitstromende water, er treedt drukhoogte op van de dekwals welke de term $\frac{v^2}{2g}$ verkleint. We krijgen de verdronken watersprong en we mogen de formules voor maximum afvoer niet meer toepassen. De afvoer wordt nu bepaald door de benedenwaterstand (het verval z in voorbeeld c), er is geen schietend water meer, en de afvoer neemt met een sprong af.

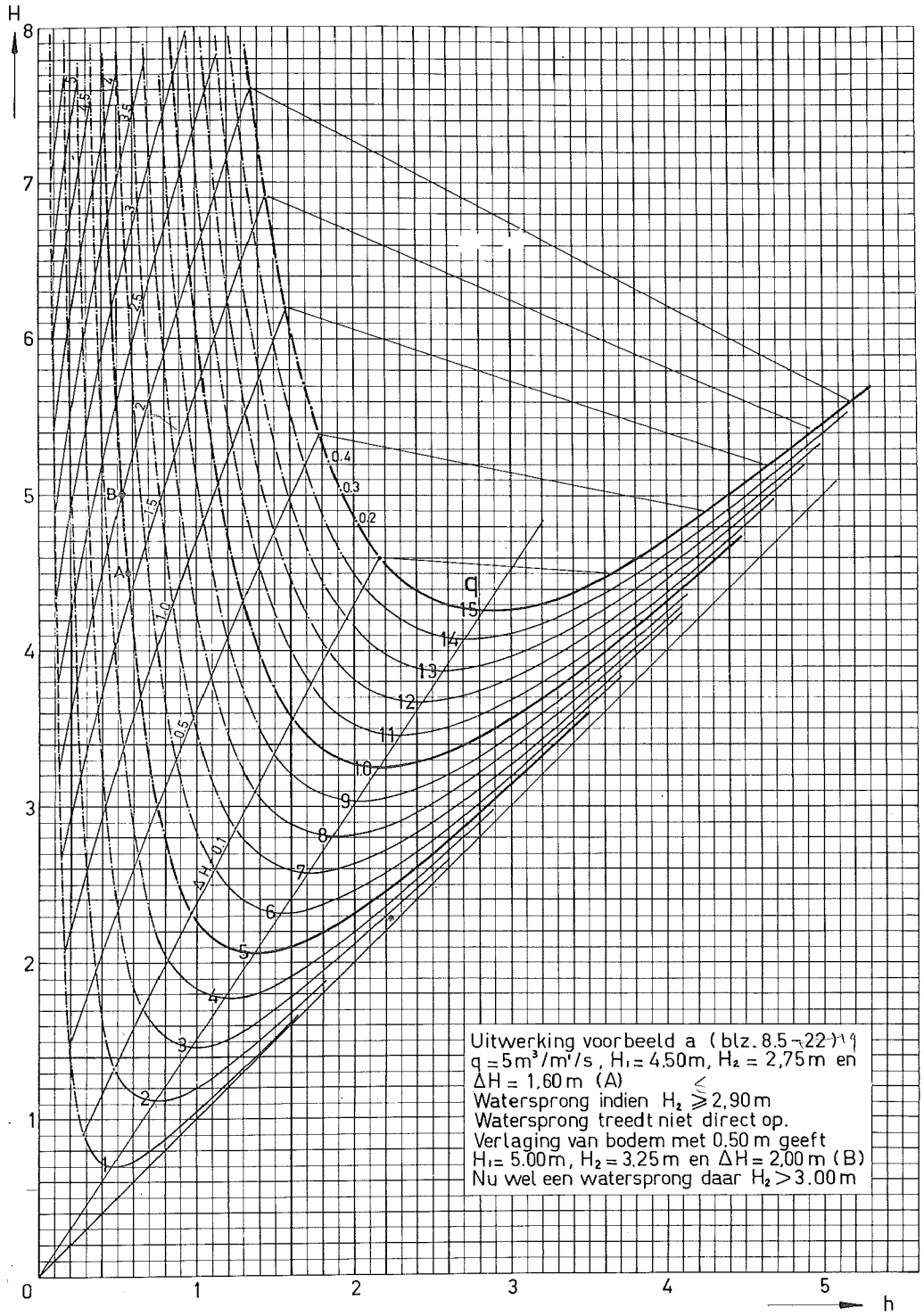
Bij onze waterbouwkundige werken zullen we altijd toestand c willen hebben. Bij toestand a moeten we kostbare bodemverdedigingen aanbrengen tegen het agressieve schietende water; bij toestand b is de situatie zeer labiel. We zullen dus veilig in toestand c willen zitten, en wel voor alle situaties welke kunnen optreden. Het hele afvoerprogramma moet dus bekeken worden; ook moet goed nagegaan worden welke slingeringen in benedenstand kunnen optreden (translatiegolven, scheepsgolven, enz.).

Met de eerder gegeven formule is na te gaan of we veilig zitten. In fig. 8.5-11 is voor afvoeren van 1 - 15 $m^3/m'/s$ aangegeven hoe het vertragingsverlies verloopt. In deze figuur is aan de zijde van het schietende water aangegeven welk vertragingsverlies ΔH bij een bepaald energieniveau H_1 mogelijk is. Een watersprong treedt dus op zodra hierdoor het energieniveau H_2 aan de stromende zijde bereikt kan worden, dus als $H_1 - \Delta H \leqslant H_2$.

De vraag is nu welke maatregelen we moeten en kunnen nemen als we niet veilig zitten, dus als er kans is op doorschietend water. Waterstandsverhoging benedenstrooms geeft altijd een remedie, maar deze oplossing is meestal niet mogelijk of wenselijk. Deze oplossing is niet mogelijk als het gaat om een vrijstromende rivier, die zelf de waterstand bepaalt. Is de rivier benedenstrooms niet vrijstromend of gaat het om een kanaal dan kan de waterstand wel opgezet worden maar dit is vaak om andere redenen ongewenst.

Het snel omlaag brengen van de energiehoogte H van het schietende water door middel van extra wrijving (bodemruwheid, obstakels, enz.) kan een oplossing geven in sommige gevallen. Echter niet bij onderafvoer; men is dan steeds te laat daar het water toch nog eerst een eindweegs doorschiet. Dergelijke middelen worden wel toegepast maar dan is het om de snelheidsverdeling van het reeds stromende water te beïnvloeden. Bij bovenafvoer is deze oplossing wel mogelijk. Men laat het water dan niet vrij naar beneden vallen over een scherpe kruin maar afstromen over de achterwand van de dam.

In fig. 8.5-12 is het verschil aangegeven. Men beperkt niet alleen de lengte B-C, maar kan ook de lengte A-B verkleinen. Bij vrije val volgt de waterstraal namelijk een parabool indien onder de straal de atmosferische druk wordt gehandhaafd.


H
h
q
Uitwerking voorbeeld a (blz. 8.5-22)
q = 5 m³/m'/s , H₁ = 4.50 m, H₂ = 2,75 m en
ΔH = 1,60 m (A)
Watersprong indien H₂ ≧ 2,90 m
Watersprong treedt niet direct op.
Verlaging van bodem met 0,50 m geeft
H₁ = 5.00 m, H₂ = 3,25 m en ΔH = 2,00 m (B)
Nu wel een watersprong daar H₂ > 3.00 m

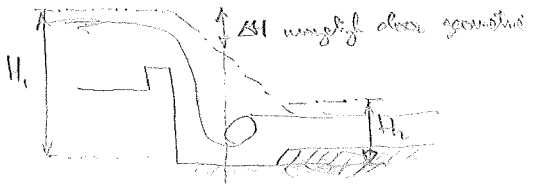


fig. 8.5-11.

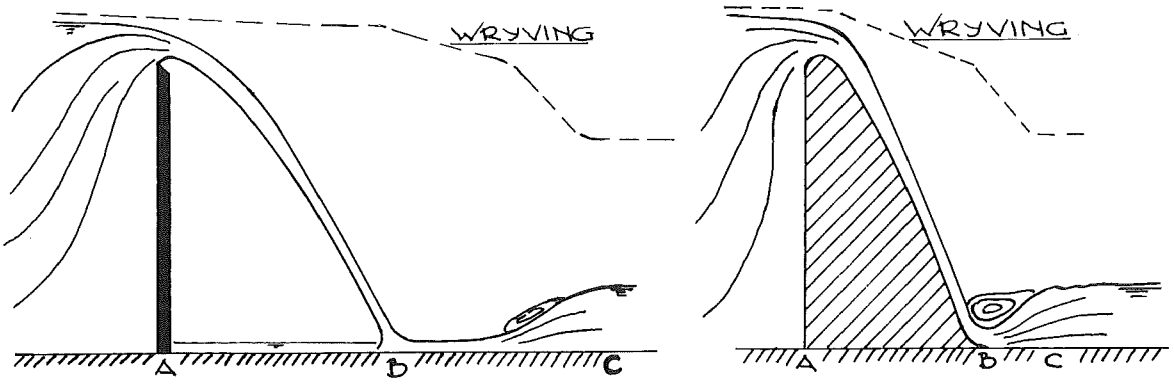


fig. 8.5-12.

Bij wandafstroming kan men een zekere onderdruk toelaten waardoor de straal sterker afgebogen wordt. Hoe ver men hiermee kan gaan wordt experimenteel bepaald; in verschillende handboeken wordt dit behandeld. Tenslotte zal door de sterkere kromming van het water dat over de kruin stroomt, de afvoercoëfficiënt toenemen. Indien er dan bovendien nog constructieve voordelen bestaan, zal men voorkeur geven aan een dergelijke gewichtsstuwdam.

Een andere oplossing om te verhinderen dat schietend water optreedt is het verkleinen van de afvoer per strekkende meter. Uit de grafiek zien we namelijk dat bij kleiner q het vertragingsverlies toeneemt. We kunnen dus de breedte van het kunstwerk vergroten bijvoorbeeld door toepassing van gebogen afvoeropeningen, zoals bij de stuw Hagestein in de Rijnkanalisatie. Meestal zal het echter goedkoper zijn om de oplossing te zoeken in een verdieping van de vloer benedenstrooms. Deze verdieping wordt veelal met de misleidende naam woelbak bestempeld.

Wat is nu het effect van een dergelijke "woelbak"? Dit kan duidelijk worden gemaakt aan de hand van toestand a van de figuren 8.5-9 en 8.5-10 alwaar schietend water optreedt. We moeten in de getekende toestand (fig. 8.5-10) eerst van 4,50 m^+ naar 3,85 m^+ zakken om te kunnen springen naar 2,75 m^+ (ΔH = 1,10 m).

Wat gebeurt er nu als we de vloer 0,50 m verlagen? Het 0-punt van de grafiek komt dan een halve meter lager; de energiehoogte neemt met eenzelfde bedrag toe, we gaan naar H = 5 m. Bij deze grotere H is ΔH groter. Volgens de harplijnen van de grafiek kan van H = 5,00 m gesprongen worden naar H = 3,00 m, waarbij dus ΔH = 2,00 m. Daar ook benedenstrooms een basisverlaging van 0,50 m heeft plaats gehad, is de energiehoogte hier niet meer 2,75 m maar 3,25 m. H is hier dus groter dan 3,00 m, zodat direct een watersprong zal optreden.

Het effect ligt dus hierin dat door vergroting van H de waarde van ΔH snel toeneemt, vooral aan de kant van het stromende water.

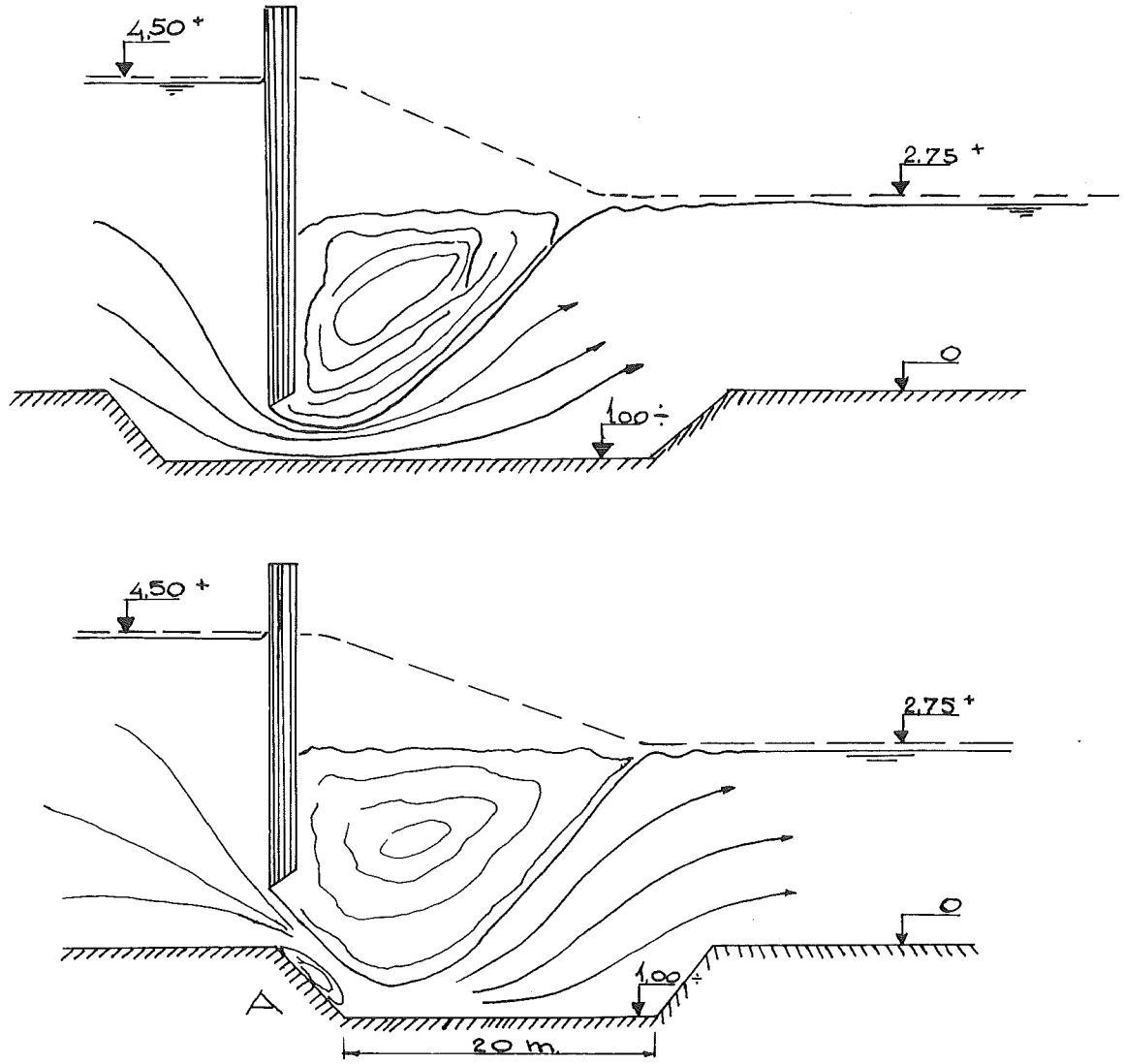


fig. 8.5-13.

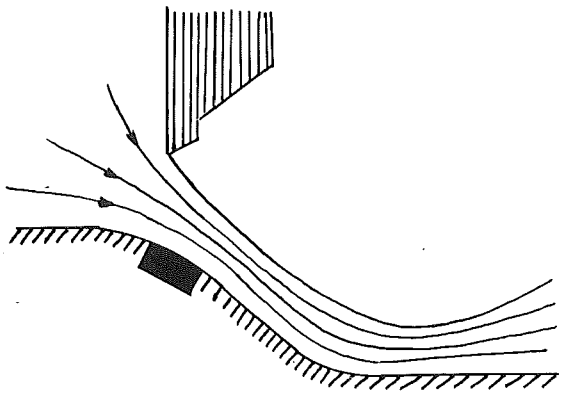


fig. 8.5-14.

In fig. 8.5-13 is een vloerverlaging getekend. Deze behoeft echter niet over de gehele lengte van de vloer doorgevoerd te worden. Dit zou o.a. extra kosten van de schuif betekenen. We behoeven de verdieping alleen ter plaatse van de watersprong aan te brengen. Deze verdieping zullen we echter wel ruimer nemen dan de berekende om geen risico te lopen; dus in plaats van de bovenberekende 0,50 m liever 1 meter.

Verder is het nog mooier om de knik van de verdieping zodanig aan te brengen dat geen neer in de knik ontstaat zoals in bovenstaande figuur bij A. Theoretisch is dus beter zoals aangegeven in fig. 8.5-14.

De lengte van de watersprong (L) is theoretisch nog niet te bepalen; er blijkt een verband te bestaan met de term

$$\frac{v_1}{\sqrt{g\,h_1}} \quad \text{en met } h_2.$$

Empirisch is dit verband als volgt gelegd (fig. 8.5-15.).

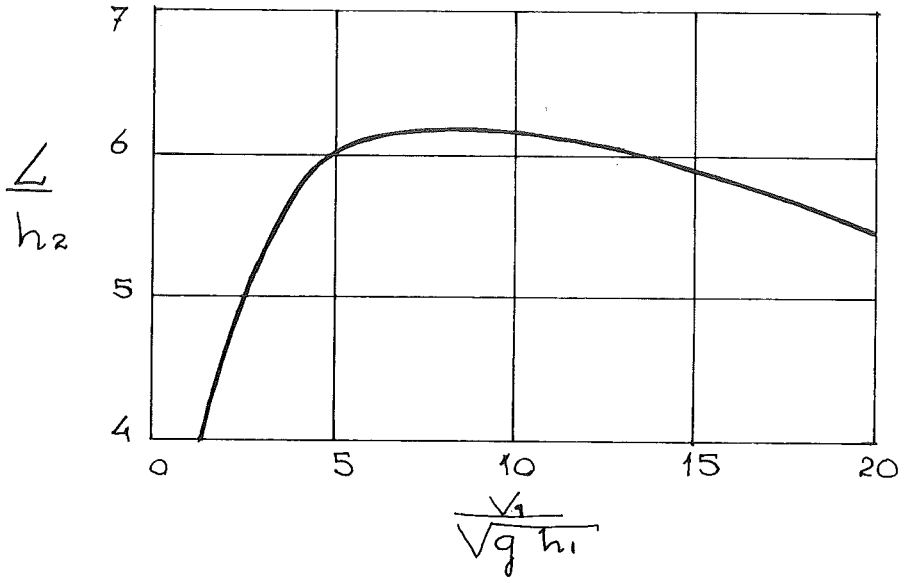


fig. 8.5-15.

Bij benadering wordt in de literatuur de lengte van de sprong soms 5 à 7 maal het verschil tussen h_1 en h_2 genomen. In ons voorbeeld is:

$v_1 = \pm 8{,}30$ m/s

en $\sqrt{g\,h_1} = \pm 2{,}40$ m/s.

Dus $\frac{v_1}{\sqrt{g\,h_1}} = 3{,}5$, waarbij $\frac{L}{h_2} = 5{,}5$ en L = 5,5 x 3,75 = ± 20 meter.

Hebben we bovenafvoer met vrije overstortende straal dan dienen we deze lengte te rekenen vanaf het punt waar de straal neerkomt.

In de praktijk heeft men nog allerlei andere soorten woelbakken; deze zal men bij eventuele toepassing in model moeten onderzoeken. Een bekend voorbeeld is de hellende vloer waarbij het water doorschiet totdat de diepte onder de benedenwaterspiegel zo groot is geworden dat de waterprong optreedt (fig. 8.5-16). Bij verschillende afvoeren en benedenwaterstanden is hier dus een verschuiving in de plaats van de watersprong.

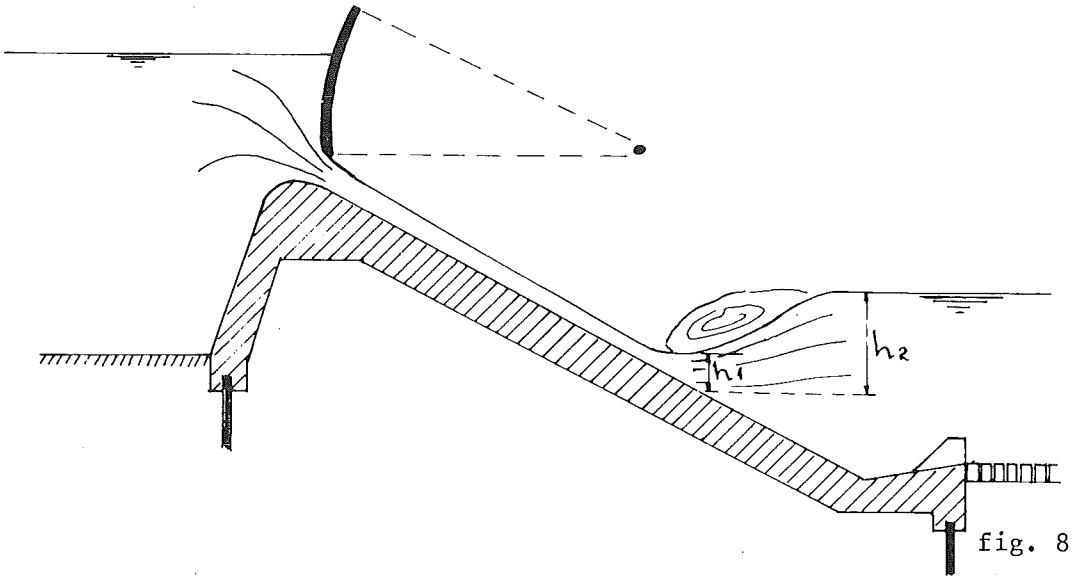


fig. 8.5-16

c. Het sterk turbulente gebied beneden de waterprong

Zoals in het voorgaande is besproken zal het door of over het kunstwerk afgevoerde water eerst versnellen - waarbij een weinig turbulente en vrij uniforme snelheidsverdeling zal optreden - en vervolgens sterk vertragen, hetzij in een vrije watersprong, als schietend water is opgetreden, hetzij in een verdronken watersprong, als schietend of snel stromend water overgaat in langzaam stromend water. Hierbij treedt een aanzienlijk energieverlies op. Het afstromende water neemt weliswaar het gehele dwarsprofiel in beslag, maar de snelheidsverdeling in dit dwarsprofiel is niet gelijkmatig. Het water kan als geheel slecht vertragen. Delen van de watermassa behouden nog geruime tijd de snelheid uit het versnellingsgebied; er treden uitschieters op, gecompenseerd door plaatsen in het dwarsprofiel waar de vertraging zeer sterk is, zodat zelfs plaatselijk tegenstroom ontstaat. Dit verschil in snelheden veroorzaakt dus extra wrijving en daarmee extra energieverhang. Door de langs elkaar bewegende

stromen ontstaan weer wervels zowel met horizontale als verticale as. Deze wervels worden door de stroom meegenomen en krijgen daardoor een eigen richting van voortbeweging. Door al deze bewegingen, welke instabiel zijn en onophoudelijk van plaats veranderen, ontstaat de grote variatie in snelheden zowel in X-, Z- als Y-richting, de turbulentiespectra. Met de tijd dempt deze variatie in snelheid geleidelijk uit totdat na een kortere of langere tijd, dus een kleinere of grotere afstand een normale snelheidsverdeling met normaal turbulentiespectrum is bereikt (fig. 8.5-17).

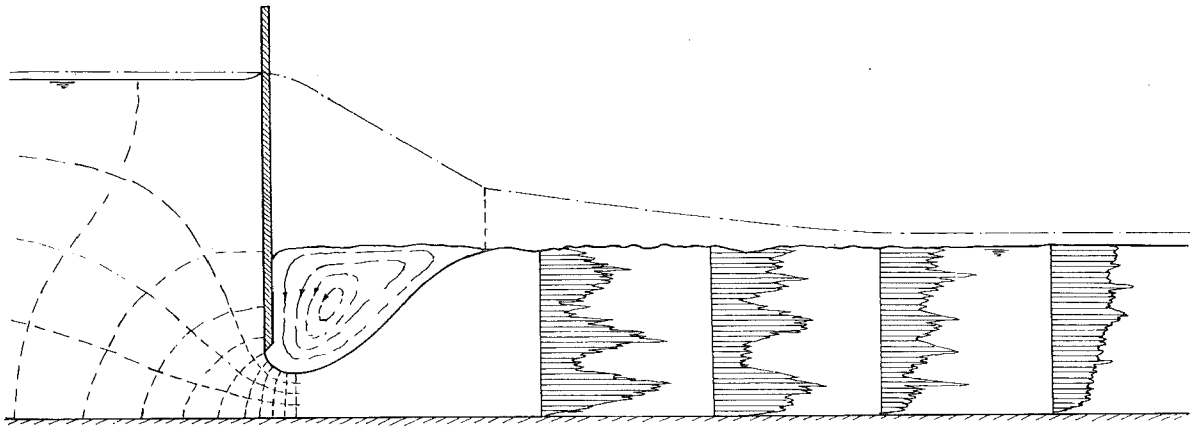


fig. 8.5-17.

Deze tijd of afstand van uitdempen hangt onder meer af van de hoeveelheid van beweging van de uitschieters (m.v), en van de waterdiepte en gemiddelde stroomsnelheid meer benedenstrooms. Zeer vele onderzoekingen zijn reeds gedaan om het verschijnsel beter te leren kennen en om zo mogelijk formules op te stellen voor de uitdemping. Nog steeds moet men bij grote kunstwerken modelproeven uitvoeren om een indruk te krijgen betreffende de te verwachten toestanden; en nog steeds zal men bij kleinere kunstwerken aan de veilige kant willen blijven bij het bepalen van de afmetingen en de sterkte van stortebedden. Want dit is het, waar het steeds om gaat: hoever moet de bodemverdediging worden doorgetrokken opdat geen ontoelaatbare ontgronding meer optreedt benedenstrooms van de verdedigde bodem. De snelheids- en drukvariatie geeft namelijk een vergrote transportcapaciteit, en dus opname van bodemmateriaal.

De uiteindelijke evenwichtsligging van de bodem benedenstrooms wordt beïnvloed door het al dan niet optreden van doorgaand zandtransport in bepaalde perioden. Zo zal bij een schutsluis welke periodiek schutwater loost op het kanaal geen doorgaand zandtransport optreden. Indien het stortebed te kort is zal

benedenstrooms ontgronding optreden; er vormt zich geleidelijk een kuil welke tenslotte zo diep is geworden dat geen verdere ontgronding meer optreedt. Dit is een tijdprobleem, waarbij tenslotte een evenwicht ontstaat.

Bij een beweegbare rivierstuw die een deel van het jaar openstaat zal daarentegen een kuil zich gaan vormen in de gestuwde periode. In de periode dat de rivier openstaat zal doorgaand zandtransport optreden; de kuil kan zich ten dele weer opvullen. Nu ontstaat sneller een gemiddelde evenwichtstoestand, echter met variaties van de bodem.

Bij het ontwerpen van waterafvoerende constructies zal men er steeds naar streven om de turbulenties zo snel mogelijk uit te dempen. Dit kan bijvoorbeeld bereikt worden door de richting van uitstroming en de richting van verdere afstroming verschillend te doen zijn. Voorbeelden hiervan zijn verticale uitstroming naar boven of beneden in woelkelders (fig. 8.5-18 en 19), het breken van de uitschieters door balken, het laten opspringen van het afstromende water met behulp van een neus (fig. 8.5-20), of zoals bij sommige schutsluizen het water van weerskanten op elkaar laten stoten (fig. 8.5-21). Dergelijke oplossingen zijn voor normale waterafvoerende kunstwerken vaak duurder dan uitbreiding van het stortebed, zodat toepassing in die gevallen geen zin heeft.

Een andere oplossing is het breken van de grote uitschietende watermassa's in kleinere massa's met behulp van roosterwerken (fig. 8.5-22). De massa's van de uitschieters worden daardoor verkleind waardoor sneller uitdemping optreedt. Bovendien wordt een extra weerstand en dus een extra verval opgewekt in alle openingen van het rooster zodat een meer gelijkmatige snelheidsverdeling optreedt. Dergelijke roosters zijn bij verschillende werken echter slecht toepasbaar, omdat zij onder bepaalde omstandigheden verwijderd moeten zijn. In vele gevallen zit er daarom niets anders op dan het sterk turbulente afstromende water te accepteren en benedenstrooms middelen toe te passen welke versnelde demping geven.

Bij de bespreking van mogelijke oplossingen zullen we onderscheid maken tussen een twee-dimensionale en een meer gecompliceerde drie-dimensionale toestand. Twee-dimensionaal wordt de toestand genoemd waarbij in elke langsdoorsnede in principe dezelfde wijze van stroming en turbulentie optreedt. Drie-dimensionaal is de toestand waarbij een scherpe overgang bestaat in Y-richting, hetzij door een smalle discontinuïteit (een pijler bijvoorbeeld), hetzij door een brede discontinuïteit (een gesloten afvoeropening of een kunstwerkbeëindiging naast een open afvoeropening).

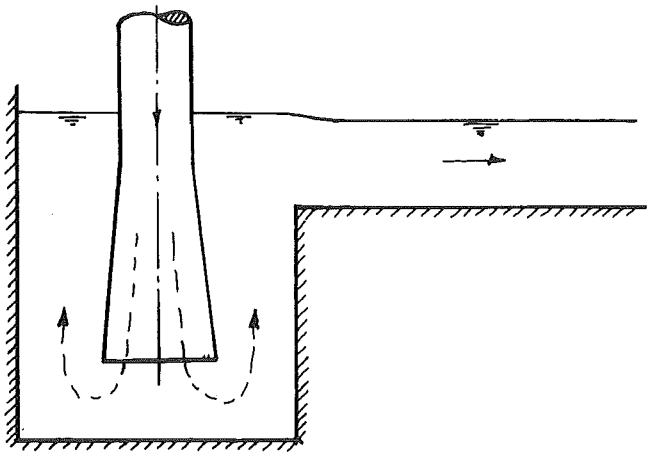


fig. 8.5-18.

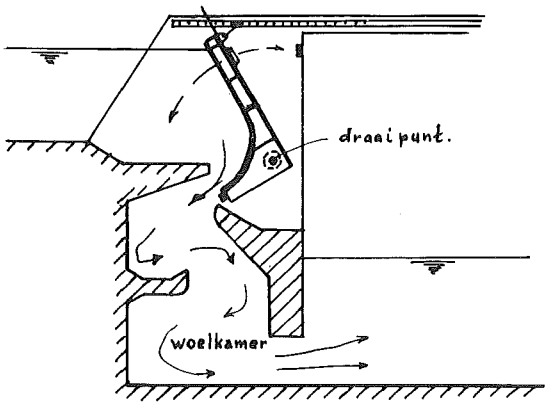
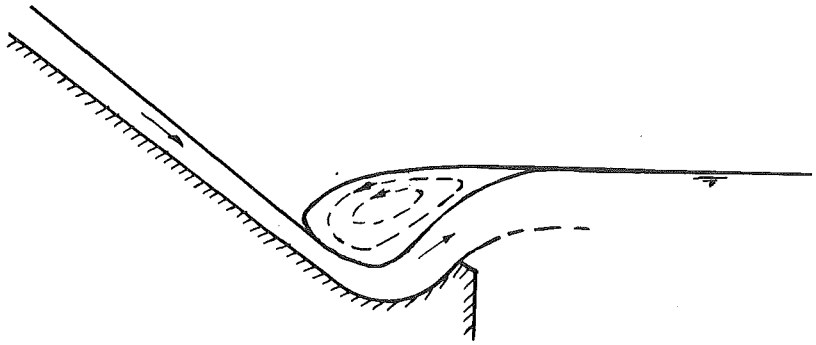


fig. 8.5-19.



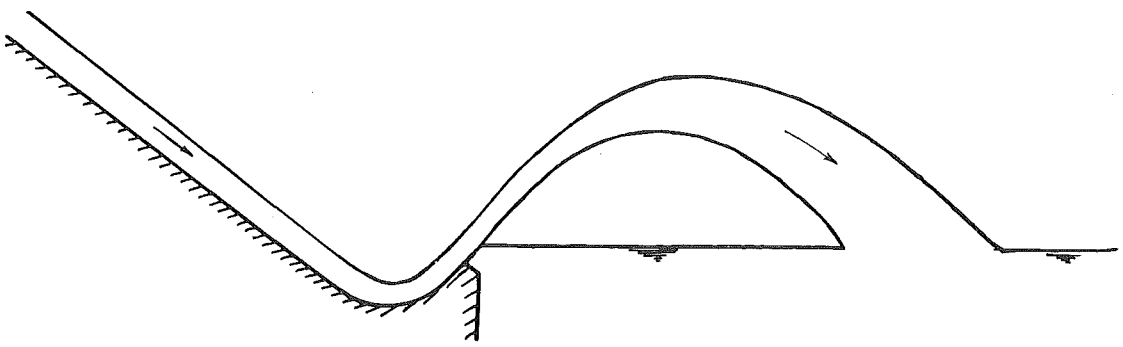


fig. 8.5-20.

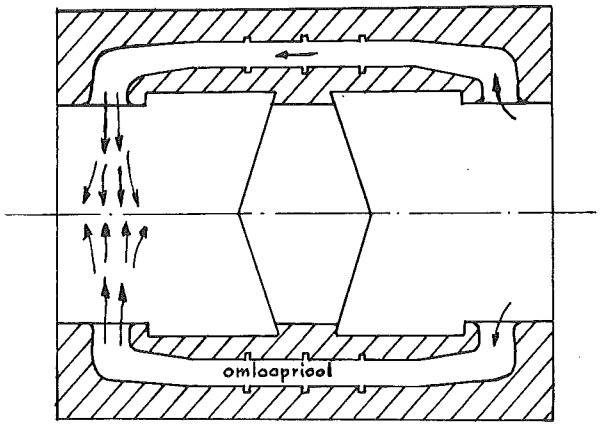


fig. 8.5-21.

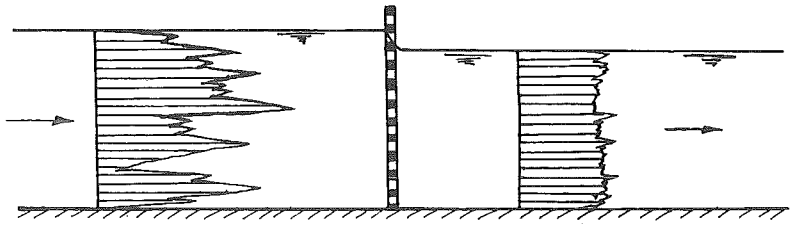


fig. 8.5-22.

Allereerst het twee-dimensionale vraagstuk. Daarbij kan men weer onderscheid maken tussen:

a. de bodem blijft in X-richting steeds even hoog;
b. de bodem benedenstrooms ligt hoger dan de bodem direct na de uitstroming;
c. de bodem benedenstrooms ligt lager (of komt door ontgronding lager te liggen) dan de bodem direct na de uitstroming.

In het eenvoudigste geval a blijft het dwarsprofiel dus constant; het stroombeeld zal geleidelijk minder turbulent worden. Men kan de verdediging van bodem en oevers dus doortrekken tot een normaal stroombeeld is verkregen. Dit betekent een lange verdediging van enige tot vele malen de waterdiepte (afhankelijk van vroeger genoemde factoren). Het oppervlak van deze verdediging wordt groot; zettingen moeten dus opgenomen kunnen worden. Zoals we ook reeds eerder zagen moet de constructie grondwateroverdrukken verhinderen; de constructie moet dus open zijn. Dit leidt tot een filterzetwerk (b.v. betonblokken) of filterbestorting.

Hierbij moeten we er voor zorgen, dat de doorlatendheid (Darcy coëfficiënt k_2) van dit filter groter is dan de doorlatendheid (k_1) van de bodem.
We krijgen dan de situatie zoals deze door de lijn b is weergegeven (fig. 8.5-23).

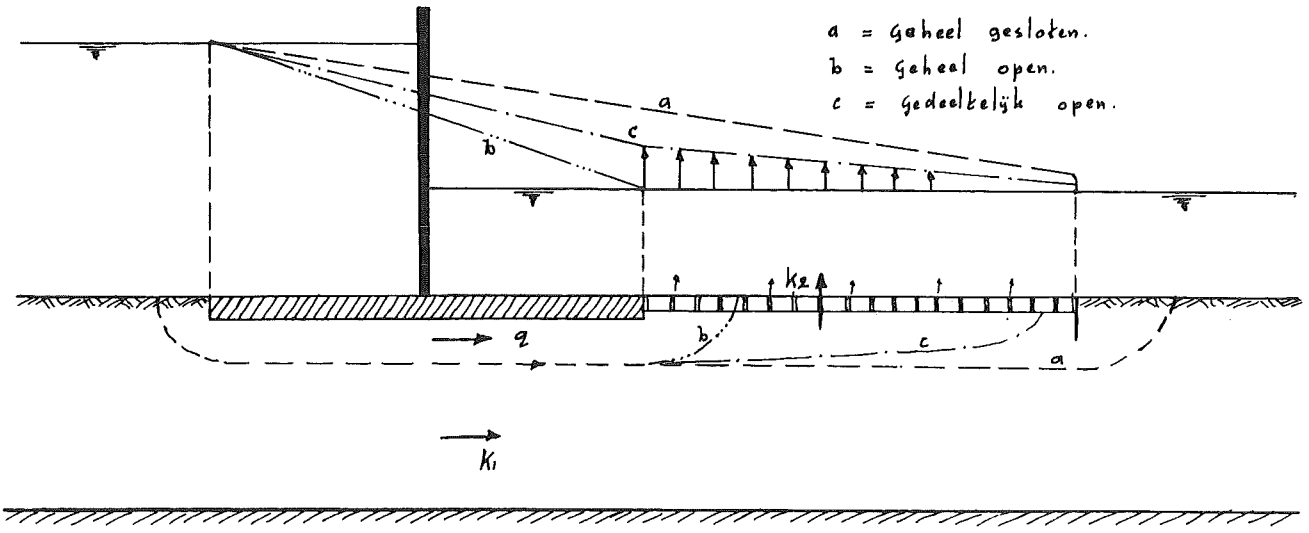
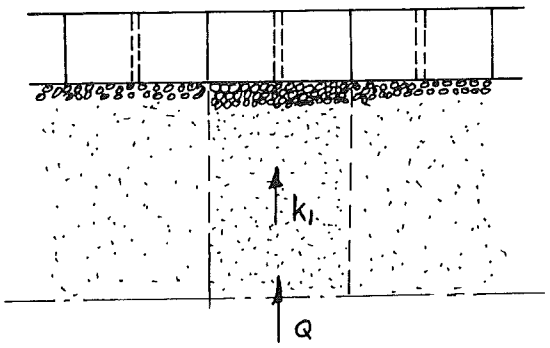


fig. 8.5-23.

Maken we $k_2 < k_1$, dan ontstaat de situatie zoals deze door de lijn c is weergegeven. Is k_2 gelijk aan nul, wat wil zeggen dat de constructie zich als een dichte constructie gedraagt, dan krijgen we de situatie weergegeven door lijn a.

Volgens Darcy geldt voor de grond dat het specifieke debiet $q = k\ i = \frac{Q}{A}$. De werkelijke gemiddelde snelheid van het grondwater is dan $\bar{v} = \frac{Q}{n\ A} = \frac{k\ i}{n}$, waarin n het holtepercentage voorstelt. Passen we een filterconstructie toe bestaande uit een zinkstuk met bestorting of een filterconstructie van lagen steen, dan voldoen we altijd aan de eis dat $k_2 > k_1$. Passen we echter betonblokken toe, dan dienen we te controleren of de voegen en de eventueel aangebrachte buisjes voldoende doorlatendheid garanderen. We kunnen dit als volgt berekenen.
Indien we buisjes aanbrengen, dan ontstaat de volgende situatie, aangenomen dat de voegen niet meedoen (fig. 8.5-24).



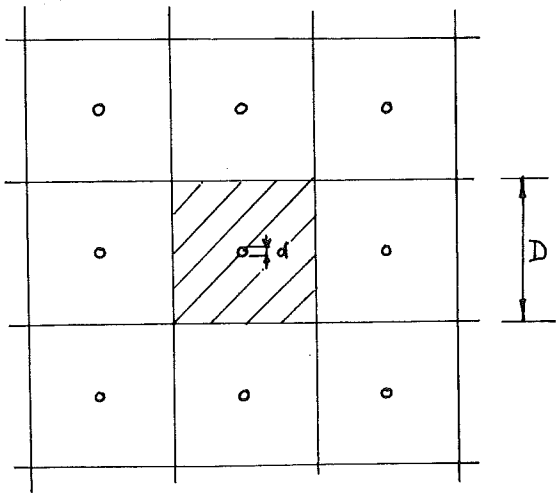


fig. 8.5-24.

In de grond:

$$\bar{v} = \frac{Q}{n\,D^2} = \frac{k_1\,i}{n},$$

waaruit $Q = (k_1\,D^2)\,i$.

In het buisje:
Gezien de geringe snelheid hebben we hier te maken met laminaire stroming, dus voor een cirkelvormig buisje:

$$\bar{v} = \frac{g\,d^2}{32\,\nu} \cdot i = \frac{Q}{\frac{\pi}{4}\,d^2},$$

waaruit $Q = \frac{\pi\,g\,d^4}{128\,\nu} \cdot i$

Volgens de continuïteit moet dus gelden (bij gelijke i):

$$k_1\,D^2 = \frac{\pi\,g\,d^4}{128\,\nu}, \text{ of } k_1 = \frac{\pi\,g}{128\,\nu} \cdot \frac{d^4}{D^2}$$

Voorbeeld

$\nu = 10^{-6}\ m^2/s$

$g = 9{,}81\ m/s^2$

$k_1 = 10^{-2}$ à 10^{-3} cm/s $= 10^{-4}$ à 10^{-5} m/s.

Dit ingevuld geeft:

$$\frac{d^4}{D^2} = \frac{128 \cdot 10^{-6} \cdot 10^{-4}}{\pi \cdot 9{,}81} = \frac{4{,}16}{10^{10}}$$

$$\frac{d^2}{D} = \frac{2{,}04}{10^5} \text{ of } d^2 = \frac{20{,}4}{10^6}\,D$$

Nu is $d = \frac{4{,}5}{10^3}\sqrt{D}$ (d en D in m).

Voor blokken van 0,40 x 0,40 m^2 wordt

$$d = \frac{4,5}{10^3}\sqrt{0,40} = \frac{4,5 \times 0,632}{10^3} = 0,0028 \text{ m of } d = 3 \text{ mm}.$$

Een dergelijke berekening kunnen we ook opzetten indien de voegen moeten zorgen voor filterwerking. Ook nu blijkt de voeg zeer klein te kunnen zijn.

Moeilijker wordt het vraagstuk indien de benedenwaterstand plotselinge slingeringen vertoont b.v. door scheepsgolven, translatiegolven, enz., of wanneer t.g.v. sterke turbulentie de snelheidshoogte plotseling plaatselijk sterk toeneemt. De vraag is hierbij hoe snel de drukverandering in de bodem kan doordringen. Het ene extreme is dat de drukverandering oneindig snel zich voortplant in het grondwater (losse stortsteen). Dan heeft de plotselinge waterstandsverandering dus geen verhangversterking in het filter tengevolge, maar wel in de ondergrond. Bij losse stortsteen behoeft dus niet de stromingsdruk in rekening te worden gebracht, maar wel de geïntroduceerde extra overdruk bij zeer snelle waterstandsdaling. De berekening vertoont dan geen verschil met de hieronder gegeven berekening van een dichte afdekking. Dit wordt wel gunstiger indien de snelheid van waterstandsverandering dh/dt kleiner wordt.

Het andere extreme is dat de drukverandering zich in het geheel niet kan voortplanten in de bodem (dichte afdeklaag van asfalt, enz.). Voor alle veiligheid nemen we dit ook aan voor een gladde betonblokkenverdediging met poriën. In dat geval moeten we bij het bestaande drukverval over de plaatdikte optellen het plotseling optredende hoogteverschil van het piëzometrisch niveau. Vroeger werd dit reeds behandeld in paragraaf 6.4.; zie figuur 6.4-11. In dat geval was als totale overdruk de hoogte z aangehouden.

Hebben we een bestorting waarbij zowel de sleepkracht van het stromende water als de overdruk onder de bestorting een rol speelt dan kunnen we voor de bepaling van het gewicht van de stortsteen het beste de formules van paragraaf 6.4. gebruiken, waarbij we een schijnbare Δ invoeren. Door de opwaartse stroming lijkt het namelijk of het soortelijk gewicht van de steen afneemt.

Stellen we de schijnbare dichtheid van de plaat of de stortsteen voor door ρ_s' en de schijnbare relatieve dichtheid door Δ', dan wordt het schijnbare resterende gewicht van de steen:

$$\rho_s' \, g \, d = \rho_w \, g \, h + \rho_s \, g \, d - \rho_w \, g \, (h + d + x)$$

of na deling door $\rho_w \, g \, d$:

$$\frac{\rho_s'}{\rho_w} = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} - \frac{x}{d},$$

$$\Delta' = \Delta - \frac{x}{d}.$$

De waarde x is in dit geval samengesteld uit het normale drukverschil boven en onder de afdekking (bij open bestorting dus i.d) plus de plotselinge daling van het piëzometrisch niveau.
Is de totale overdruk onder de plaat bijvoorbeeld 0,1 m en de dikte van de plaat 0,2 m, dan vinden we dus:

$$\Delta' = 1{,}65 - \frac{0{,}1}{0{,}2} = 1{,}15.$$

Na de behandeling van de grondwaterinvloed keren we terug naar de invloed van het stromende water, indien de snelheidsverdeling in de verticaal niet normaal is, hetgeen veroorzaakt kan worden door de onder b en c genoemde verandering in hoogteligging van de bodem.
Geval b zal resulteren in een toename van de gemiddelde snelheid, hetgeen een relatief sterkere toename van de bodemsnelheid ten gevolge heeft.
Geval c zal enerzijds de gemiddelde snelheid doen afnemen, doch anderzijds een toename van de turbulentie kunnen veroorzaken. Bij de bespreking van de stortebedden van de Haringvlietsluizen op blz. 8.5-35 wordt verder op dit geval ingegaan.
We zullen er nu op moeten letten dat de snelheidsverdeling in de verticaal overeenkomt met de snelheidsverdeling op de onbeschermde bodem. Passen we dus een zeer gladde verdediging toe dan moet, voordat we overgaan naar de onverdedigde bodem, een ruwe overgang aanwezig zijn. De beëindiging van het stortebed moet bovendien eventuele kleine ontgrondingen kunnen volgen; de beëindiging moet dus flexibel zijn. In vele gevallen zal deze ontgronding echter zo groot worden dat tot andere maatregelen moet worden overgegaan.
Vroeger werd aan het eind van het stortebed vaak een opstaande balk toegepast, die het water omhoog dwong (fig. 8.5-25). Hierdoor wordt voorkomen dat er direct achter het kunstwerk grote ontgrondingen ontstaan.
Het water zal echter op enige afstand van het kunstwerk weer naar beneden duiken, waardoor de ontgronding daar veel groter kan worden. Een dergelijke constructie heeft men o.a. toegepast bij de spuisluis te IJmuiden.

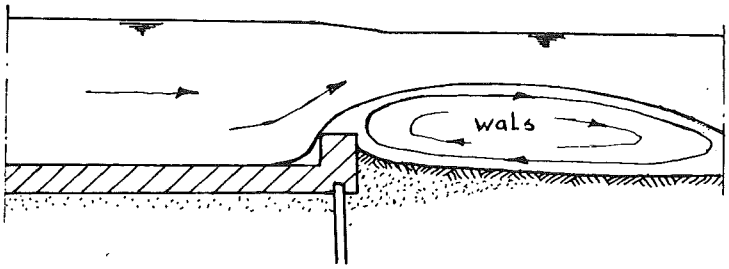


fig. 8.5-25.

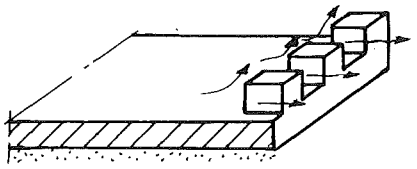


fig. 8.5-26

Beter is het wanneer deze balk vervangen wordt door z.g. tanden. Tussen de tanden kan het water gewoon doorstromen, terwijl dit ter plaatse van de tanden omhoog wordt gedrukt (fig. 8.5-26).
Hierdoor ontstaat er een zeer sterke uitwisseling van de verschillende waterstromen; waardoor een gelijkmatiger stroom ontstaat.
Bij de Haringvlietsluizen heeft men iets dergelijks toegepast; men heeft op het einde van de bestorting een aantal rijen regelmatige viervlakken neergezet (z.g. tetraëders) van 2 m hoogte (fig. 8.5-27).

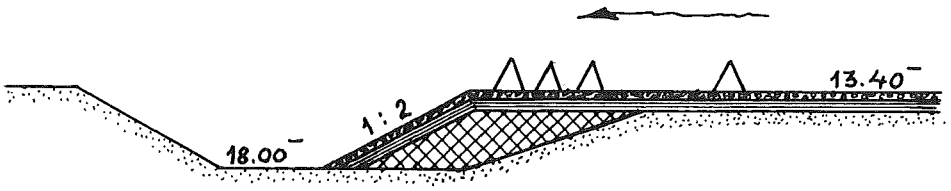


fig. 8.5-27.

Door de beïnvloeding van de grenslaag welke langs de bodem van stortsteen optreedt kan hierdoor de ontgronding aanzienlijk worden verminderd. Het verschil in ruwheid tussen de verdediging en de daarachter gelegen bodem wordt n.l. groter.
Uit het voorgaande hebben we gezien hoe door bepaalde maatregelen de ontgronding gereduceerd kan worden. Ofschoon het mogelijk is ontgronding geheel te voorkomen door de bodembescherming lang genoeg te maken en een voldoende ruwheid te geven, zal hiervan meestal worden afgezien, daar een dergelijke verdediging zeer kostbaar zou worden.
Men neemt dan als maatgevende lengte van de bodembescherming die lengte, waarbij de stabiliteit van het geheel van kunstwerk en bodembescherming gewaarborgd is,

terwijl dit in het bijzonder ook moet gelden voor de beëindiging van de bodembescherming.
Als voorbeeld nemen we de stortebedden van de Haringvlietsluizen. Naarmate de stortebedden dieper gelegd worden neemt de snelheid aan het eind van de bestorting af, waardoor er minder ontgronding te verwachten is. De turbulentie zou echter toenemen door de grotere spreiding, waardoor ook de ontgronding weer groter zou worden. Het waterloopkundig laboratorium heeft nu door middel van proeven aangetoond, dat $h_o + K$ een minimum bereikt bij een hoogteligging van het stortebed van N.A.P. - 13,50 m (fig. 8.5-28).

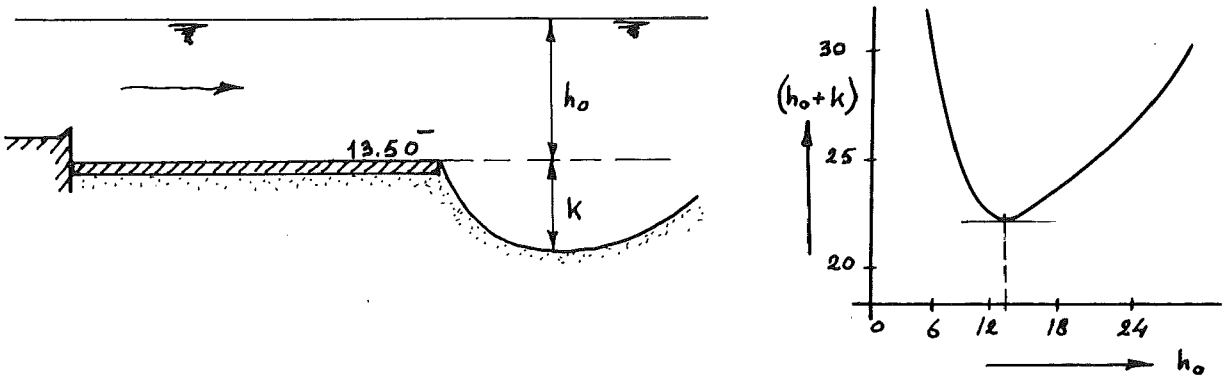
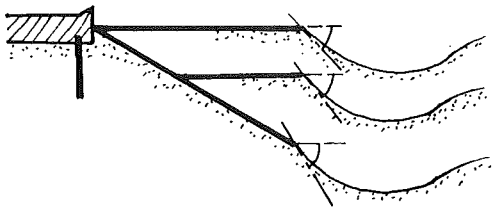


fig. 8.5-28.

Verder bleek uit proeven, dat de aanzethelling van de ontgronding een belangrijk verschil toonde; naarmate het stortebed dieper werd gelegd, werd deze helling steiler, wat i.v.m. de stabiliteit niet aanvaardbaar is (fig. 8.5-29).



Bij de gekozen oplossing van N.A.P. - 13,50 m bleek deze helling $\pm$ 1:2,5 te bedragen. Indien men deze van tevoren aanbrengt, dan zal de ontgrondingskuil aan deze helling gaan raken (fig. 8.5-30).

fig. 8.5-29.

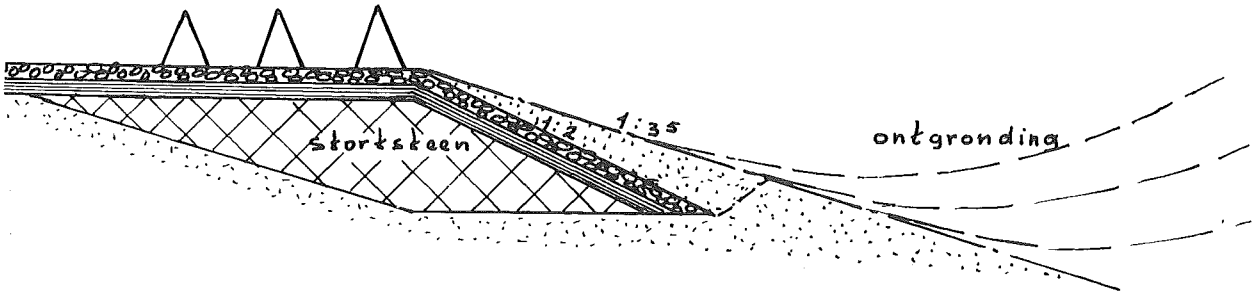


fig. 8.5-30

Door de toepassing van de reeds eerder genoemde tetraëders waardoor de ruwheid en daarmede de grenslaag sterk wordt beïnvloed, bleek het mogelijk deze helling tot $1:3^5$ te verkleinen.
Omdat de grond vóór het afdekken niet onder een helling van $1:3^5$ kan blijven staan, heeft men eerst een koffer van stortsteen aangebracht, welke onder deze helling wel stabiel is. Deze stortsteen wordt daarna afgedekt met een zinkstuk met bestorting.

In het voorgaande zijn we steeds uitgegaan van een twee-dimensionale stroming. In werkelijkheid hebben we altijd te maken met een drie-dimensionaal probleem. Langs de pijlers en landhoofden van een kunstwerk en speciaal bij de beëindigingen ervan treden geheel andere stromingsbeelden op (fig. 8.5-31).

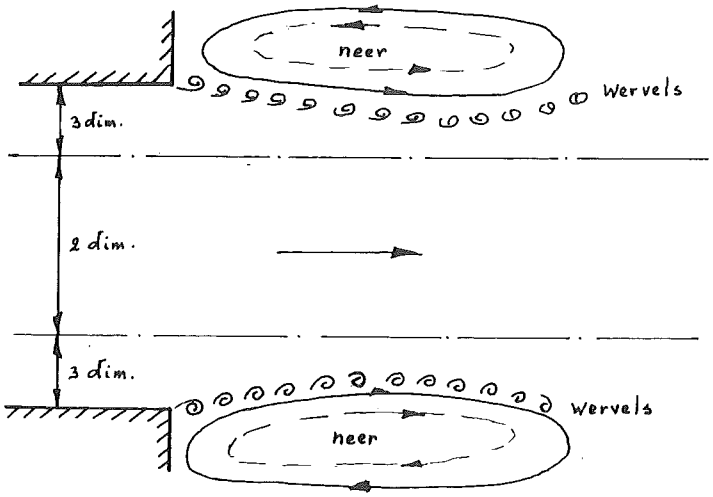


fig. 8.5-31.

Direct na de beëindiging van het kunstwerk ontstaan neren, welke door de hoofdstroom worden aangedreven. De snelheden in de neer bedragen ongeveer een derde van die van de hoofdstroom. Tengevolge van de verschillen in snelheid tussen neer en hoofdstroom ontstaan er direkt na de opening wervels.
Deze wervels laten los en groeien t.g.v. de aanwezige snelheidsverschillen, totdat zij aan het eind van de neer zijn aangekomen en zich weer in de hoofdstroom oplossen. Er ontstaat zodoende een z.g. "wervelstraat" tussen neer en hoofdstroom.

In het centrum van een wervel ontstaat een aanmerkelijke verlaging van de waterspiegel, welke resulteert in een onderdruk op de bodem (zie ook blz. 6.4-32).
Daar de wervels zich snel verplaatsen kunnen de hierdoor optredende drukstoten de bodemverdediging in trilling brengen, waardoor de elementen hiervan los kunnen komen te liggen. Het is dan mogelijk dat door een extra grote drukstoot een element wordt uitgelicht, waarmee een begin is gemaakt met de vernieling van de bodembescherming.

Daar theoretisch weinig over de door wervels veroorzaakte krachten is te zeggen, zal bij grotere kunstwerken altijd de hulp van modelproeven moeten worden ingeroepen.
In het voorgaande zijn we uitgegaan van één opening. In de praktijk zullen echter meestal een aantal openingen naast elkaar worden toegepast omdat b.v. de overspanning voor één enkele afsluiting te groot zou worden.
In andere gevallen zal men met oog op reparatie of om de afvoer fijner te kunnen regelen over een aantal openingen willen beschikken. Het liefst willen we echter een symmetrisch stroombeeld behouden, wat inhoudt dat we drie of meer openingen zullen kiezen (in het algemeen een oneven aantal).
Zo zijn b.v. de Haringvlietsluizen uitgerust met 17 openingen. Uit modelproeven is gebleken dat indien men één opening dicht laat de wervelstraten die dan ontstaan een zodanige aanval op de bodem veroorzaken, dat alleen een bijzonder zware bodemverdediging hiertegen weerstand zou kunnen bieden (fig. 8.5-32^{a}).
Men heeft daarom de volgende oplossing gekozen.

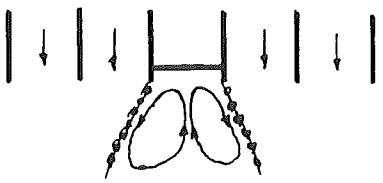


fig. 8.5-32^{a}

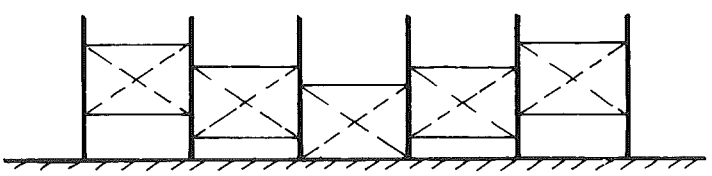


fig. 8.5-32^{b}

Indien er t.g.v. aanvaring of weigering van de hefinstallatie één schuif dicht moet blijven, dan dienen de aan weerszijden van de gesloten opening gelegen afsluitingen slechts voor een gedeelte geheven te worden. Hierdoor bereikt men dat er een kleinere snelheidsgradient zal optreden, waardoor de wervelstraten opgeheven of althans sterk gereduceerd kunnen worden (fig. 8.5-32^{b}).
Indien we direct achter het kunstwerk een te steile helling van het stortebed toepassen, dan ontstaat er weer een geheel ander beeld. Doordat de stroom loskomt van de bodem ontstaan er spiraalstromen om een horizontale as, welke zeer grote uitschuringen kunnen veroorzaken (fig. 8.5-33).

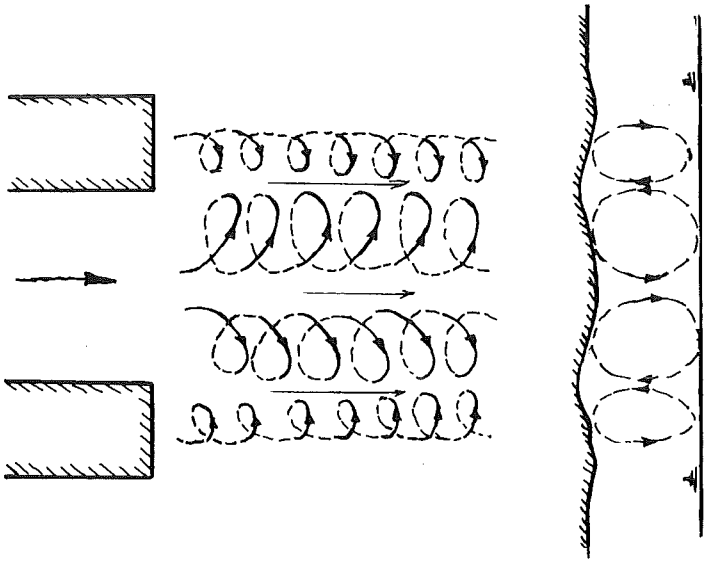


fig. 8.5-33.

Tenslotte zullen we nog enige oplossingen behandelen waarbij door speciale voorzieningen een regelmatiger stroombeeld wordt verkregen en waarbij de verliezen t.g.v. vertraging worden verminderd.
We gaan hierbij uit van de plotselinge verbreding direct achter het kunstwerk. Bij deze oplossing, waarbij de lengte van het kunstwerk minimaal is, zijn de verliezen echter maximaal (fig. 8.5-34).
Door het toepassen van de gangvergelijking vinden we dat het verlies bij benadering gelijk is aan

$$\Delta H = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g} = \left(1 - \frac{v_2}{v_1}\right)^2 \frac{v_1^2}{2g} = \left(1 - \frac{F_1}{F_2}\right)^2 \frac{v_1^2}{2g} .$$

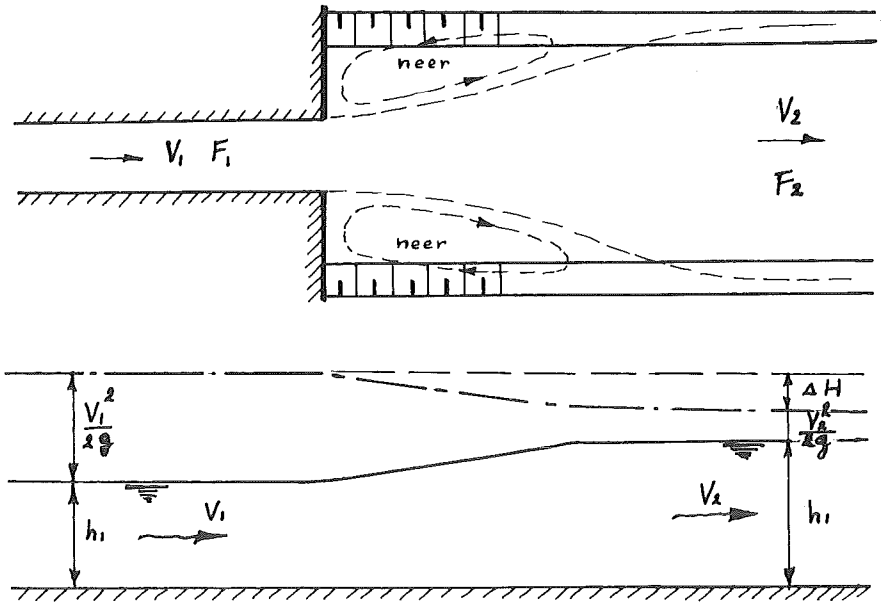


fig. 8.5-34.

De neren welke hierbij ontstaan en welke van buiten worden aangedreven door de hoofdstroom nemen een gedeelte van dit energieverlies voor hun rekening. De snelheid in een neer is ongeveer een derde van de aandrijvende stroomsnelheid. Deze neren zullen trachten de hoofdstroom weg te drukken en hebben meestal geen stabiel karakter (fig. 8.5-35).

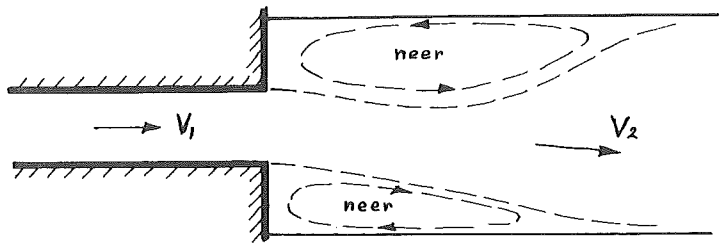


fig. 8.5-35.

Hiermee dient o.a. rekening gehouden te worden bij de breedtebepaling van het stortebed.

Bij de bepaling van de lengte van het stortebed dienen we verder nog rekening te houden met de onregelmatige snelheidsverdeling over het dwarsprofiel. Indien de snelheid $\bar{v}_2$ geen uitschuring meer veroorzaakt, dan zal er tengevolge van de grotere snelheid in het midden van de stroom aldaar een langer stortebed vereist zijn (fig. 8.5-36).

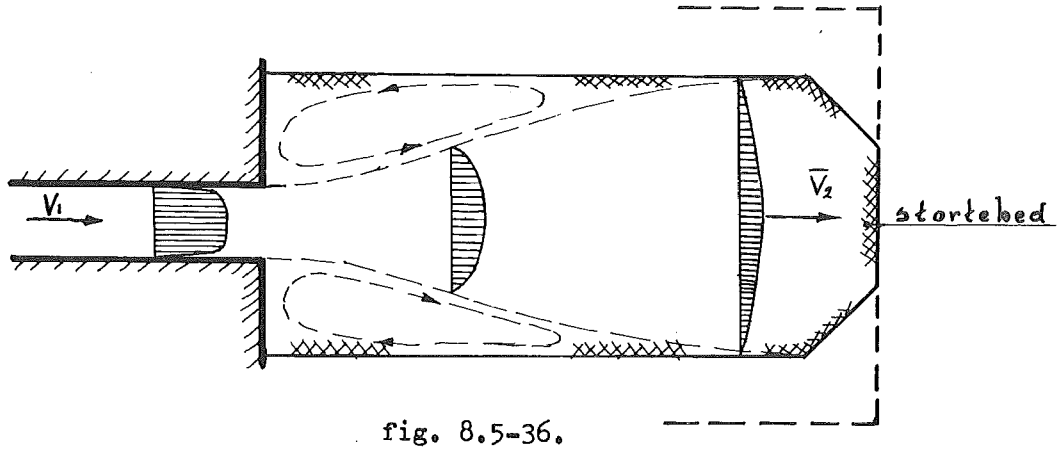


fig. 8.5-36.

Indien de neren niet stabiel zijn, dan dient men in de breedterichting ook een verbreding van het stortebed toe te passen (zie stippellijn).
We kunnen hierin een verbetering aanbrengen door de verbreding geleidelijk te laten verlopen.
Dit kunnen we bereiken door de vleugels een hoek te laten maken met de as van de stroom. De tangens van deze hoek mag echter niet groter zijn dan 1/10 à 1/8 (fig. 8.5-37).

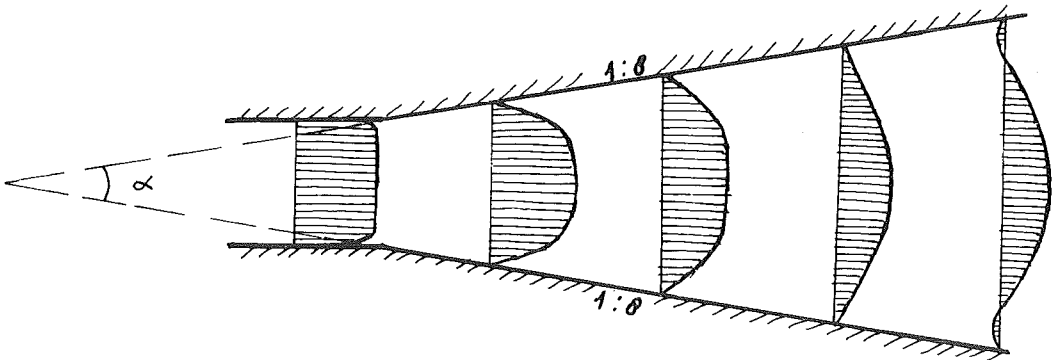


fig. 8.5-37.

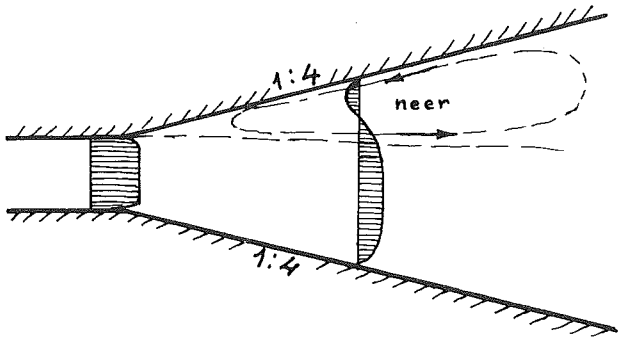


fig. 8.5-38.

Deze helling is mede afhankelijk van de lengte van de vleugelmuren. Dit wordt veroorzaakt doordat de snelheidsgradiënt nabij de wand steeds kleiner wordt en zelfs negatief kan worden, hetgeen inhoudt, dat de stroom de wand loslaat en er een neer ontstaat. Hetzelfde is het geval als de hoek tussen de wand en de as van de stroom te groot wordt (fig. 8.5-38).
Het energieverlies bij een geleidelijke verbreding is $\Delta H = k \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$; hierin is k een reductiecoëfficiënt.
In onderstaande grafiek (fig. 8.5-39) is de k-waarde gegeven voor een rechthoekig profiel als functie van hoek α, waarbij α de hoek is tussen de wijkende vleugels (fig. 8.5-37).

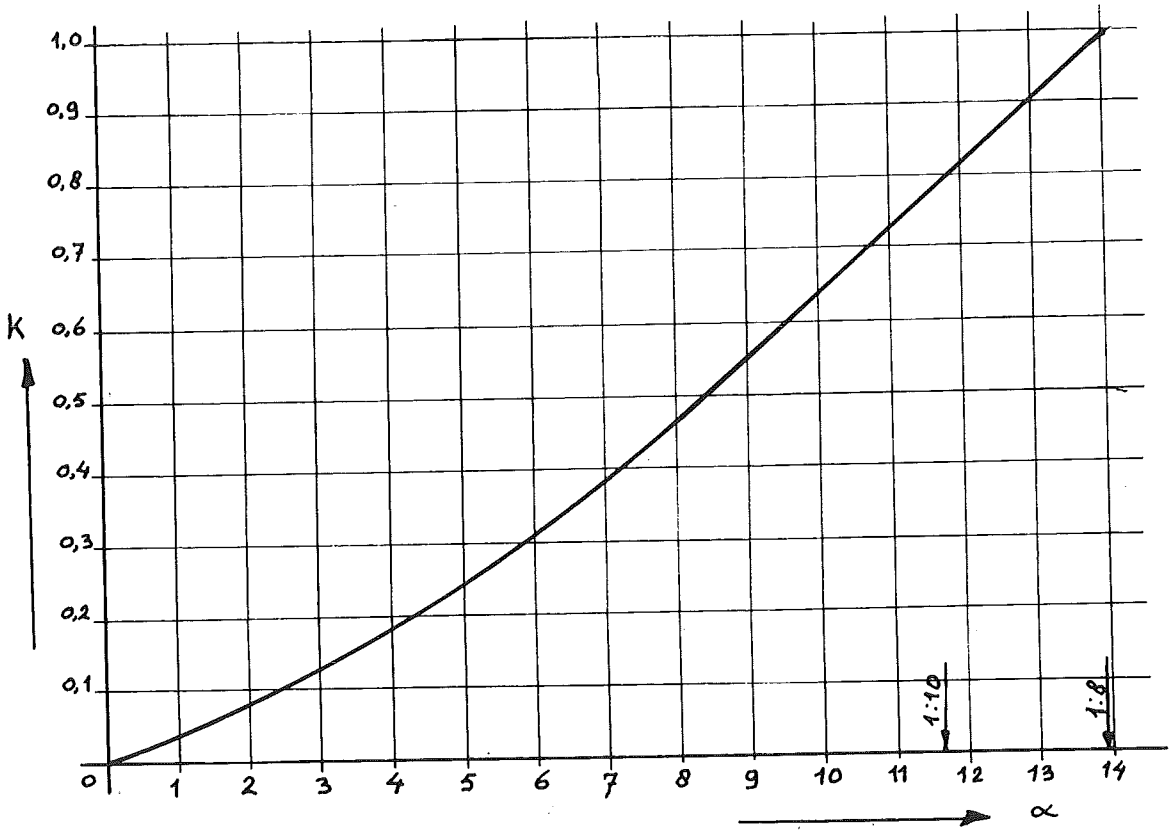


fig. 8.5-39.

Het bezwaar van een geleidelijke verbreding is, dat het kunstwerk zeer lang wordt terwijl, speciaal bij brede openingen, het effect van de vertraging gering is.
In de praktijk zoekt men dan ook naar andere oplossingen om deze helling te vergroten en tevens een regelmatiger stroomverdeling te verkrijgen. Dit is b.v. mogelijk door de wand nabij de opening naar binnen te buigen, waardoor er langs de wand een sterkere stroomconcentratie optreedt (fig. 8.5-40).

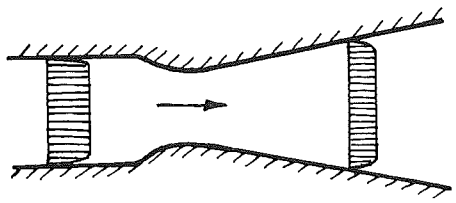


fig. 8.5-40.

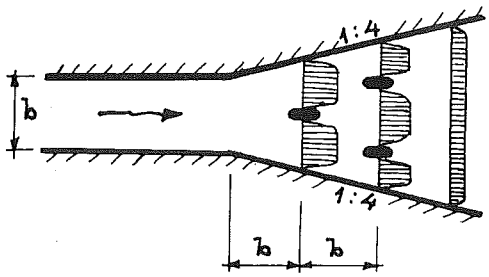


fig. 8.5-41.

Hierdoor ontstaat dus een grotere snelheid nabij de wand, dus een grotere Bernoulli - term, en daling van de waterstand. Hierdoor wordt bochtstroming ingeleid.

Een geheel andere oplossing is het plaatsen van weerstanden in de geleidelijke verbreding. Hierdoor dwingt men de stroom naar de zijkanten (fig. 8.5-41). Het energieverlies is hierbij geringer dan bij een plotselinge verwijding, terwijl de stroom een regelmatiger verloop heeft.

Het energieverlies wordt nu $\Delta H = \pm 0{,}80 \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$.

Een ander bijzonder geval treedt op bij de stuw bij Hagestein. Door het gedeeltelijk trekken van de schuif zal de stroom gaan uitwaaieren. Dit komt, omdat de stroom de neiging heeft loodrecht op de schuif te gaan stromen bij versnelling van het water (fig. 8.5-42).

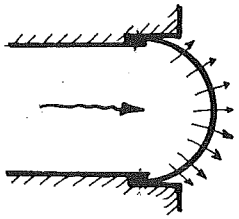


fig. 8.5-42.

Bij het geheel trekken van de schuif gaat dit effect echter weer verloren.

In het bovenstaande is getracht enig inzicht te geven in de problemen die zich bij het vertragen van water kunnen voordoen. Het spreekt vanzelf dat het, bij werken van enige omvang, altijd raadzaam is door modelonderzoek te trachten de meest juiste oplossing te vinden.

LITERATUUR.

Hoofdstuk 1.

[1-1] E. Kuiper — Water resources development
London, Butterworths - 1965

[1-2] NEDECO — River studies
North Holland Publishing Co. - 1959

Hoofdstuk 2.

[2.1-1] Linsley, Kohler and Paulhus — Applied Hydrology
Mc.Graw-Hill - 1949

[2.1-2] J. Bucknell — Klimatologie
Prisma - 1967

[2.1-3] Rijkswaterstaat — Tienjarige overzichten
Staatsuitgeverij

[2.1-4] E.J. Gumbel — Statistics of extremes
Columbia University Press - 1966

[2.1-5] H.E. Hurst — The Nile
Constable, London - 1957

[2.2-1]	Lamb, H.	Hydrodynamics Cambridge, 1932
[2.2-2]	Chow, Ven te	Open channel hydraulics Mc.Graw-Hill, New York, 1959
[2.2-3]	Henderson, F.M.	Open channel flow Mc.Millan, New York, 1970
[2.2-4]	Keulegan, G.H.	Laws of turbulent flow in open channels Research paper R.P. 1151; Journal of Research of the National Bureau of Standards, Vol. 21, 1938
[2.2-5]	Thijsse, J.Th.	Technische Vraagbaak, Deel W 1951
[2.2-6]	Colebrook, C.F. and White, C.M.	Experiments with fluid friction in roughened pipes Proc. Royal Soc. London, 1937
[2.2-7]	Vries, M. de	Sedimenttransport Collegedictaat f10 T.H. Delft, 1974
[2.2-8]	I.S.O. Neth. T.C. 113	Investigation of the total error in measurement of flow by velocity-area methods 1971
[2.2-9]	Elevatorsky, E.A.	Hydraulic Energy Dissipators 1959

[2.2-10]	Schönfeld, J.C.	Voortplanting en verzwakking van hoogwatergolven op een rivier De Ingenieur 60, no. 4, 1948
[2.2-11]	Vreugdenhil, C.B.	Computational methods for channel flow Hydraulic Research for Watermanagement T.N.O., Verslagen en Mededelingen no. 18, 1974
[2.2-12]	Kuipers, J. en Vreugdenhil, C.B.	Calculations of two-dimensional horizontal flow Report on basic research; S163 part I, 1973
[2.2-13]	Rozovskii, I.L.	Flow of water in bends of open channels Kiev, 1957
[2.2-14]	Bouwmeester, J.	Grondslagen voor de waterbeweging in natuurlijke en kunstmatige waterlopen Deel II, T.H. Delft, 1972
[2.3.1-1]	Prof. ir. L. Huisman	Water, verontreiniging en zelfreiniging Collegehandleiding, T.H. Delft 1973
[2.3.1-2]	Dr. ing. H.J. Pöpel	De belasting van oppervlaktewater door verontreinigde stoffen en de kwaliteitsverandering als gevolg daarvan H_2O no. 26 - 1972
[2.3.1-3]	Ven Te Chow	Applied Hydrology section 19 Mc.Graw-Hill - 1964

[2.3.1-4] C.J. Velz — Applied Stream Sanitation
Wiley - 1970

[2.3.2-1] E. Nakel — Gewässerausbau
VEW. Verlag für Bauwesen, Berlin - 1970

[2.3.2-2] H.A. Soudan — Le developpement de la navigation sur les rivières à faible profondeur
Scheepvaartcongres, Baltimore - 1961
section I, subject 5

[2.3.3-1] G.P. Williams — Break-up and control of river-ice
Ice-symposium Reykjavik - 1970
I.A.H.R.

[2.3.3-2] H.R. Kivisild — Ice-symposium Montreal

[2.3.3-3] Rijkswaterstaat — IJsverslagen
Staatsdrukkerij

Hoofdstuk 3.

[3.1-1] Wasser- und Schiffahrts-direction Duisburg — Der Rhein 1951

[3.1-2] Leopold, L.B., Miller, J.P. en Wolman, M.G. — Fluvial Processes in Geomorphology

[3.1-3] Pannekoek, A.J. en anderen — Algemene Geologie 1973

[3.1-4] Dozy, J.J. — Geologie voor civielen

[3.2-1] Dr. C.W. Lely — Nota betreffende het verband tussen bodemhelling en kromtestraal bij rivieren Alg. Landsdrukkerij - 1922

[3.2-2] Ir. L. van Bendegom — Eenige beschouwingen over rivier-morphologie en rivierverbetering De Ingenieur, no. 4 - 1947

[3.2-3] R.P. Apmann — Flow processes in open channel bends Proc. of A.S.C.E. Hydraulics Division May 1972

Literatuur over stabiliteit en transport van sediment bij ééndimensionale waterbeweging is rijkelijk voorhanden. Verwezen wordt naar het basiscollege f10; aanbevolen wordt het boek van:

W.H. Graf Hydraulics of sediment transport Mc.Graw Hill - 1971

Hoofdstuk 4.

[4-1] S. Leliavsky — An introduction to fluvial hydraulics
Constable - 1954

[4-2] E. Nakel — Gewässerausbau
VEW. Verlag für Bauwesen
Berlin - 1970

[4-3] NEDECO — River Studies
North Holland Publishing Co.
1959

[4-4] T. Blench — Mobile-Bed Fluviology
University of Alberta Press
1969

[4-5] H.W. Shen — River Mechanics dl. I, II en III
Publ. by H.W. Shen 1971-1973

[4-6] Dito — Chapter 5

[4-7] L.B. Leopold en M.G. Wolman — River channel Patterns
U.S. Geol. Survey - 1957

[4-8] Rhein Verlagsgesellschaft — Der Rhein
Duisburg - 1951

[4-9] A.G. Anderson — On the development of stream meanders
Proc. I.A.H.R. - 1967

[4-10] I.V. Samoljov — Die Flussmündungen
Geogr. Kartogr. Anstalt Gotha
1956

Hoofdstuk 5.

[5-1] Rijkswaterstaat — Rijkswaterstaat communications
Rijkswaterstaat - Den Haag

[5-2] NEDECO — River Studies and Recommendations on Improvement of Niger and Benue
North-Holland Publishing Co., Amsterdam 1959

[5-3] International Organization for Standarization I.S.O.
Nederlands Normalisatie Instituut - Rijswijk — Publicaties

LIJST VAN SYMBOLEN

A	$[L^2]$	oppervlak dwarsprofiel
A_s	$[L^2]$	stroomvoerend oppervlak dwarsprofiel
a	$[LT^{-2}]$	versnelling
a	$[L]$	constante van Lely
B	$[L]$	bergende breedte
B_s	$[L]$	stroomvoerende breedte
b	$[L]$	breedte
C	$[L^{\frac{1}{2}}T^{-1}]$	coëfficient Chézy
C', C''	$[L^{\frac{1}{2}}T^{-1}]$	coëfficient Chézy betrokken op resp. de korreldiameter D_{90} en de beddingvorm
c	$[LT^{-1}]$	voortplantingssnelheid
D	$[L]$	korreldiameter
$\bar{D}$	$[L]$	gemiddelde korreldiameter
D_{50}	$[L]$	mediane korreldiameter
D_{90}	$[L]$	korreldiameter, welke door 90% van de korrels wordt onderschreden
E	$[LT^{-1}]$	uitschuring buitenbocht in horizontale zin
F	$[MLT^{-2}]$	kracht
Fr	$[-]$	Froude getal
f	$[-]$	wrijvingsfactor Darcy-Weisbach $\left(\frac{8g}{C^2}\right)$
f	$(...)$	functie van
f	$[T]$	geografische constante van Coriolis $(2\Omega \cdot \sin \phi)$
G	$[MLT^{-2}]$	gewicht
g	$[LT^{-2}]$	versnelling van de zwaartekracht

H	$[L]$	energiehoogte
ΔH	$[L]$	energieverlies
h	$[L]$	waterdiepte
$\bar{h}$	$[L]$	gemiddelde waterdiepte
h_e	$[L]$	evenwichtsdiepte
h_{gr}	$[L]$	grensdiepte
h_n	$[L]$	waterdiepte in doorsnede n
h_x	$[L]$	waterdiepte op afstand x
i	$[-]$	verhang
i_b	$[-]$	bodemverhang
i_e	$[-]$	energieverhang
i_r	$[-]$	verhang in radiale richting; dwarsverhang
i_s	$[-]$	verhang in stroomrichting; langsverhang
i_w	$[-]$	waterspiegelverhang
i', i''	$[-]$	energieverhang betrokken op resp. de korreldiameter D_{90} en de beddingvorm
K	$[L]$	bodemruwheid
L	$[L]$	lengte, afstand
ℓ	$[L]$	mengweglengte
m	$[M]$	massa
m	$[-]$	afvoercoëfficient onvolkomen overlaat
n	$[-]$	schaalfactor
O	$[L]$	natte omtrek stroomvoerend dwarsprofiel
P	$[ML^{-1}T^{-2}]$	druk
Q	$[L^3T^{-1}]$	afvoer, debiet
q	$[L^2T^{-1}]$	afvoer per eenheid van breedte
R	$[L]$	hydraulische straal stroomvoerend oppervlak $\left(R = \frac{A_s}{O}\right)$

R_e	[-]	getal van Reynolds $\left(\frac{\bar{U} \cdot h}{\nu}\right)$
R_{e_x}	[-]	getal van Reynolds betrokken op de korrel $\left(\frac{U_x \cdot D}{\nu}\right)$
r	[L]	bochtstraal, radiale coördinaat
S	$[L^3T^{-1}]$	totaal sedimenttransport
s	$[L^2T^{-1}]$	sedimenttransport per eenheid van breedte
s_{xr}	$[L^2T^{-1}]$	lokaal sedimenttransport in een bocht, afhankelijk van de x- en r-coördinaat
t	[T]	tijd
U	$[LT^{-1}]$	snelheidscomponent in x-richting
$\bar{U}$	$[LT^{-1}]$	gemiddelde snelheid over de waterdiepte in x-richting
$\bar{\bar{U}}$	$[LT^{-1}]$	gemiddelde snelheid over het dwarsprofiel in x-richting
U'	$[LT^{-1}]$	turbulente snelheidscomponent in x-richting
U_x	$[LT^{-1}]$	schuifspanningssnelheid in x-richting
V	$[LT^{-1}]$	snelheidscomponent in y-richting
V	$[LT^{-1}]$	gemiddelde snelheid over de waterdiepte in y-richting
V_r	$[LT^{-1}]$	snelheidscomponent in radiale richting
V_s	$[LT^{-1}]$	snelheidscomponent langs een stroomlijn
V_θ	$[LT^{-1}]$	snelheidscomponent in tangentiële richting
W	$[LT^{-1}]$	snelheidscomponent in z-richting
W	$[L^5T^{-2}]$	weerstand in netwerk
W'	$[LT^{-1}]$	turbulente snelheidscomponent in z-richting
w	$[LT^{-1}]$	valsnelheid van een deeltje in water
x	[L]	coördinaat in hoofdstroomrichting
y	[L]	coördinaat in normaalrichting

z	$[L]$	coördinaat in vertikale richting; niveau
z_b	$[L]$	bodemniveau
z_0	$[L]$	niveau, waarop de snelheid nul is
z_w	$[L]$	waterspiegelniveau
Δz	$[L]$	verval
α	$[-]$	hoek; coëfficient voor dwarsverhang
α_n	$[-]$	correctie coëfficient i.v.m. de snelheidsverdeling over de waterdiepte
α'	$[-]$	correctie coëfficient i.v.m. de snelheidsverdeling over het stroomvoerend dwarsprofiel
β	$[-]$	hoek
γ	$[-]$	hoek; coëfficient, welke de verhouding weergeeft tussen de radiale en de tangentiële bodemschuifspanning
Δ	$[-]$	relatieve dichtheid $\left(\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}\right)$
δ	$[L]$	hoek; dikte van de visceuze grenslaag
ε	$[L^2T^{-1}]$	turbulente (wervel)viscositeit
θ	$[-]$	tangentiële coördinaat
κ	$[-]$	constante van Kármán
λ	$[L]$	golflengte
μ	$[-]$	ribbelfactor; afvoercoëfficient volkomen overlaat
ν	$[L^2T^{-1}]$	kinematische viscositeit
ρ_w; ρ	$[ML^{-3}]$	dichtheid van water
ρ_s	$[ML^{-3}]$	dichtheid van sediment
Σ	$[...]$	som
τ	$[ML^{-1}T^{-2}]$	schuifspanning
$\overline{\tau}$	$[ML^{-1}T^{-2}]$	gemiddelde schuifspanning

τ_b	$[ML^{-1}T^{-2}]$	bodemschuifspanning
τ_{xb}	$[ML^{-1}T^{-2}]$	bodemschuifspanning in x-richting
τ_{yb}	$[ML^{-1}T^{-2}]$	bodemschuifspanning in y-richting
τ_{rb}	$[ML^{-1}T^{-2}]$	bodemschuifspanning in radiale richting
τ_{sb}	$[ML^{-1}T^{-2}]$	bodemschuifspanning in tangentiële richting
ϕ	[-]	hoek; hoek van natuurlijk talud
ψ	[-]	dimensieloze schuifspanningsparameter $\left(\frac{U_x^2}{\Delta g D} = \frac{hi}{\Delta D}\right)$