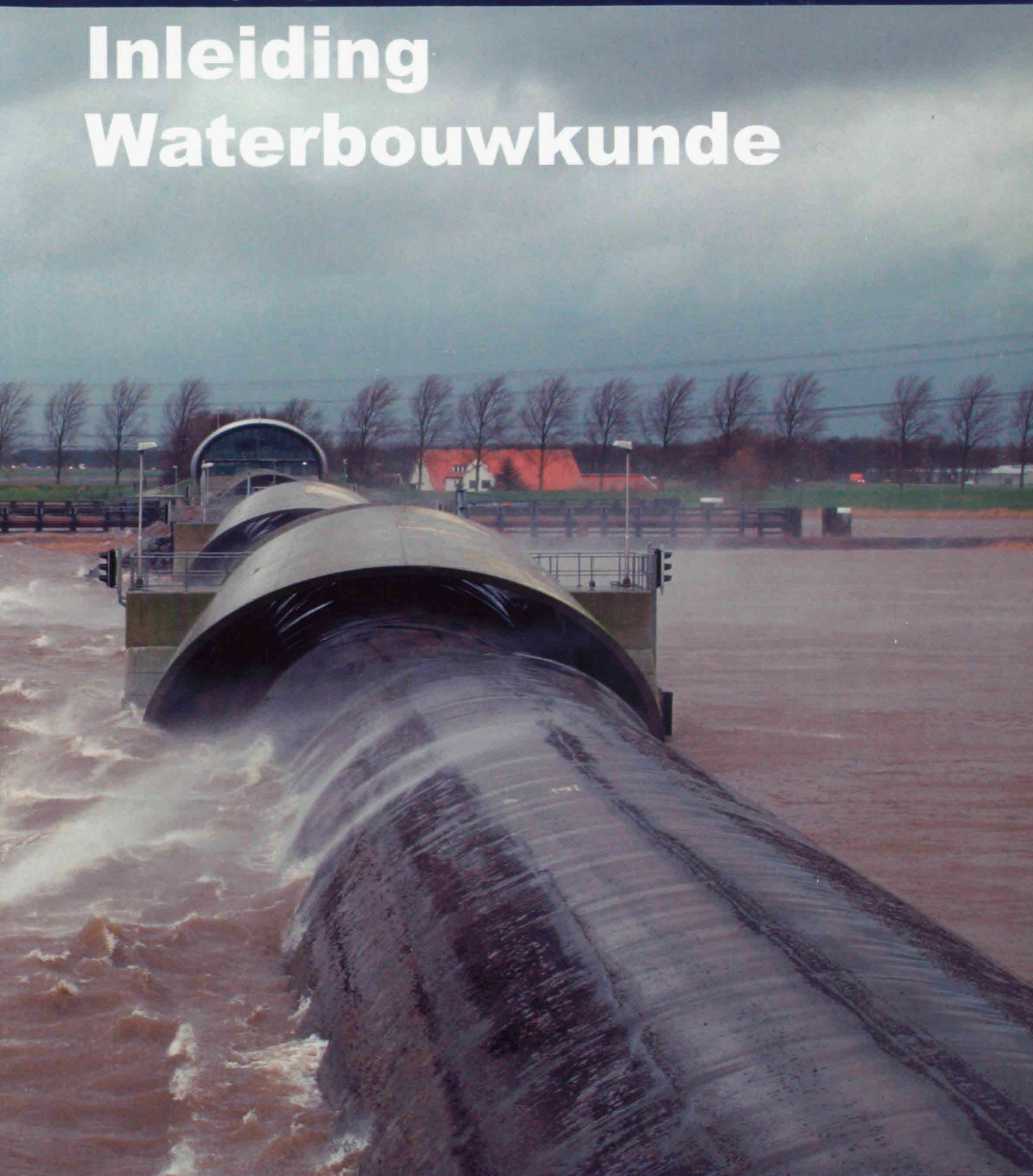
K.G. Bezuyen, M.J.F. Stive, G.J.C. Vaes,
J.K. Vrijling, T.J. Zitman

# Inleiding Waterbouwkunde



Collegedictaat CT 2320

**Modulenaam:** Inleiding Waterbouwkunde

**Modulecode:** CT 2320

**Datum:** 04 – 2007

TU Delft
Faculty CiTG

K.G. Bezuyen
M.J.F. Stive
G.J.C. Vaes
J.K. Vrijling
T.J. Zitman

© Delft University of Technology • Faculty of Civil Engineering and Geosciences •
Section of Hydraulic Engineering

On behalf of the Section of Hydraulic Engineering published by:
VSSD
Leeghwaterstraat 42, 2628 CA Delft, The Netherlands
tel. +31 15 278 2124, telefax +31 15 278 7585, e-mail: hlf@vssd.nl
internet: http://www.vssd.nl/hlf

# Inhoudsopgave


**1 Inleiding ..... 1**
1.1 Algemeen ..... 1
1.2 Begripsbepaling ..... 1
1.3 Waterbouwkunde en Civiele Techniek ..... 2
1.4 Relatie met andere vakgebieden ..... 3
1.5 Indeling dictaat ..... 4

**2 Ontwerpen in de waterbouw ..... 7**
2.1 Het ontwerpproces ..... 7
2.2 Vooronderzoek en Programma van Eisen ..... 8
2.3 Randvoorwaarden ..... 9
2.4 Basisideeën en alternatieven ..... 11
2.5 Afwegen van alternatieven ..... 14
2.6 Principes van het probabilistisch ontwerpen ..... 17
2.7 Economische analyse ..... 20
2.8 Ecologie ..... 22
2.9 Milieuaspecten ..... 25
2.9.1 Duurzame ontwikkeling ..... 25
2.9.2 Gebieden voor Milieuzorg ..... 25
2.10 Vormgeving en architectuur ..... 27
2.11 Aanbevolen literatuur ..... 30

**3 Basisbegrippen ..... 31**
3.1 Inleiding ..... 31
3.2 Bepaling van waterstanden ..... 31
3.2.1 Astronomische getijden ..... 31
3.2.2 Opwaaiing ..... 38
3.2.3 Extreme hoogwaterstanden ..... 41
3.3 Vloeistofmechanica open waterlopen ..... 46
3.3.1 Continuïteit, Bernoulli en de impulsbalans ..... 46
3.3.2 Invloed van wrijving in een waterloop ..... 48
3.3.3 Stroming door afvoerconstructies ..... 53
3.3.4 Golven ..... 57
3.3.5 Golven op taluds ..... 66
3.4 Vloeistofmechanica gesloten waterlopen ..... 70
3.4.1 Stroming in gesloten leidingen ..... 70
3.4.2 Energieopwekking uit waterkracht ..... 75
3.5 Stabiliteit van sediment en steen ..... 76
3.5.1 Sedimenttransport ..... 76
3.5.2 Stabiliteit bij stroomaanval ..... 79
3.5.3 Stabiliteit bij golfaanval ..... 81
3.6 Grondmechanica ..... 83
3.6.1 Zettingen ..... 83
3.6.2 Afschuiving ..... 84
3.6.3 Opbarsten ..... 85
3.6.4 Piping ..... 86
3.6.5 Zettingsvloeiing ..... 89
3.7 Voorbeeld krachtsoverdracht waterkerende constructie ..... 90
3.8 Aanbevolen literatuur ..... 96

**4 Natuurlijke waterlopen ..... 97**
4.1 Inleiding ..... 97
4.2 Hydrologische aspecten ..... 97
4.3 Regulering van het rivierbed ..... 102
4.3.1 Tijdelijke reguleringswerken ..... 102
4.3.2 Permanente reguleringswerken ..... 106
4.4 Regulering van de waterafvoer ..... 116
4.5 Regulering van de waterstanden ..... 116
4.5.1 Doel van waterstandsregulering ..... 116
4.5.2 Peilbeheersing ..... 117
4.5.3 Waterafvoer ..... 121
4.5.4 Scheepvaartdoorlaat ..... 121
4.5.5 Doorvoer van vaste stoffen ..... 122
4.5.6 Vistrek ..... 123
4.5.7 Energiebenutting ..... 124
4.6 Verbetering van een riviertraject A - B ..... 125
4.6.1 Toetsing van oplossingsprincipes ..... 125
4.6.2 Keuzebepaling van oplossingsprincipes ..... 129
4.7 Aanbevolen literatuur ..... 129

**5 Kunstmatige waterlopen ..... 131**
5.1 Open waterlopen ..... 131
5.1.1 Inleiding ..... 131
5.1.2 Kanalen voor watertransport ..... 132
5.2 Gesloten waterlopen (leidingen) ..... 136
5.2.1 Inleiding ..... 136
5.2.2 Combinatie van pomp en leiding ..... 137
5.2.3 Waterslag en leidingbreuk ..... 137

**6 Constructies ten behoeve van rivierregulering: stuwen ..... 139**
6.1 Vaste stuwen: stuwdammen ..... 139
6.2 Beweegbare stuwen ..... 144
6.2.1 Definities beweegbare stuw ..... 144
6.2.2 Onderbouw beweegbare stuw ..... 145
6.2.3 Bovenbouw beweegbare stuw ..... 146
6.3 Aanbevolen literatuur ..... 149

**7 Scheepvaart ..... 151**
7.1 Inleiding ..... 151
7.2 Scheepvaart als onderdeel van het logistieke proces ..... 152
7.3 Zeescheepvaart ..... 155
7.3.1 Ontwikkeling zeescheepvaart ..... 155
7.3.2 Specifieke kenmerken zeeschip ..... 156
7.3.3 Typen zeeschepen ..... 158
7.4 Binnenscheepvaart ..... 165
7.4.1 De binnenvaartsector ..... 165
7.4.2 Typen binnenvaartschepen ..... 165
7.4.3 Ontwikkelingen binnenvaart ..... 171
7.5 Hydronautische aspecten van het varen ..... 173
7.5.1 Waterbeweging rond een varend schip ..... 174
7.5.2 Sturen, roer, boegschroef, padbreedte ..... 179
7.5.3 Voortstuwing ..... 180
7.5.4 Stoppen en afmeren ..... 180
7.5.5 Invloed van wind en stroom ..... 181
7.6 Kanalen voor de scheepvaart ..... 182
7.6.1 Eisen ..... 182
7.6.2 Richtlijnen ..... 183
7.6.3 Ontwerp ..... 183
7.7 Aanbevolen literatuur ..... 186

**8 Constructies ten behoeve van de scheepvaart ..... 187**
8.1 Constructies ten behoeve van laden en lossen ..... 187
8.2 Constructies ten behoeve van overwinning van verval ..... 192
8.2.1 Inleiding ..... 192
8.2.2 Oplossingsprincipes overwinning van verval ..... 192
8.2.3 Keuzebepaling overwinning van verval ..... 202
8.2.4 Beknopte uitwerking schutsluis ..... 204
8.3 Aanbevolen literatuur ..... 208

**9 Bescherming tegen water ..... 209**
9.1 Geschiedenis Nederlandse waterbouw ..... 209
9.2 Uitvoering van het Deltaplan ..... 220
9.3 Waterkeringen: definities en systemen ..... 242
9.4 Hoogwaterproblematiek ..... 246
9.5 Aanbevolen literatuur ..... 251

**10 Kustmorfologie en duinen ..... 253**
10.1 Inleiding ..... 253
10.2 Kusttypen ..... 255
10.3 Basisprocessen aan de kust ..... 257
10.3.1 Kustbewegingen ..... 257
10.3.2 Stromingen aan de kust ..... 258
10.3.3 Profiel brandingszone ..... 259
10.3.4 Kustlangs sedimenttransport ..... 261
10.4 Harde en zachte interventies aan de kust ..... 263
10.5 Aanbevolen literatuur ..... 266

**11 Dijken en (haven)dammen ..... 267**
11.1 Algemene beschrijving van een dijk ..... 267
11.2 Definities van peilen en niveaus ..... 268
11.3 Faalmechanismen van dijken ..... 270
11.4 Elementen van het ontwerp ..... 271
11.5 Bodem- en oeverbescherming ..... 277
11.5.1 Kenmerken bekledingsconstructie ..... 277
11.5.2 Soorten filters ..... 279
11.5.3 Functies van filters ..... 280
11.5.4 Ontwerpregels geometrisch-dichte filters ..... 282
11.6 (Haven)dammen ..... 286
11.7 Aanbevolen literatuur ..... 288

**Bijlage A: Wetgeving ter bescherming van het milieu ..... 289**
A.1 Overheidsbeleid ..... 289
A.2 Nederlandse milieuwetgeving ..... 290
A.3 Internationale conventies ..... 290
**Bijlage B: De centrifugaalpomp ..... 293**
**Bijlage C: Stuwtypen ..... 299**
C.1 Klepstuw ..... 299
C.2 Dakstuw ..... 300
C.3 Sectorstuw ..... 301
C.4 Schotbalkstuw ..... 301
C.5 Schuivenstuw ..... 302
C.6 Segmentstuw ..... 303
C.7 Vizierstuw ..... 304
**Bijlage D: Spiegeldaling ..... 307**
**Bijlage E: Granulaire analyse grondmonsters ..... 313**
E.1 Zeefmethode ..... 313
E.2 Draad- en plaatzeven ..... 315

**Literatuurlijst ..... 317**

# 1 Inleiding

## 1.1 Algemeen

In het college CT2320 - Inleiding Waterbouwkunde - wordt een breed overzicht gegeven van de verschillende aspecten van het vak Waterbouwkunde. Dit houdt in dat informatie wordt gegeven over ontwerp en uitvoering van allerlei soorten waterbouwkundige werken. Door de breedte van het onderwerp zal de diepgang in dit inleidende college beperkt moeten blijven. De nadruk zal worden gelegd op begrip, terwijl voor het kwantificeren veel gebruik zal worden gemaakt van vuistregels.

In de verschillende vervolgcolleges in het 3e, 4e en 5e studiejaar zal dieper op de theoretische achtergronden worden ingegaan, zoals rivieren, flexibele constructies, scheepvaartwegen en havens, kustwaterbouw, afsluiting van getijgeulen, energiewaterbouw, etc. Wat betref de breedte kan worden opgemerkt dat de hydrologie evenals offshore constructies niet in dit dictaat ter spraken komen. Hydrologische aspecten worden apart behandeld in het 1e jaars college CT1310 Hydrologie, en voor offshore constructies wordt verwezen naar de desbetreffende mastervakken van de gelijknamige opleiding.

De inhoud van dit dictaat moet daarom niet worden gebruikt als handleiding bij het maken van een ontwerp, hooguit als hulpmiddel om een eerste ruwe schets op te zetten.

De meeste collegedictaten van de sectie Waterbouwkunde die bestemd zijn voor 3e, 4e en 5e jaars colleges zijn geschreven in de Engelse taal. Voor dit dictaat is daarvan bewust afgeweken om de begrippen en vaktermen te introduceren. Technische woordenlijsten Nederlands - Engels zijn te raadplegen van de internetsite www.kennisbank-waterbouw.nl.

## 1.2 Begripsbepaling

***Waterbouwkundige werken: antwoord op behoeften van de buitenwereld***

Een (onvolledige) definitie van Waterbouwkunde luidt:
Waterbouwkunde omvat de kennis van en de leer omtrent het ontwerpen, aanleggen en onderhouden van werken die dienen om beken, rivieren, meren en zeeën binnen vooraf aangegeven grenzen te fixeren of af te leiden, alsmede werken gerelateerd aan scheepvaartwegen, afwatering- en irrigatiesystemen en oeververbindingen. Waterbouwkundige werken worden steeds ontworpen als antwoord op een behoefte van de buitenwereld inzake de materiële infrastructuur, voor zover deze betrekking heeft op water in enigerlei vorm.

Het vakgebied van de waterbouwkunde omvat:

***Scheepvaartwegen en -voorzieningen***
Hieronder vallen wegen en voorzieningen voor het vervoeren over water van personen en goederen met schepen, laden en lossen, meren en geleiden van schepen, omhoog en omlaag brengen van schepen bij verval en het maken, respectievelijk bevaarbaar maken en houden van rivieren, kanalen en havens. De werken kunnen zowel t.b.v. de binnenvaart als de zeevaart en zowel t.b.v. de beroeps- als de recreatievaart dienen.

***Waterbeheersingssystemen ten behoeve van de landbouw: polders en irrigatie***
Het gaat hier om werken voor aanvoeren, inlaten, transporteren, opslaan en verdelen van water, het afvoeren van water zoals uit neerslag en kwel en ook het bevloeien met (slibrijk) water.

***Energieopwekkings- en opslagsystemen***
Hieronder worden werken begrepen voor het benutten van waterkracht (verval en debiet) voor het omzetten van potentiële energie van water in elektrische energie. Hieronder vallen ook de energiewinning uit golfbeweging en uit de temperatuurgradiënt van water.

***Wateronttrekkings- en opslagsystemen***
Hiermee worden werken bedoeld t.b.v. het onttrekken, opslaan en transporteren van water voor drinkwater- en industriewatervoorziening (koel- en proceswater) en het afvoeren van gebruikt water. Het zuiveren van water (drinkwater, afvalwater), drinkwaterleidingen en rioleringen behoren tot het terrein van de civiele gezondheidstechniek.

***Bescherming tegen (hoog)water en erosie***
Dit betreft werken in verband met het beschermen van kusten en oevers en van de bodem tegen erosie door stroom, golven en schepen, en voor het beschermen van schepen tegen golfslag in havens, het bestrijden van hoog water op rivieren en beken, in boezems en meren en van stormvloeden langs de kust, bijvoorbeeld door het aanleggen van waterkeringen.

***Multifunctionele waterbeheersing***
Hieronder verstaat men werken, die voorzien in gecombineerde behoeften zoals hierboven omschreven, waarvoor een oplossing wordt gezocht in een totaal ontwerp. Zo wordt met de realisering van het Deltaplan een antwoord gegeven op een aantal van de hiervoor gesignaleerde behoeften.

***Landaanwinning***
Landaanwinning kan verkregen worden door aanleggen van dijken en/of opslibben en/of opspuiten en kan dienen ten behoeve van landbouw, wonen, industrie, opslag of verkeer en voor het bergen van grond, bijvoorbeeld baggerspecie.

***Oeververbindingen***
Oeververbindingen worden over, op en onder wateren aangelegd, daar waar deze worden gekruist door andere wateren, door landverkeer en door leidingen.

***Installaties en transportsystemen voor olie- en gaswinning op zee***
Hiertoe behoren werken voor het exploreren, exploiteren en transporteren, van grondstoffen uit zeeën of meren (offshore techniek). Het civieltechnische gedeelte omvat onder meer de vaste constructies (jackets, gravity structures, eilanden, etc.) en de leidingen.

***Installaties en transportsystemen voor opwekking van windenergie op zee***
Hiertoe behoren werken voor het opwekken en transporteren van windenergie. Dat zijn windmolens (funderingsconstructie met evt. ontgrondingsbescherming, mast en turbine) met bijbehorende transportleidingen.

***Winning van zand, grind en klei op land en in water***
Zand en grind worden gewonnen uit rivieren en uit zee, soms ook op het land, evenals klei.

***Beschermen en beheren van water in kwalitatieve zin***
Het kan nodig zijn, zout en zoet water te scheiden of vervuild grondwater af te schermen of oevers en stranden geschikt te maken voor recreatie.

Waterbouwkunde beperkt zich dus niet tot het vastleggen van de begrenzingen van beken, rivieren, meren en zeeën, het graven van (scheepvaart)kanalen en afwateringen en het leggen van bruggen.

## 1.3 Waterbouwkunde en Civiele Techniek

De waterbouwkunde neemt binnen de civiele techniek een geheel eigen plaats in. Het is goed om na te gaan waar de overeenkomsten liggen en waar de verschillen.
Overeenkomsten met de andere onderdelen van de civiele techniek hebben meestal betrekking op het gebruik van dezelfde basiswetenschappen (denk aan sterkteleer) en dezelfde constructiematerialen. In het algemeen beweegt de waterbouwkunde zich op het grensvlak van die basiswetenschappen (vloeistofmechanica/geotechniek, vloeistofmechanica/sterkteleer, etc.).

Een belangrijk verschil met andere sectoren van de civiele techniek is het éénmalige karakter van veel waterbouwkundige werken. Werken die een heel specifiek doel hebben, toegesneden op heel specifieke plaatselijke omstandigheden. Daarom komt in de waterbouwkunde weinig repetitie voor en is elk nieuw ontwerp of werk een op zichzelf staand vraagstuk. Dit heeft gevolgen zowel voor ontwerp als voor uitvoering en beheer van waterbouwkundige werken.

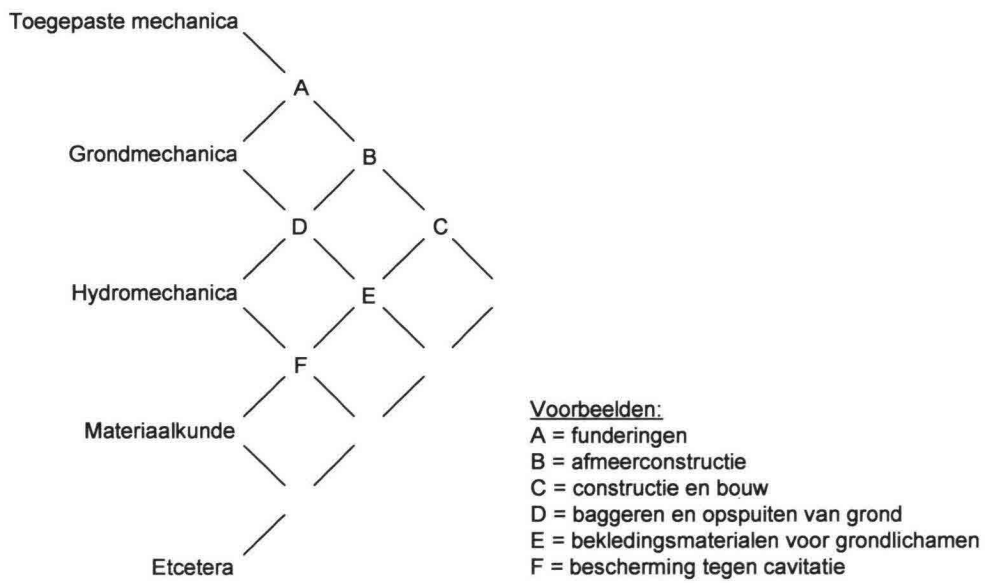
Het ontwerp zal zich minder vaak voltrekken langs vaste regels van voorschriften en procedures. De ontwerper zal zelf inzicht moeten verwerven (en dat inzicht toepassen) in belastingen, risico's en veiligheid. Daarbij moet worden bedacht dat de hydrodynamische belastingen zelf vaak weer worden beïnvloed door de vormgeving van de constructie.

Hetzelfde geldt voor de uitvoering van de werken. Ook hier is zelden sprake van repetitie en moet de uitvoeringsmethode altijd weer worden aangepast aan de lokale situatie. Daardoor is het ook vaak onmogelijk om standaard materieel te gebruiken. Gelukkig is de omvang van de projecten vaak zo groot dat het de moeite loont speciaal materieel te ontwikkelen. Dit vormt weer een aparte uitdaging voor de waterbouwer.

Voorbeelden van dergelijk speciaal materieel zijn de werkschepen die werden gebruikt bij de bouw van de havenmond in Hoek van Holland, de hefeilanden die werden gebruikt bij de bouw van de golfbrekers in IJmuiden en het vele materieel dat speciaal werd gebouwd voor de Oosterscheldekering.

## 1.4 Relatie met andere vakgebieden

Reeds eerder werd aangestipt dat de waterbouwkunde zich beweegt op het grensvlak van een aantal basiswetenschappen, zoals toegepaste mechanica, vloeistofmechanica, grondmechanica, materialenkennis (beton, hout, staal, kunststoffen, asfalt), enz. De waterbouwkundige zal een grondige kennis van de basiswetenschappen moeten hebben om als gesprekspartner van de diverse specialisten het project zelf te blijven overzien. Figuur 1-1 geeft een nadere toelichting van het synthetisch karakter van de waterbouwkunde.




**Figuur 1-1: Waterbouwkunde als synthetisch vakgebied**

Verder hebben waterbouwkundige werken vaak een grote omvang en grijpen zij diep in de fysische en sociale omgeving waarin wij leven.
Daarom is het onmogelijk een waterbouwkundig werk te ontwerpen zonder een diepgaand onderzoek naar de ecologische en milieutechnische gevolgen ervan. Daarmee wordt niet bedoeld dat er geen wijziging in het milieu mag worden aangebracht. Veel van wat wij thans ervaren als waardevolle elementen in het landschap is (gewild of ongewild) het resultaat van waterbouwkundig ingrijpen.

Hetzelfde geldt voor de sociale en culturele gevolgen van waterbouwkundige werken. Ook hier is de invloed vaak zeer groot. Denk hierbij aan de invloed van een irrigatieproject op het maatschappelijk leven in een ontwikkelingsland, aan de ontsluiting van Zeeland na de uitvoering van het Deltaplan, of aan de redding van de tempels van Aboe Simbel na de bouw van de Assoean dam in de Nijl.

Naast deze moeilijk te kwantificeren overwegingen speelt natuurlijk ook de economie een grote rol. Uiteindelijk zal voor elk groot project moeten worden nagegaan of de verhouding tussen kosten en baten positief uitvalt.

De relatie met de niet-technische wetenschappen duidt al aan dat de uiteindelijke beslissingen over grote civieltechnische werken nooit worden genomen op grond van technische overwegingen alleen. Bij de eindbeslissing zullen voor- en nadelen op een zeer breed gebied moeten worden afgewogen. Voor de waterbouwkundig ontwerper betekent dit dat hij steeds de samenhang met het grotere geheel waarvan zijn project deel uitmaakt moet blijven overzien.

## 1.5 Indeling dictaat

Vanzelfsprekend kunnen in dit college niet alle onderdelen van het vakgebied aan de orde komen. Het vakgebied van de waterbouwkunde kan op verschillende manieren worden ingedeeld. In eerste instantie zou men kunnen uitgaan van het doel van de werken:

***INDELING NAAR DOEL***

- Transport van water
  (rivieren en kanalen, open en gesloten leidingen, stuwmeren, uitwateringssluizen)
- Transport te water
  (scheepvaartkanalen, schutsluizen, steigers en kaden)
- Verdediging tegen water
  (keersluizen, waterkeringen als dijken, dammen, duinen)
- Transport over en onder water
  (bruggen, tunnels)

Een bezwaar van deze indeling is dat gelijksoortige constructies - zij het met een verschillend doel - telkens opnieuw aan de orde komen, met het gevaar van herhaling en mogelijk verwarring.

Een tweede indeling is mogelijk naar de aard van de waterdrager(s):

***INDELING NAAR AARD***

- Natuurlijke Waterlopen
  (eventueel onderverdeeld in zeeën en rivieren)
- Kunstmatige Waterlopen
  (eventueel onderverdeeld in open en gesloten leidingen)

Het voordeel van deze indeling is dat relatief veel aandacht kan worden besteed aan het bestaan van een natuurlijk evenwicht, en het belang daarvan. Dit natuurlijk evenwicht is vaak aanwezig in rivieren en langs de kust. Een bezwaar van deze onderverdeling is het feit dat de kunstmatige waterlopen een vergaarbak worden van menselijk ingrijpen, zonder dat daarin een grote lijn te herkennen is.

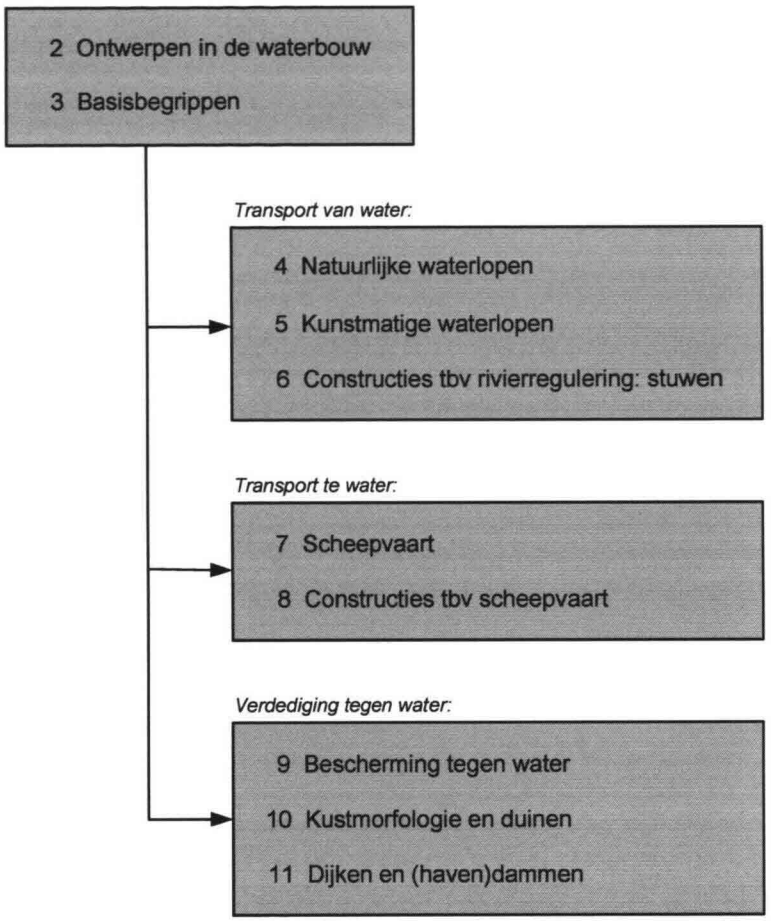
Een derde indeling is mogelijk naar de aard van de gebruikte bouwmaterialen en het type constructie:

***INDELING NAAR CONSTRUCTIE***

- Harde Constructies
  (opgebouwd uit bijvoorbeeld staal en beton)
- Flexibele Constructies
  (bijvoorbeeld opgebouwd uit loskorrelige materialen zoals stortsteen)
- Bouwen met de natuur
  (bijvoorbeeld door het gebruik van zand bij de versterking van de duinkust)

Deze indeling biedt de mogelijkheid om vanuit de constructieve disciplines de waterbouwkundige problemen te benaderen. Hierbij wordt dan echter vaak teveel nadruk gelegd op de constructieve aspecten en te weinig op de functionele eisen en de relatie tussen vormgeving en belasting.

Het blijkt dat geen van de indelingen geheel bevredigend is. Uiteindelijk is gekozen voor een hoofdindeling naar doel, zie Figuur 1-2, waarbij herhalingen zoveel mogelijk zullen worden vermeden. Terwille van de duidelijkheid wordt dan binnen eenzelfde hoofdstuk wel weer gebruik gemaakt van één van de andere indelingen. Transport over en onder water (bruggen, tunnels) wordt in dit collegedictaat niet behandeld.




**Figuur 1-2: Dictaatindeling naar doel**

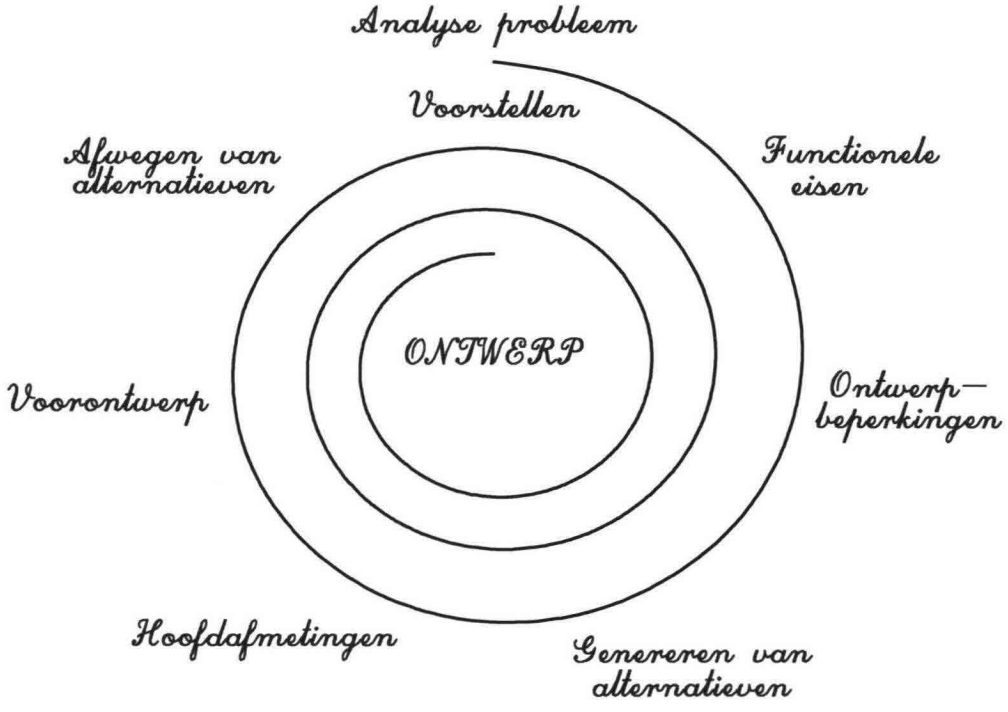
# 2 Ontwerpen in de waterbouw

## 2.1 Het ontwerpproces

De ontwerper van waterbouwkundige projecten zal de behoeften die de buitenwereld (maatschappij) stelt (bijvoorbeeld de wens tot "veilig en droog wonen beneden de zeespiegel" of "goederen transporteren van plaats A naar plaats B"), moeten analyseren, mogelijkheden moeten aandragen om aan die behoeften tegemoet te komen met inachtneming van omstandigheden (beperkingen) die worden opgelegd, en afwegingen tussen deze mogelijkheden moeten maken om tot een optimaal ontwerp te komen. Hier doet zich de tegenstrijdigheid voor dat, naarmate de kennis en de ervaring van de ontwerper toenemen, hij meer afstand tot die kennis en ervaring zal moeten nemen om niet te snel te besluiten tot reeds eerder gerealiseerde oplossingen die voor de bevrediging van de betreffende behoefte in de gegeven situatie geenszins optimaal behoeven te zijn.

De waterbouwkundige zal voor de verwezenlijking van een project een synthese tot stand moeten brengen tussen de diverse (soms tegenstrijdige) eisen die vanuit de verschillende basisdisciplines (toegepaste mechanica, grondmechanica, hydraulica, etc.) aan het totale ontwerp gesteld worden. De bedreigingen van het systeem (bijvoorbeeld de belastingen die op een constructie kunnen werken) zullen moeten worden onderkend en geanalyseerd en er zullen maatregelen getroffen moeten worden om de realisering van het ontwerp mogelijk te maken.

De diverse fasen van het ontwerpproces worden wel in een spiraal uitgebeeld. De gehele ontwerpgang wordt in de praktijk enkele malen in de spiraal doorlopen, van grof naar fijn zie Figuur 2-1.




Figuur 2-1: De ontwerpprocesgang als spiraal

In bijvoorbeeld de utiliteitsbouw en woningbouw hebben systemen vaak een repeterend karakter. Hiermee wordt bedoeld dat ze in hun geheel of dat onderdelen ervan meer dan eens gebouwd worden.

Belastingen en draagkracht van de constructies en de rekenregels ter bepaling van sterkte, stabiliteit, bruikbaarheid en duurzaamheid (en invloed op de omgeving) kunnen vastgelegd worden in voorschriften. In de waterbouwkunde zijn de systemen meestal uniek (eenmalig). Als voorbeeld van een systeem in de waterbouwkunde kan het Deltaplan genoemd worden. Voorschriften voor het ontwerpen ontbreken in de meeste gevallen. Vanuit de "basisvakken" zal de waterbouwkundige zelf tot een aanvaardbare oplossing moeten komen.

De waterbouwkundige zal kennis moeten hebben van de wijze waarop het project gerealiseerd (***uitgevoerd***) wordt. Hij zal moeten weten, op welk tijdstip, in welke volgorde en op welke plaats en wijze de bouw van zijn project gestalte krijgt en welke overwegingen daaraan ten grondslag liggen.

Nadat het ontwerp tot stand is gekomen en het project is uitgevoerd, treedt de beheersfase ervan in. Het project wordt dan gebruikt waarvoor het ontworpen is. Uiteraard zal een ontwerper kennis moeten hebben van de wijze waarop het project beheerd zal worden.

Het is mogelijk de waterbouwkunde vanuit het gezichtspunt van de ontwerper, van de constructeur, van de uitvoerder en van de beheerder te benaderen. Het is in theorie mogelijk om een tijdsvolgorde aan te geven in ***ontwerpen***, ***construeren***, ***uitvoeren*** en ***beheren***. Blijkens het voorgaande is deze scheiding in het ontwerp niet te maken.

Enige aspecten van de ontwerpprocesgang zullen nu nader worden behandeld.

## 2.2 Vooronderzoek en Programma van Eisen

Waterbouwkundige werken worden ontworpen als antwoord op een behoefte van de buitenwereld inzake de materiële infrastructuur, voor zover deze betrekking heeft op water in enigerlei vorm.

De behoefte wordt in een ***voorlopig onderzoek*** geïnventariseerd. Het probleem wordt gedefinieerd en er worden ***globale*** mogelijkheden aangegeven om tot een oplossing te komen. De ontwerper krijgt in de eerste plaats te maken met degene die namens de toekomstige gebruikers optreedt: de opdrachtgever. Daarnaast spelen ook anderen een rol, zoals de bouwer, de toekomstige beheerder en derden als belang hebbenden (bijvoorbeeld omwonenden). De globale analyse in het voorlopig onderzoek kan een ***voorlopige*** situering, tracékeuze, afmetingen, tijdplanning, financiering en invloeden op andere (bestaande en toekomstige) functies in de omgeving omvatten. In de fase van het vooronderzoek worden de ***behoefte*** en de ***mogelijkheden tot realisering*** "gepeild".

In de volgende fase wordt de behoefte uitvoerig geanalyseerd en worden de functies van het te maken object vastgelegd in een ***Programma van Eisen (PvE)***. De vertaling van de behoefte in een gedetailleerde lijst van ***functionele eisen*** dient de functies van het object ***volledig*** te beschrijven. Wanneer in deze fase van het ontwerpproces iets over het hoofd gezien wordt, zal dit sterk verstorend werken in de latere fasen. De lijst van functionele eisen zal vaak tot stand komen in samenspraak tussen opdrachtgever, beheerder en ontwerper.

Het is erg belangrijk om bij de beschrijving van de functionele eisen strikt gedisciplineerd in functies te denken en deze ***los te zien van standaardoplossingen***. (Bijvoorbeeld: bij het omhoog en omlaag brengen van schepen bij verval dient men nog niet direct aan de standaardoplossing "***schutsluis***" te denken.) Het denken in abstracte begrippen vraagt een grondige bezinning op het "waarom" en "wat doet het". Een hulp bij het systematisch denken kan zijn: een functie te beschrijven in een zelfstandig naamwoord en een werkwoord.

Bijvoorbeeld: In plaats van "Stormvloedkering": ***water tegenhouden*** (bij hoge zeestanden) en ***water doorlaten*** (als de zeestand niet hoog is); in plaats van brug, tunnel, pont: ***water kruisen*** (van landverkeer).

De behoefte kan in de tijd veranderen. Bij het ontwerpen dient overwogen te worden, dat achteraf, indien nodig, veranderingen of toevoegingen in de functie moeten kunnen worden gerealiseerd. Zo krijgt een brug later wel een andere rijstrookindeling of men wil een rijstrook toevoegen (Van Brienenoordbrug). De fundering dient hierop dan berekend te zijn. Of men wil, vanwege een toename van de hoogte van schepen boven de waterlijn, een brug opvijzelen. Een tunnel later verbreden of dieper leggen is niet mogelijk.

De ***uitvoering*** vormt een geheel andere ***levensfase*** van het project dan de ***gebruiksfase*** en daarvoor kunnen andere eisen gelden, zowel voor het geheel als voor de onderdelen. Te denken valt hierbij aan de transportfase van geprefabriceerde delen voor een af te zinken tunnel of aan een dijk waarvan de bekleding nog niet is aangebracht tijdens golfaanval of waterstandsverhoging.

Meestal worden eisen gesteld aan de vervanging van onderdelen van een systeem of van een hele constructie met het oog op het onderhoud en/of het herstel. Daartoe moet het onderdeel van het systeem of van de constructie bereikbaar zijn voor de mensen, het materieel en het materiaal, die daarvoor nodig zijn. De toekomstige beheerder dient de eisen die beheer, onderhoud en herstel na schade stellen, te formuleren.

Soms zal ook de afbraak van het object in het Programma van Eisen betrokken moeten worden.

## 2.3 Randvoorwaarden

Nadat het programma van eisen is vastgesteld, komen de ***randvoorwaarden***, waarbinnen het project moet worden gerealiseerd, aan de orde. Dit zijn de ***omstandigheden die de natuur*** en de ***beperkingen die de omgeving*** (maatschappij) ***opleggen***.

Ook hier geldt (evenals bij de vaststelling van de behoefte), dat rekening moet worden gehouden met mogelijke veranderingen in de tijd: een rivier of getijarm waarvan de geul zich verplaatst en/of verdiept, beïnvloedt het ontwerp van de fundering van een brug of van de bekleding van de teen van een dijk.

De randvoorwaarden betreffen:

- ***de topografische situatie*** waarin het project moet worden gerealiseerd: de terreingesteldheid met bijvoorbeeld hoogteligging, hellingen, bebouwing en bestaande infrastructuur. Bij werken in zee zijn dit de configuratie en de diepte van de zeebodem.
- ***de grondmechanische en geohydrologische gesteldheid*** zoals onder andere de grondsoort met de daarvoor kenmerkende parameters, de gelaagdheid, de bodemdaling en zeespiegelrijzing, etc..
- ***hydraulische, hydrologische en oceanografische randvoorwaarden*** die betrekking hebben op waterstanden, verhang, ligging van het freatisch vlak, verval, astronomisch getij, golfhoogten, op- en afwaaiing, etc.
- ***meteorologische randvoorwaarden*** die onder meer neerslag, temperatuur en wind omvatten.
- ***milieubeperkingen*** door de omgeving of de maatschappij opgelegd, bijvoorbeeld ten aanzien van overlast door luchtverontreiniging en geluid of het voorkomen van schade aan flora en fauna en aan het landschaps- of stadsbeeld.
- ***ergonomische en zintuig-fysiologische randvoorwaarden*** die een rol spelen bij bediening en beheer. Bijvoorbeeld bij de plaatsing van bedieningspanelen en monitoren bij de centraal door één man bediende sluis.
  NB: Soms blijkt later de ontwerpgedachte doorkruist te worden door mensen die met het project moeten werken. Een man, die een volle dagtaak geïsoleerd in een bedieningsruimte moet doorbrengen, vraagt al snel naar een tweede man, omdat men zo weinig contact met anderen slecht verdraagt.
- ***financiële beperkingen***, die tenslotte bij elk project een rol spelen. In het algemeen zal in de fase van het vooronderzoek reeds een kosten-baten analyse worden uitgevoerd. Daarbij moeten globaal de bouw- en exploitatiekosten van het uit te voeren werk bekend zijn. De eis is een optimaal ontwerp tegen zo laag mogelijke kosten, waarbij ***alle*** kosten van het ***totale project*** moeten worden beschouwd. Waterbouwkundige werken worden vaak bekostigd uit de openbare financiën, waardoor van te voren krediet door het openbaar bestuur moet zijn goedgekeurd. Dit krediet is gebaseerd op de kosten en baten van het project, die zijn geraamd aan de hand van een voorontwerp. Het definitieve ontwerp wordt later gedetailleerd begroot.
- ***veiligheid***, zie hierna.

Een belangrijke randvoorwaarde die door de maatschappij (samenleving) aan waterbouwkundige werken wordt opgelegd, is de eis van voldoende ***veiligheid***.
(Neem als voorbeeld weer het Deltaplan!) "Veiligheid" kan worden omschreven als het uitgesloten zijn van gevaar. Onder "gevaar" wordt verstaan: de mogelijkheid dat uit gegeven omstandigheden onheil, ongeluk of nadeel kan resulteren. De toevoeging ***kan*** duidt er op, dat hier een zeker kansbegrip aanwezig is. Onheil, ongeluk of nadeel ***kunnen*** maar ***moeten niet noodzakelijkerwijs*** optreden. Veiligheidsfilosofie is een onderwerp dat in het college CT4130 Probabilistic design, uitgebreider dan hier, aan de orde komt.

Volgens bovenstaande definities is absoluut veilig bouwen onmogelijk. Van ingenieurs wordt gevraagd, systemen te ontwerpen die bepaalde functies kunnen vervullen, en dat ***met een voldoende mate van veiligheid***. Hiertoe is het nodig, een uitspraak te doen omtrent de mate waarin gevaar voor de vervulling van de functie(s) (***bedrijfszekerheid***) acceptabel is, gezien ***in verband met de offers*** (kosten), nodig om die mate van veiligheid te realiseren.

Onderscheid kan worden gemaakt tussen uitspraken over de kwantitatieve en de kwalitatieve beoordeling van de veiligheid. Een dergelijke indeling komt in grote trekken overeen met de objectieve en de subjectieve ***beleving*** van veiligheid. Voor zover materiële zaken (***ponderabilia***) door gevaar bedreigd worden, kan de mogelijkheid (***kans***) dat nadeel (***schade***) ontstaat vaak verminderd worden door extra ***kosten*** aan het project te besteden. De financiële middelen zijn echter niet onbeperkt, zodat antwoord zal moeten worden gegeven op de vraag: ***Veiligheid tot welke prijs?***, waarbij de prijs veelal de mate van veiligheid bepaalt.

Voor een objectieve afweging kan in dit geval worden aangesloten bij in de schadeverzekeringswereld gangbare begrippen. Een schadeverzekeringsmaatschappij zal een hogere premie vragen naarmate de kosten van (en/of als gevolg van) schade aan (of veroorzaakt door) het te verzekeren object hoger zijn. Eveneens zal een hogere premie worden gevraagd als de kans dat schade ontstaat, groter is.

Men hanteert het begrip ***risico*** als het produkt van kans en gevolg:

$$Risk = P_f * W \tag{2.1}$$

waarin:
*Risk* = (Engels voor) risico
$P_f$ = kans (op falen van de constructie, waardoor schade optreedt. De afkorting P voor "kans" is afkomstig van het Engelse "Probability".)
$W$ = schadekosten

Hieruit blijkt, dat de begrippen "gevaar" (als tegenstelling tot "veilig") en "risico" nauw verwant zijn. Het begrip ***risico*** impliceert hier echter ***kwantificering (in geld of anderszins) van het nadeel*** (schade) en beperkt zich dus tot die aspecten van het "gevaar" die ***kwantificeerbaar*** zijn.

Ook niet-materiële zaken worden bij en na realisering van werken door gevaar bedreigd. Te denken valt aan:
- het verlies van mensenlevens, het optreden van ziekten en/of invaliditeit.
- het verloren gaan van historische en culturele waarden en van onvervangbare gegevens.
- schade aan het milieu.
- het onbehagen in de samenleving als gevolg van een ramp.
- etc.

Hoewel soms kwantificeerbaar (bijvoorbeeld het ***aantal*** doden) is het risico, zoals hiervoor geïntroduceerd, in deze gevallen niet ***weegbaar***. De "schade" bestaat hier uit de kosten (in geld), nodig om een bepaalde mate van veiligheid te realiseren en niet in geld uit te drukken zaken, die ***imponderabilia*** worden genoemd. De acceptabele kans op het verloren gaan van imponderabilia zal in een (al dan niet brede) maatschappelijke discussie moeten worden vastgesteld. Een aanzet tot deze discussie is gegeven in *Enkele gedachten aangaande een aanvaardbaar risico in Nederland* door Vrijling (1985).
De uiteindelijk gehanteerde kans (op schade) wordt of gevonden uit een economische optimalisatie of opgelegd door een (meestal politieke) beslissing op grond van imponderabilia. Hierbij zal de kleinste berekende kans als toelaatbare kans dienen te worden gehanteerd.

## 2.4 Basisideeën en alternatieven

Bij het ontwerpen worden ***oplossingen*** bedacht die passen ***binnen het raam van de functionele eisen en de randvoorwaarden***. Om in een vroeg stadium te voorkomen, dat potentieel goede ideeën niet onderkend worden, moet bij het vinden ervan zoveel mogelijk systematisch te werk worden gegaan. Een alternatief is een uitwerking van een idee in een (voor)ontwerp van een systeem of in een maatregel.

Bij het ontwikkelen van basisideeën worden beslissingen genomen, waarbij behoeften zoals geformuleerd in de functionele eisen en "onmogelijkheden" die voortvloeien uit de randvoorwaarden, tegen elkaar worden afgewogen.

Men maakt wel onderscheid tussen twee wijzen van benadering:

- Vanuit de behoefte wordt eerst gezocht naar de "ideale" oplossing. Daarna worden de randvoorwaarden in de beschouwing betrokken en door het doen van concessies wordt een compromis-oplossing bereikt. Creativiteit en fantasie krijgen in deze benadering ruim spel en de mogelijkheid bestaat, dat geheel nieuwe oplossingen worden gevonden.
- Vanuit de behoefte wordt onder gelijktijdige inachtneming van de randvoorwaarden gezocht naar de optimale oplossing. Hierbij wordt op een min of meer natuurlijke manier aangesloten bij de volledige kennis die de ontwerper inmiddels van het project heeft verworven.
- Bij toepassing van deze methode bestaat de kans, dat ten onrechte tot een "traditionele" oplossing wordt besloten.

Bij het toetsen van de basisideeën zal een groot aantal principe-oplossingen afvallen, omdat de toets bij het afwegen niet wordt doorstaan. Wat dan blijft zijn de mogelijke alternatieven. Deze kunnen als voorontwerp of maatregel nader worden uitgewerkt.

Het ***definitieve ontwerp*** wordt gekozen uit de voorontwerpen die tenslotte overblijven. Voor dit definitieve ontwerp wordt een zogenaamd ***technisch programma van eisen*** opgesteld, waarin vormgeving, toe te passen materialen en methoden tot realisering zijn vastgelegd.

Bij het ***ontwikkelen van oplossingsprincipes*** (die, geconcretiseerd, de alternatieven voor het ontwerp opleveren) is het van groot belang de voornaamste behoefte(n) ***kernachtig te omschrijven***. Omdat hier vooral gekeken wordt naar de functies, zal in het vervolg worden gesproken van de ***Primaire Functionele Behoefte (PFB)***, dat is die behoefte die in ieder geval moet worden vervuld, wil men de bevrediging van alle andere behoeften niet overbodig maken. Er moet worden gezocht naar mogelijkheden om aan de PFB te voldoen.

Afgezien van de geniale inval (EUREKA) zijn een groot aantal methoden bekend om oplossings-principes te ontwikkelen. Daarvan zullen een drietal, die in de waterbouwkunde toepassing gevonden hebben, kort worden besproken, te weten:

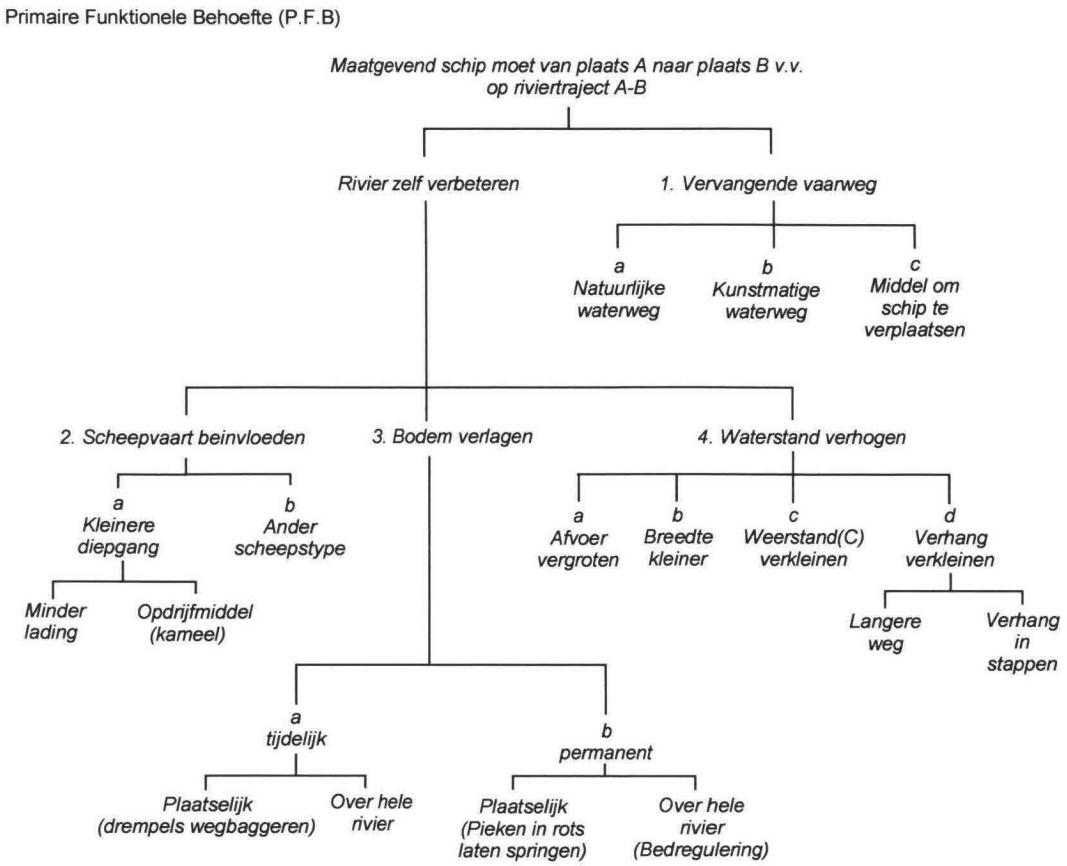
- de "traditionele" ontwerpmethode
- de "ontwerpboom"
- de "morfologische methode"

**De "traditionele" ontwerpmethode**
Er zullen voor een gegeven behoefte altijd wel voorbeelden van oplossingen voor min of meer gelijksoortige problemen bestaan. Men kan deze bestaande oplossingen analyseren en nagaan, in hoeverre zij voldoen aan de gegeven behoeften van het onderhavige probleem. Men komt dan tot wat men een ***aangepast ontwerp*** zou kunnen noemen. Daarin zijn de bruikbare van bestaande oplossingen verwerkt. Bij deze wijze van werken wordt van een uitgebreide kennis en vooral van ervaring bij de ontwerper uitgegaan.

**De "ontwerpboom"**
Op grafische wijze wordt duidelijk en systematisch een overzicht gegeven van de mogelijke oplossingsprincipes. In Figuur 2-2 is een voorbeeld gegeven van een dergelijke ontwerpboom. Als probleem is de slechte bevaarbaarheid van een riviertraject A - B genomen. De PFB is (voor de eenvoud van het voorbeeld) beperkt door te stellen, dat een bepaald type schip met een bepaalde diepgang het traject moet kunnen afleggen. (Hiermee wordt afgezien van oplossingen die uitgaan van alternatieve vervoermiddelen.)

Opmerkingen:

- Een ontwerpboom geeft niet *de* oplossing van het probleem, maar een aantal *oplossingsprincipes*, waaruit een *keuze* zal moeten worden gemaakt. Deze keuzen zullen geconcretiseerd moeten worden in alternatieven voor het ontwerp.
- De gepresenteerde ontwerpboom is een van de mogelijke overzichten van oplossingsprincipes, zeker niet *de* ontwerpboom voor het gestelde probleem.




**Figuur 2-2: Voorbeeld ontwerpboom: probleem slechte bevaarbaarheid riviertraject A - B**

### De "morfologische methode"

Bij deze methode wordt een min of meer complex probleem gesplitst in verschillende functies, onderdelen of aspecten, zie Figuur 2-3. Dit is een goede werkwijze als er meerdere gelijkwaardige functionele behoeften bestaan. Voor de onderdelen afzonderlijk worden een aantal sub-oplossingen ontwikkeld. Deze worden in een matrix (morfologische kaart) bij elkaar gebracht. Door de sub-oplossingen te combineren, vindt men mogelijke oplossingen voor het totale probleem.

Bij het samenstellen van de verschillende sub-oplossingen moet men wel bedenken, dat niet alle combinaties zinvolle totaaloplossingen geven. Soms kunnen verschillende oplossingsaspecten met elkaar in tegenspraak zijn.

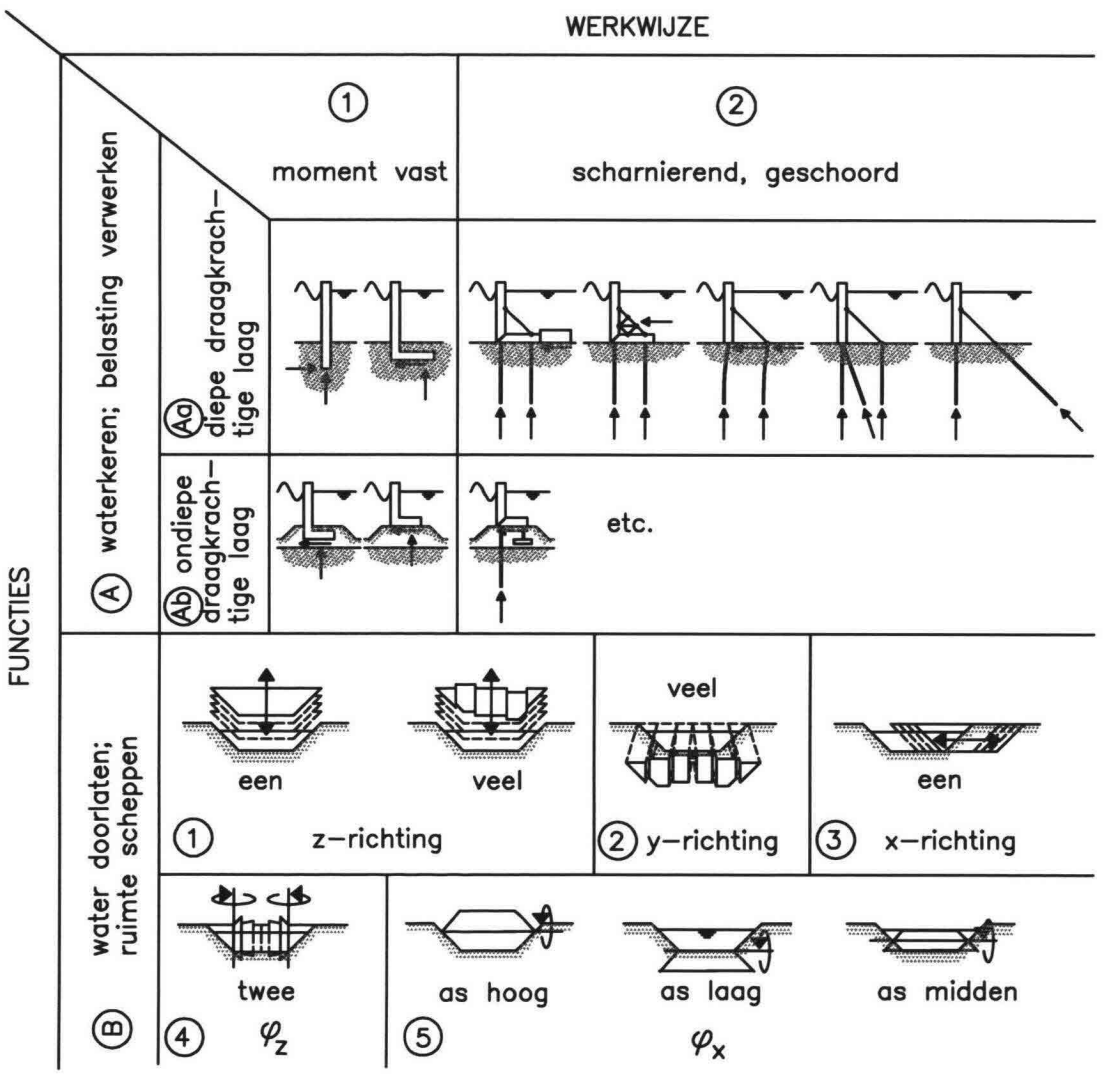
Een voorbeeld van een morfologische kaart is gegeven in Figuur 2-4. Daarin worden mogelijke oplossingsaspecten voor de Stormvloedkering Oosterschelde aangegeven. De Stormvloedkering heeft twee primaire functies:

- ***water keren*** bij hoge waterstanden op zee.
- ***water doorlaten*** onder normale omstandigheden.

Voor beide functies is een aantal oplossingsprincipes aangegeven.

| Sub-oplossingen (middelen)<br><br>Aspecten<br>Functies<br>Eigenschappen | 1 | 2 | etc. |
|---|---|---|---|
| A | De oplossingsprincipes voor het totale probleem worden gevonden door combinaties van suboplossingen (bijvoorbeeld door A1, B3 en D5 te combineren. | | |
| B | | | |
| C | | | |
| etc. | | | |

**Figuur 2-3: Schema morfologische kaart**




**Figuur 2-4: Morfologische kaart voor de functies "water keren bij hoge waterstanden op zee" en "water doorlaten onder bij normale omstandigheden"**

## 2.5 Afwegen van alternatieven

Bij het toetsen van de basis-ideeën zal een groot aantal principe-oplossingen afvallen, omdat de toets bij het afwegen niet wordt doorstaan. Getoetst wordt aan de mate van vervulling van de in het vooronderzoek geformuleerde eisen (aan de primaire functionele behoefte wordt door ***alle*** alternatieven voldaan!) en aan de randvoorwaarden (de mate waarin het alternatief binnen de randvoorwaarden blijft of daaraan voldoet). Men zal een "maat" voor vervulling en voldoening moeten hebben, m.a.w. voor de ***afweging*** van de verschillende gevonden alternatieven zal men moeten beschikken over ***beoordelingscriteria***.

Een eerlijke afweging van de gevonden alternatieven zal alleen kunnen plaatsvinden als alle oplossingsprincipes volledig zijn uitgewerkt. Dit is niet erg doenlijk. Men zal moeten selecteren om althans tot een voorlopige keuze te komen.

Naarmate men verder in het ontwerpproces (in volgende "windingen" van de spiraal van Figuur 2-1) vordert, zullen meer rekenwerk vragende beoordelingscriteria in beschouwing worden genomen. Er zullen steeds meer alternatieven afvallen, terwijl de kennis omtrent de alternatieven die overblijven steeds groter wordt. Tenslotte moet een keuze gemaakt worden uit de weinige voorontwerpen die overblijven.

Voor een ***eerste selectie van alternatieven*** is men aangewezen op grof selecterende criteria. Het aantal alternatieven is in dit stadium nog groot. Te denken valt aan:

Elimineren of combineren van alternatieven. Het beste criterium daarvoor is, te kijken naar de ***technische of fysieke wenselijkheid*** van het voorgestelde alternatief. (NB: Merk op, dat technische ***uitvoerbaarheid*** geen goed criterium is. Mits van voldoende financiële middelen voorzien, is praktisch elk alternatief "theoretisch" -technisch- uitvoerbaar.) In het voorbeeld van Figuur 2-2 kan men denken aan tak 2.a: Scheepvaart beïnvloeden door diepgang te verkleinen. Als de diepgang van een leeg schip (schip in ballast) groter is dan de beschikbare vaardiepte, dan behoeft naar een oplossing uit deze hoek niet verder te worden gekeken.

**Inpasbaarheid in de infrastructuur** of **inpasbaarheid in het milieu**.
Als in het voorbeeld van Figuur 2-2 de kunstmatige vervangende vaarweg (tak 1.b.) een bebouwd gebied of een beschermd natuurgebied doorsnijdt, kan dat een overweging zijn dit alternatief niet in beschouwing te nemen.

Men kan de factor ***tijd*** in de beoordeling betrekken, zowel de ***tijd die men aan de ontwikkeling van een alternatief kan of wil besteden*** als ***de tijd die uitvoering van een bepaalde oplossing zal gaan kosten***.

Meestal blijven na deze afwegingen in een vroeg stadium van het ontwerp nog te veel oplossingsprincipes over. Er zijn talrijke criteria die kunnen worden toegepast om tot een selectie te komen, maar uiteindelijk komt een selectie in een vroeg stadium van het ontwerp vaak tot stand op grond van een schatting van ***de kosten van het ontworpen object***. Door het maken van schetsplannen kan men proberen na te gaan, welke ***kostensoorten*** een belangrijke rol zullen spelen.

De volgende kostensoorten kunnen worden onderscheiden:

**Bouwkosten**
Deze kunnen worden onderscheiden in:

1. ***vaste kosten***
   De vaste kosten zijn die kosten die gemaakt moeten worden voor het ter plaatse brengen van arbeidskrachten, materiaal en materieel. Voordat men bijvoorbeeld met het opspuiten van een dijklichaam kan beginnen, zal eerst een zandzuiger ter plaatse moeten zijn. Voordat een $m^3$ zand in het werk is gebracht, zijn er voor dat doel al aanzienlijke kosten gemaakt.
   Tot de bouwkosten behoren ook de onteigeningskosten en de schadeclaims van derden, zoals bijvoorbeeld verdroging van landbouwgewassen als gevolg van bemaling.
2. ***variabele kosten***
   Deze kunnen globaal worden geschat uit de ervaring met overeenkomstige werken (kosten per $m^1$ dijk, kanaal of kunstwerk als kademuur, 4-strooks tunnel etc.).

Een enigszins gedetailleerdere kostenbepaling kan men bereiken door $m^3$ grondverzet, $m^2$ dijkbekleding, $m^3$ gewapend beton, etc. te vermenigvuldigen met eenheidsprijzen. Vaak worden bij grotere projecten combinaties van beide methoden toegepast, te weten: $m^1$ prijzen voor onderdelen die niet duidelijk afwijken van die van eerder gemaakte werken, en gedetailleerde kosten voor delen die wel afwijken, hetzij door vormgeving of door dimensies of door toegepaste materialen. Het is dan noodzakelijk, correcties aan te brengen voor algemene bouwkostenstijgingen, andere werkomstandigheden, bereikbaarheid van de bouwplaats, etc..

**Kosten voor voorbereiding en toezicht (engineering-kosten)**
Dit zijn de kosten van ontwerp, toezicht, onderzoek, en dergelijke. In een globale benadering voor traditionele oplossingen kunnen deze worden gesteld op een vast percentage van de bouwkosten. Nieuwe concepties kunnen leiden tot lagere bouwkosten maar tot hogere kosten voor onderzoek.

**Exploitatie- en onderhoudskosten**
Ook voor exploitatie- en onderhoudskosten is het soms mogelijk een vergelijking te maken met de kosten voor bestaande voorzieningen, zoals jaarlijkse kosten per schutsluis, per $km^1$ dijkvak etc. Voor een alternatief waarmee geen ervaring aanwezig is, moet een gedetailleerde begroting worden gemaakt van personeels-, energie-, onderhouds- en reparatiekosten, etc..

**Schadekosten**
Bovenstaande kostensoorten kunnen direct aan het project worden toegeschreven. Vaak is het niet voldoende, het werk "in enge zin" te beschouwen. Men voert waterbouwkundige projecten uit om bepaalde maatschappelijke behoeften te bevredigen. Bij het falen van een systeem worden deze behoeften niet meer bevredigd en treedt schade op. Soms worden de bouwkosten van een project verre overtroffen door de schadekosten. (Men denke bijvoorbeeld aan de waterkering rond de dijkring gevormd door centraal Holland.) In de meeste gevallen zullen de kosten van een waterkerende constructie (tunnelin- of uitrit, schutsluis, dijkvak, etc.) verwaarloosbaar zijn ten opzichte van de schade die bij overstroming van de dijkring ontstaat.

Naarmate er minder alternatieven, die elk steeds meer in detail worden uitgewerkt, overblijven, worden ook de beoordelingscriteria steeds verder verfijnd. Tenslotte kunnen de overgebleven alternatieven op een rijtje gezet worden en beoordeeld naar de mate waarin ze diverse nevenbehoeften bevredigen. De nevenbehoeften bestaan uit ponderabilia en imponderabilia en zijn dus niet in dezelfde eenheden of grootheden uit te drukken. Men zal op grond van veel verschillende criteria tot een afweging van de alternatieven komen. Een voorbeeld voor de afweging van de Stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg tegen het alternatief "dijkverhoging" is gegeven in Tabel 2-1.

Men kan aan de beoordelingscriteria "gewichtsfactoren" toekennen en in een matrix aangeven, in hoeverre elk alternatief aan een gesteld criterium voldoet. De mate van voldoening kan eveneens in een cijfer worden weergegeven. Vermenigvuldiging van dit voldoeningscijfer met de gekozen gewichtsfactor en sommering over alle beoordelingscriteria kan aangeven, welk alternatief het best aan de gestelde eisen voldoet. (Een dergelijke methode is aangegeven in de *Leidraad keuzemethodiek Dijk- en oeverbekledingen*, Deel 1, TAW, 1988)

**Tabel 2-1: Afweging van alternatieven Stormvloedkering Nieuwe Waterweg (Beveiliging benedenrivierengebied tegen stormvloeden, Rapportage Commissie Studie Stormvloedkering Nieuwe Waterweg,1987).**

| Alternatief / Afweging | Stormvloedkering | Dijkversterking |
|---|---|---|
| Kwaliteit van veiligheid | Gelijk | |
| Jaar van bereiken Deltaveiligheid | 1996 | ca. 2020 |
| Nauwkeurigheid einddatum | ca. 2 jaar | ca. 10 jaar |
| Lengte waterkering blootgesteld aan extreme stormvloeden | 35 km | 300 km |
| Inundatie buitendijkse gebieden | Plaatselijk sterke verbetering | Huidige situatie blijft onveranderd |
| Gevolgen relatieve zeespiegelrijzing | Gedeeltelijke doorwerking | Volledige directe doorwerking op de dijken en buitendijkse gebieden |
| Totale kosten van aanleg | f 1,45 miljard | f 1,74 miljard |
| Rijk's aandeel aanleg | f 1,39 miljard | f 1,26 miljard |
| Zekerheid over aanlegkosten | + of - ca. 10% | + of - ca. 20% |
| Directe werkgelegenheid door aanleg | ca. 5.500 jaar in de periode tot 1996 | ca. 6.200 jaar in de periode tot 2020 |
| Jaarlijkse lasten beheer, groot en klein onderhoud en exploitatie van de dijken | f 5 miljoen | f 7 miljoen |
| Jaarlijkse lasten beheer, groot en klein onderhoud en exploitatie van de stormvloedkering | f 12 miljoen | |
| Effecten woon- en leefmilieu, cultuurhistorie, natuur en landschap, openluchtrecreatie | Beperkte effecten | Grote effecten |
| Effecten industrie | Enige effecten in Europoort. Bij aanvullende dijkversterkingen hinder mogelijk | Bedrijfshinder en eventueel verplaatsing |
| Effecten scheepvaart | Tijdelijke overlast | Geen |

## 2.6 Principes van het probabilistisch ontwerpen

Niet het totale ontwerpproces ("het ontwerpen") maar het beoordelen van alternatieven met behulp van rekentechnieken uit de kansrekening wordt ***probabilistisch ontwerpen*** genoemd. Internationaal wordt "Probabilistic Design" in deze zin gebruikt, zodat probabilistisch ontwerpen geen misverstand behoeft op te roepen omtrent de gevolgde procedure.

Het systematisch onderzoek naar de bedrijfszekerheid en naar het risico (in de zin van paragraaf 2.5) van een systeem wordt ***risico-analyse*** genoemd. Het gaat hierbij om de gevaren die het systeem bedreigen en de mogelijke responsies van de constructie daarop en de gevolgen in termen van geld of van imponderabilia.

Risico-analyse kan in elk stadium van het ontwerpproces worden toegepast, zowel voor het totale systeem als voor onderdelen daarvan. Uiteraard zullen de uitkomsten van de analyse in een vroeg stadium van het ontwerpproces meer op schattingen van kansen en kosten berusten en dus zullen de uitkomsten onnauwkeuriger zijn dan die van analyses in een later stadium. Toepassing van risicoanalyse kan er toe leiden, dat verschillende componenten van het systeem "evenwichtiger" ontworpen worden, m.a.w. dat sommige componenten niet onnodig worden "overgedimensioneerd".

Bedreigingen en responsies van een systeem daarop vormen ketens van gebeurtenissen die in het ongunstigste geval leiden tot falen. Genoemde ketens van gebeurtenissen worden ***mechanismen*** (failure modes) genoemd.

De overgang tussen "niet falen" en "falen" wordt ***grenstoestand*** (limit state) genoemd. Een grenstoestand wordt dus altijd gedefinieerd in samenhang met een mechanisme en één van de gedefinieerde functies.
Voor de meeste constructies worden daarom meerdere limit states onderkend, zoals de Ultimate Limit States (voor bezwijken) en de Serviceability Limit States (voor normaal functioneren of onderhoud).

Een ontwerper van systemen zal trachten de werkelijkheid (fysica) te vertalen in formules en getallen, om op grond daarvan te komen tot een goed onderbouwd oordeel over zijn ontwerp.
Als de grootte van een bedreiging (bijvoorbeeld de belasting op een constructie) gekenmerkt wordt door $S$ (internationaal gebruikt en afkomstig uit het Frans: Sollicitation) en de weerstand ("sterkte") door $R$ (Frans: Résistance), dan zal falen (bezwijken) optreden als de belasting $S$ groter uitvalt dan de weerstand $R$:

$$\{Falen\} = \{R < S\} \tag{2.2}$$

Als zeer eenvoudig voorbeeld wordt een staaf beschouwd die belast wordt door een normaalkracht, waarvoor:

$$\sigma_{breuk} \geq \frac{P}{A} \tag{2.3}$$

Hierin is:
$\sigma_{breuk}$ = breuk(druk- of trek-)spanning van het materiaal [N/mm$^2$]
$P$ = druk- of trekkracht [N]
$A$ = oppervlakte van de dwarsdoorsnede in [mm$^2$]

De breukspanning varieert met het gekozen materiaal, terwijl voor elk materiaal de breukspanning een stochastische grootheid is. Ook de kracht, die een ontwerper moet hanteren is niet nauwkeurig bekend: moet deze voor de "levensduur" van de staaf hoger of lager worden ingeschat en moet dan een hoge kracht worden gecombineerd met een lage breukspanning, of wordt dan "veiligheid op veiligheid gestapeld" en "construeert men nodeloos duur"? Voorts is het oppervlak in het ontwerpstadium niet exact bekend (maattoleranties!).

Als voor $S$ een "maatgevende" belasting wordt ingevoerd en/of als men voor de weerstand ($R$) uitgaat van een "maatgevende sterkte", dan kan de weerstand zo bepaald worden, dat $R > S$:

$$\frac{\sigma_{karakteristiek}}{\gamma_R} \geq \frac{P_{karakteristiek}}{A} * \gamma_S \qquad (2.4)$$

waarin:

$\sigma_{karakteristiek}$ = een of andere (in voorschriften vastgelegde) karakteristieke waarde voor de breukspanning

$P_{karakteristiek}$ = een of andere (in voorschriften vastgelegde) karakteristieke waarde voor de kracht

$\gamma_R$ = veiligheidscoëfficiënt voor de breukspanning

$\gamma_S$ = veiligheidscoëfficiënt voor de optredende belasting

(NB: De veiligheidscoëfficiënten worden > *1* genomen, vandaar dat $\gamma_R$ in het linker lid van vergelijking (2.4) in de noemer voorkomt. Behoudens voor belastingen welke gunstig werken, zoals de permanente belasting van een uitkragend constructiedeel waardoor het veldmoment wordt gereduceerd.)

Karakteristieke waarden en veiligheidsfactoren kunnen worden bepaald met probabilistische technieken. In het college CT4130 Probabilistic design worden deze technieken behandeld. Ze zijn vooral nuttig bij het "afstemmen" van de faalkansen van verschillende componenten. Ter illustratie zijn in Tabel 2-2 enkele veiligheidsfactoren voor belasting en materiaal opgenomen zoals die in de Nederlandse normen zijn vastgelegd.

**Tabel 2-2 Enkele veiligheidsfactoren zoals vastgelegd in Nederlandse normen**

| | belastingfactor[1] $\gamma_S$ | materiaalfactor $\gamma_R$ | $\gamma_S \cdot \gamma_R$ |
|---|---|---|---|
| staal | 1,5 | 1,0 | 1,5 |
| staal op trek | 1,5 | 1,25 | 1,9 |
| beton op druk | 1,5 | 1,2 | 1,8 |
| beton op trek | 1,5 | 1,4 | 2,1 |
| hout[2] | 1,5 | 1,2 | 1,8 |

[1] Volgens veiligheidsklasse 3, uiterste grenstoestand, NEN 6702.

[2] Naast de materiaalfactor wordt voor hout een modificatiefactor $k_{mod}$ toegepast, waarmee de kwaliteitsklasse en klimaatklasse in rekening wordt gebracht.

Het lijkt, alsof het voldoende is, zodanig te ontwerpen, dat aan de ongelijkheid $R / \gamma_R > S \cdot \gamma_S$ voldaan wordt voor elke bedreiging en voor elk mechanisme. Hier wreekt zich, dat in de waterbouwkunde betrekkelijk weinig in voorschriften is vastgelegd. Voor de meeste belastingen en "sterkten" zijn geen karakteristieke waarden en veiligheidscoëfficiënten bekend. Meestal zijn zelfs de voor een analyse noodzakelijke kansverdelingen niet bekend. (Wrijvings- en consolidatie-eigenschappen in de grondmechanica!) In veel gevallen zijn de mechanismen niet duidelijk en wiskundig exact omschreven. (Als voorbeeld kan de belasting van een golfbreker door "armoured waves"[1] worden genoemd.)

Uit het voorgaande blijkt, dat we noch de belastingen op waterbouwkundige constructies noch de sterkte van waterkeringssystemen kennen en dat we deze ook niet op voorhand (in het ontwerp-stadium) ***kunnen*** kennen. Sterkte en belasting dienen opgevat te worden als grootheden met kansverdelingen, m.a.w. als ***stochastische grootheden***. Bijgevolg kan men niet voorspellen, of een systeem zal falen of niet.

[1] "Armoured waves" is de term die gebruikt wordt voor golven die een golfbreker belasten en waarmee, als gevolg van breuk van bekledingselementen, stukken van die elementen op de golfbreker "beuken".

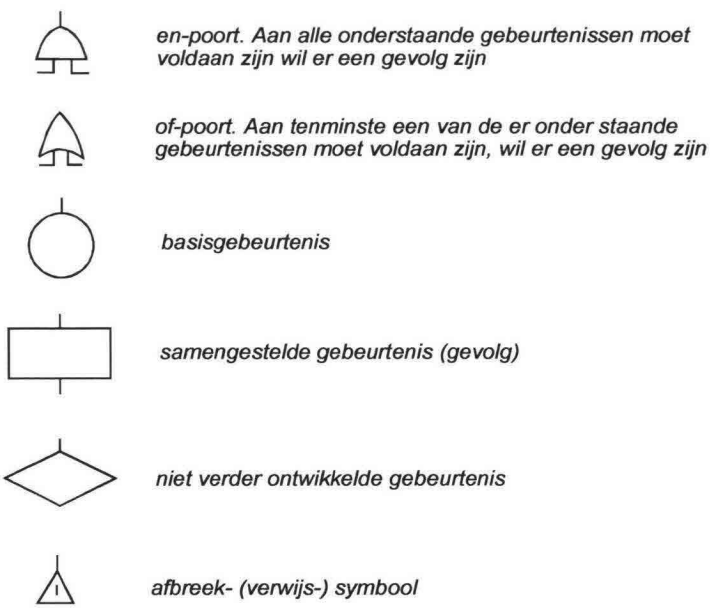
Men kan slechts een ***kans*** hiervoor aangeven:

$$P_f = P\{R < S\} \tag{2.5}$$

hetgeen wil zeggen dat de kans op falen gelijk is aan de kans dat de belasting ($S$) de sterkte ($R$) overtreft. Men maakt het ontwerp zo, dat de faalkans voldoende klein is. Wat "voldoende" geacht wordt, is bij veel waterbouwkundige projecten een punt van nader overleg.

Voor een juiste beoordeling van de faalkans moet worden onderzocht, op welke wijze(n) de ***meest ongewenste reactie(s)*** van het systeem tot stand kan (kunnen) komen. De beschouwde ongewenste reactie (***topgebeurtenis genoemd***) wordt hierbij geanalyseerd tot al zijn oorzaken. De meest relevante takken van de gebeurtenissenbomen worden samengevoegd tot een ***foutenboom***.

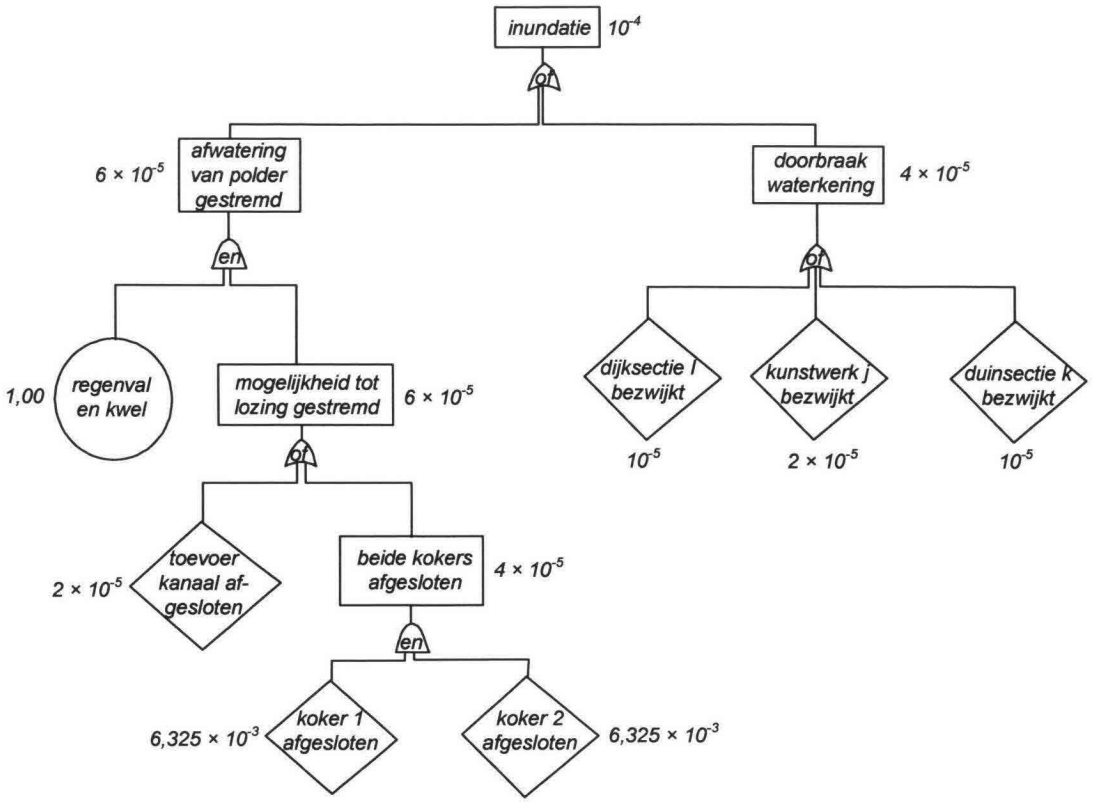
Enige internationaal bij foutenbomen gebruikelijke symbolen staan getekend in Figuur 2-5




**Figuur 2-5: Betekenis van in foutenbomen te gebruiken symbolen**

Tevens wordt de totale kans op falen van het systeem (volgens ***alle mechanismen tezamen!***) bepaald. Voor een bovengrensbenadering worden de kansen bij een ***of- poort*** opgeteld en bij een ***en-poort*** vermenigvuldigd. De kansen zijn in de foutenboom op overzichtelijke wijze bij te schrijven. Betere benaderingen van de faalkans van een systeem worden behandeld in het college CT4130 Probabilistic design.

Een voorbeeld van een foutenboom voor overstroming van een dijkring is gegeven in Figuur 2-6. Als er faalmechanismen zijn die niet onderkend worden, dan zal de kans op de topgebeurtenis als uitkomst van een berekening te klein uitvallen. De ***werkelijke faalkans zal dan groter zijn***, m.a.w. (in het voorbeeld) de kans op inundatie is dan ***groter*** dan berekend. De meeste rampen in de civiele techniek zijn niet te wijten aan rekenfouten maar aan het niet onderkennen van een of meer mechanismen.




**Figuur 2-6: Foutenboom voor overstroming van een dijkring (kansen geschat)**

## 2.7 Economische analyse

Een van de in paragraaf 2.3 genoemde randvoorwaarden betrof de beperkingen die de maatschappij oplegt. Voor het uitvoeren van waterbouwkundige werken is geld nodig. Geld (middelen) is (zijn) niet onbeperkt voorradig. Ten gevolge van deze z.g. schaarste der middelen heeft het uitstellen of vervroegen van betalingen een zekere waarde. Men noemt dit de ***tijdswaarde*** van het geld. De grootte van de tijdswaarde wordt aangegeven door de ***rentevoet*** volgens:

$$W = I(t) * (1+r)^{t_0 - t} \tag{2.6}$$

waarin:
$W$ = waarde van het geldbedrag
$I(t)$ = financiële transactie op tijdstip $t$
$t_0$ = waarderingsmoment (tijdstip van waardering)
$r$ = rentevoet
$t$ = tijdstip van betalen

NB: De waarde van $I(t)$ kan zowel positief (inkomsten) als negatief (uitgaven) zijn.

De waarde van een bedrag in (het verleden of) de toekomst, berekend op de dag van vandaag ($t_0$) wordt de ***contante waarde*** van dat bedrag genoemd:

$$CW_{I(t)} = I(t) \cdot (1+r)^{t_0 - t} = I(t) \cdot (1+r)^{-t} \tag{2.7}$$

Indien er sprake is van een in de tijd verdeelde stroom van betalingen dan is contante waarde van een betalingsstroom te berekenen door alle betalingen afzonderlijk te waarderen op het waarderingsmoment $t_0$ en de waarderingen te sommeren over $t_E$: de onderhoudsperiode of "planperiode" of "levensduur" van de constructie. (De formulering geldt eveneens voor een stroom van ontvangsten.)

$$CW_{I(t)} = \sum_{t=t_0}^{t_E} I(t) * (1+r)^{t_0 - t} \tag{2.8}$$

Als de betalingsstroom constant is (bijvoorbeeld jaarlijkse kosten voor exploitatie en onderhoud, waarvoor een vast bedrag gereserveerd wordt), dan is de contante waarde te bepalen als de som van een meetkundige reeks:

$$CW_I \approx \frac{I}{r} * (1 - \frac{1}{(1+r)^{t_E - t_0}}) = I * \frac{1-(1+r)^{t_0 - t_E}}{r} \tag{2.9}$$

$t_E$ is hierin het eindtijdstip tot waarop de betalingen moeten worden verricht of tot waarop inkomsten worden verkregen. De inflatie ($i$) en de economische groei ($g$) kunnen (mits constant) in rekening gebracht worden door de rentevoet $r$ met $i$ en $g$ te verminderen. Men rekent dan met de ***gereduceerde rentevoet*** r'.

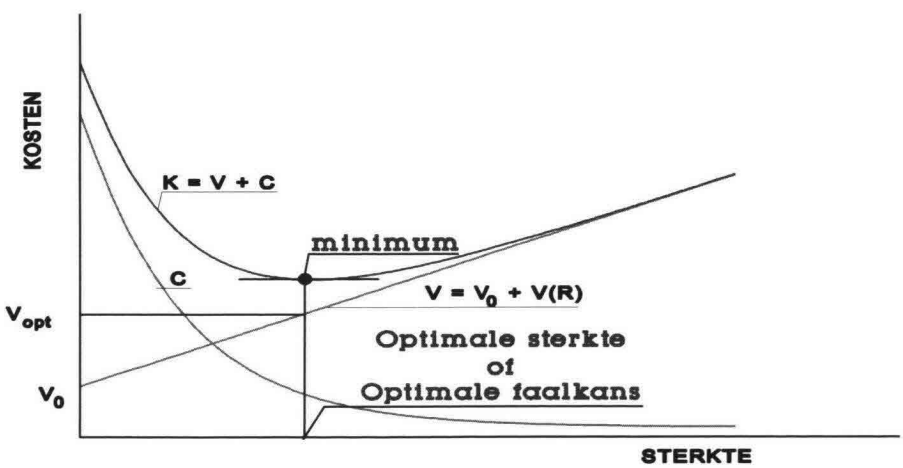
Er zijn diverse methoden om te beoordelen of een bepaald project economisch zinvol is of niet. Een daarvan is de Netto Contante Waarde (NCW) methode. Investering (aanlegkosten) en geldstromen (onderhouds- en exploitatiekosten en inkomsten als sluis- of tolgelden) worden gesommeerd. De netto contante waarde moet positief zijn:

$$NCW = \sum_{t=t_0}^{t_E} I(t) * (1+r)^{t_0 - t} > 0 \tag{2.10}$$

Investeringen $V$ (de bouwkosten, zie paragraaf 2.5: Afwegen van alternatieven) bestaan in het algemeen uit twee delen:

- de ***vaste kosten*** ($V_0$) en
- de ***variabele kosten*** ($V(R)$), die een functie zijn van de sterkte ($R$) en dus van de faalkans ($P_f$). (De sterkte van een dijk is bijvoorbeeld afhankelijk van het aantal $m^3$ zand, nodig om een bepaalde dijkhoogte te realiseren. Hoe hoger de dijk, des te meer zand moet worden verwerkt {en betaald: vandaar de variabele kosten}, des te groter in het algemeen de sterkte en des te kleiner de faalkans.)

De investeringen ($V = V_0 + V(R) = V_0 + V(P_f)$) worden nu zo bepaald, dat de som ($K$) van de investeringen en de contante waarde van het risico ($C$) (de schadekosten maal kans, zie paragraaf 2.5) minimaal is. Dit is weergegeven in Figuur 2-7



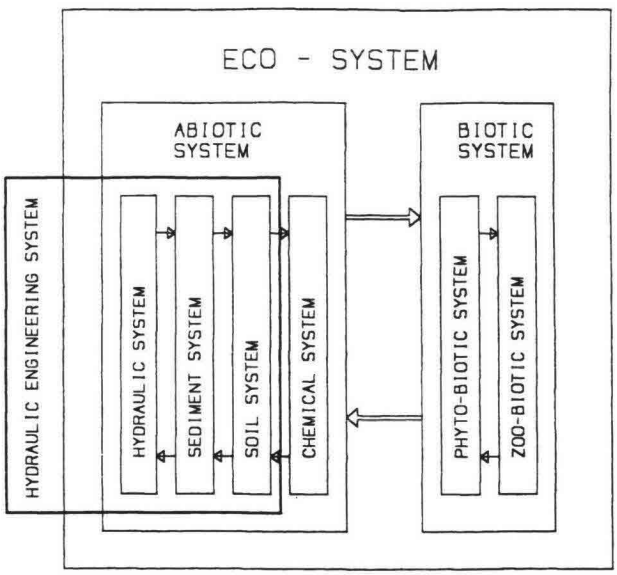

**Figuur 2-7: Bepaling optimale investering $I_{opt}$**

***Steeds moet het zogenaamde "nulalternatief" gecontroleerd worden***, dit is het risico dat er is in de ***bestaande toestand***. Dit is met name van belang indien de risico-lijn vanaf de nulsituatie langzaam dalend is.

## 2.8 Ecologie

De ontwikkeling van water en zijn omgeving zijn sterk met elkaar verbonden. Een voorbeeld is het rationele zoetwaterbeheer als gevolg van sociale en economische ontwikkeling. Een dergelijke ontwikkeling kan echter in conflict zijn met het behoud van de natuurlijke omgeving. De bescherming van de mens en zijn behoeften moeten dan ook worden afgewogen tegen natuurlijke rampen als overstromingen en droogtes. Hierbij rekeninghoudend met het gevoelige ecologisch evenwicht dat verstoord kan raken. Elke behoorlijke ingreep in een waterbouwkundig systeem resulteert met enige vertraging in een responsie van het ecosysteem, dat zich probeert aan te passen aan de nieuwe condities. Het is dus nodig om de waterbouw te harmoniseren met ecologie, wat betekent het toepassen van alternatieve waterbouwkundige maatregelen welke simultaan economische voordelen opleveren, maar ook verbetering, behoud, of tenminste een "best fit" voor het milieu leveren.

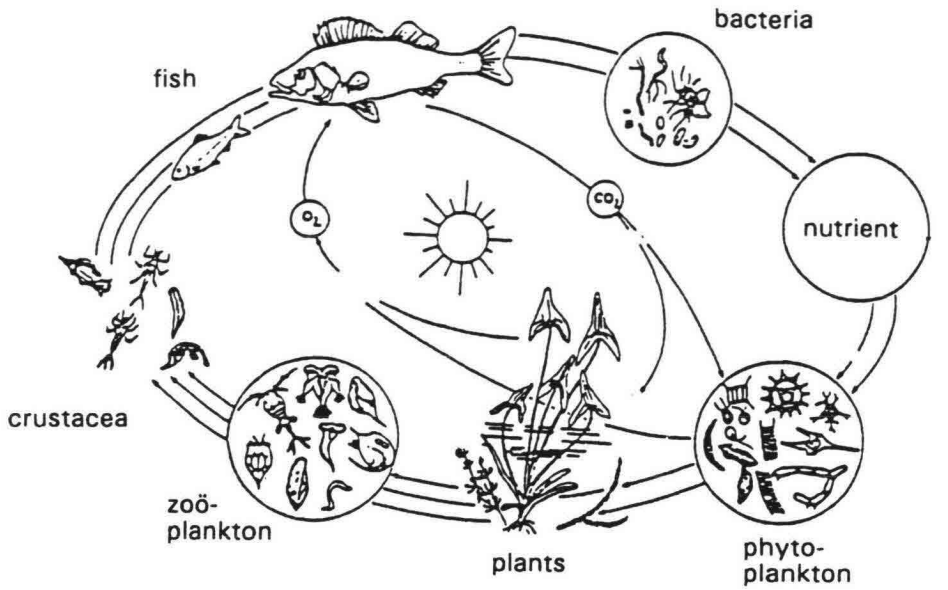
De complexe systemen van ontwikkeling van watergebieden kunnen alleen goed worden ontrafeld door een systematische benadering. Met een systeem kan het probleem worden opgesplitst in hanteerbare delen. Zo kan een riviersysteem worden opgedeeld in subsystemen zoals bergrivierlopen, meren, reservoirs, benedenlopen, estuaria, grondwatergebieden, etc. Voor een multidisciplinaire benadering kan vervolgens het subsysteem worden opgedeeld in aspectsystemen welke hoofdzakelijk de elementen en de relaties van het totale systeem bevatten, die bestudeerd worden door één specifieke discipline.
Het ecologische aspectsysteem bevat de biologische entiteiten en hun relaties onderling, en de fysische omgeving binnen het onderdeel ecologie. Binnen het ecologische aspectsysteem (ook wel ecosysteem), kan een biologisch en abiologisch subsysteem worden onderscheiden, zie Figuur 2-8. Het biologisch systeem bevat de flora (phyto biotic system) en de fauna (zoo biotec system)en hun onderlinge relaties. Het abiologisch systeem bevat aspectsystemen zoals het hydraulische systeem, het sedimentsysteem, het chemische systeem, etc. Traditioneel is het studiegebied van de waterbouwkundig ingenieur beperkt tot een deel van het abiologische systeem. Omdat elke verandering van het abiologische systeem veranderingen veroorzaakt in het biologische systeem, zouden zowel ingenieurs als ecologen hun blik moeten verwijden.




**Figuur 2-8 Het ecologische aspectsysteem, met de 2 subsystemen abiologisch en biologisch. Traditioneel beperkt het studiegebied van de waterbouwkundige zich tot het abiologische systeem (Boetzelaer et al., 1991)**

De hoofdstructuur in een ecosysteem wordt in stand gehouden door de voedselketen. Ondanks dat de voedselketen enorm complex kan zijn in diverse ecologische watersystemen, kan het principe als volgt verklaard worden, zie Figuur 2-9. De voedselketen in een systeem start met de invoer van nutriënten (chemisch, zoals fosfor, stikstof, silicaat, koolstofdioxide) en zonnestraling (energie). Algen (plantaardige plankton) en planten welke organisch materiaal en zuurstof produceren als gevolg van fotosyntheses door voeding van nitrieten en zonlicht. Dit is het eerste niveau. De organische materie (biomassa), wordt in hun voedsel voorzien door dierlijk plankton, kleine schaaldieren en kleine vissen. Deze groep wordt vaak gezien als de primaire "consumeerders" ofwel het tweede niveau. Dierlijk

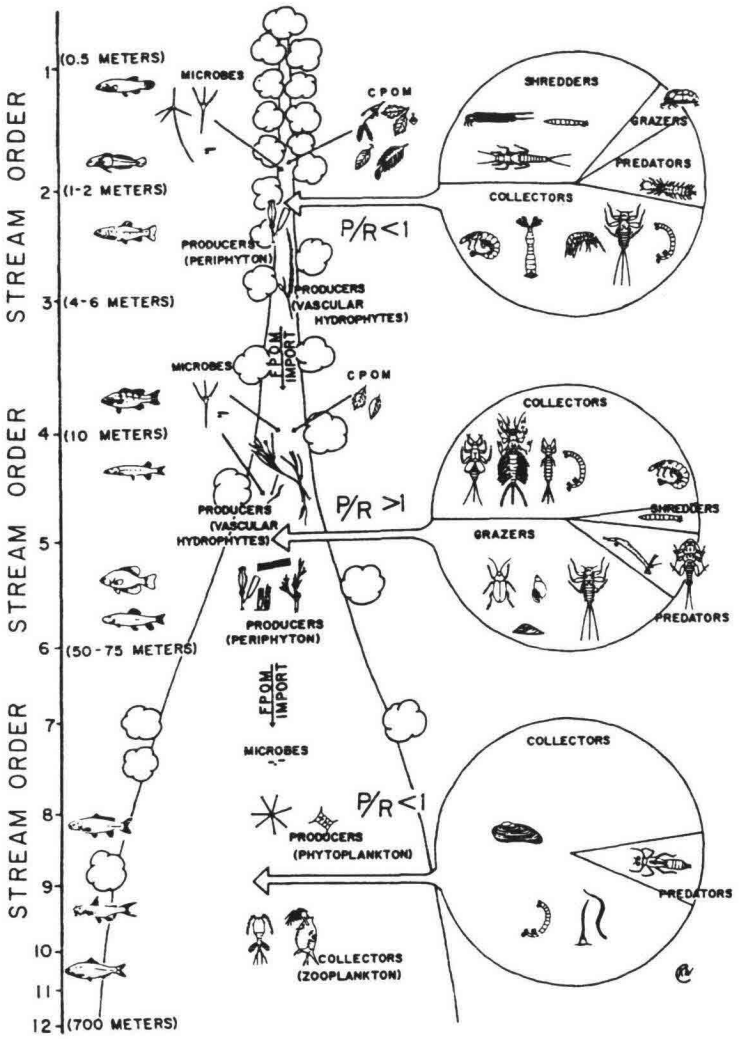
plankton en de andere kleine dieren worden door grotere vissoorten gegeten. Grotere vis wordt door nog grotere vissen, vogels, zoogdieren en de mens gegeten. Dit zijn het derde en hogere niveaus. De uitwerpselen en / of dode dieren vallen op de bodem, en worden daar opgegeten door bacteriën en omgezet in mineralen die weer als nutriënten functioneren. Zo ontstaat een gesloten nutriëntcirkel.



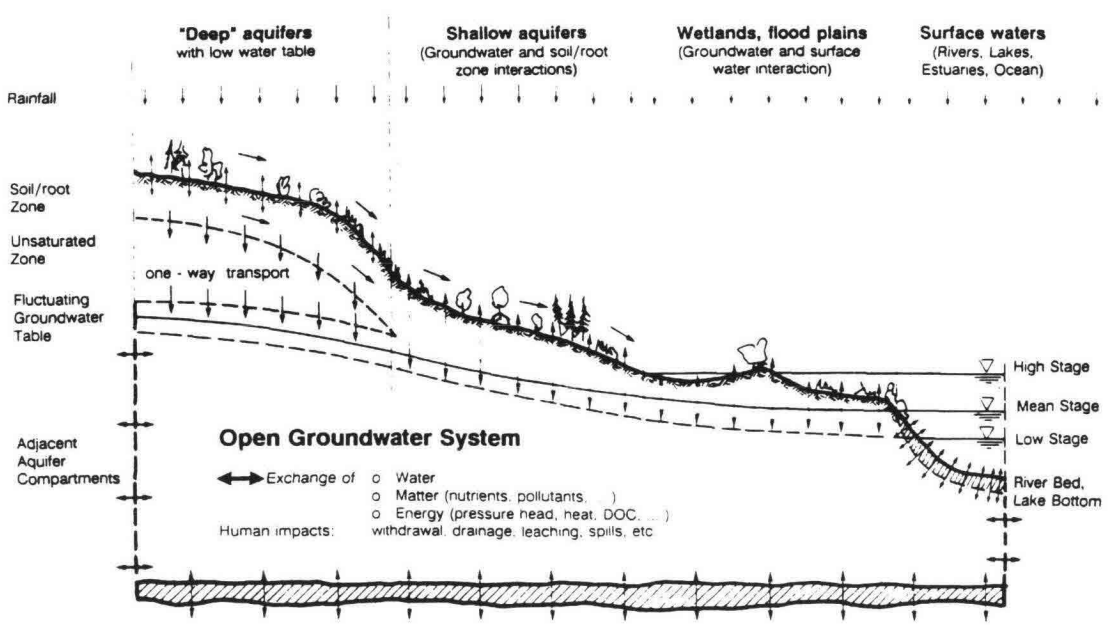

**Figuur 2-9 Principe van een voedselketen in een eenvoudig ecosysteem (Boetzelaer et al., 1991)**

Van belang is dat dergelijke ecologische systemen in evenwicht blijven, of verstoringen beperkt blijven zodat natuurlijk herstel mogelijk blijft en geen uitputting van het systeem optreedt. Als voorbeeld van interactie tussen hydraulische en ecologische subsystemen noemen we hier de rivier. Rivieren transporteren water en sediment van hun bron naar de zee. Door menselijke activiteiten worden de uitwisselingen in lengte- en dwarsrichting van water, organische massa, energie, biomassa, en biologische leven in de rivier verstoort. Een voorbeeld is het afvalwater wat ongezuiverd wordt geloosd. Maar ook dijken die inundeerbare gebieden afscheiden van het rivierenecosysteem. Hierdoor wordt niet alleen de buffercapaciteit van water maar ook van organische massa en biomassa gereduceerd. Dit heeft uiteraard ook benedenstrooms effect. Een ander voorbeeld is het afdammen van een rivier. Zo zal in het stuwmeer de stroomsnelheid en dus de transportcapaciteit afnemen, zal sedimentatie optreden, de watertemperatuur toenemen, en afhankelijk van de diepte (thermische) gelaagdheid optreden. Eén van de benaderingen voor het ecosysteem in een rivier / stuwmeer is het continue model zoals weergegeven in Figuur 2-10. Hierin zijn duidelijk de leefketens te onderscheiden die op bepaalde diepte heersen. In Figuur 2-10 blijk verder dat in ondiep water de meeste levende wezens worden aangetroffen. Dat zijn juist ook de gebieden waarin de waterbouwkundig ingenieur het meest actief is en dus ecologisch veel gewonnen kan worden. Zo is het waardevol om bijvoorbeeld dijken niet op de rand van de rivier of het estuarium te leggen, maar deels terug waarmee wetlands ontstaan.

Naast oppervlaktewater speelt grondwater ook een grote rol. Begrijpelijk, daar het leven in water niet ophoud bij de overgang naar de aangrenzende grond, maar zich in de holtes en poriën doorzet, zie Figuur 2-11. Ook vindt er uitwisseling plaats tussen grondwaterlagen onderling. Deze uitwisselingen bestaan onder meer uit water, materie (nitrieten, verontreiniging, etc.) en energie (waterstanden, drukken, etc.). En ook hierop hebben menselijke ingrepen de nodige impact. Genoemd kunnen worden: onttrekking van (drink)water, drainage van land, landbouw, spuien van (koel)water, etc. Het is dus ook voor grondwater van belang om bij ingrepen na te gaan wat de consequenties zijn voor de ecologie.




**Figuur 2-10 De met de diepte veranderende levensketens, hier weergegeven als kringlopen in het rivierenecosysteem / stuwmeer (Boetzelaer et al., 1991)**




**Figuur 2-11 Het grondwatersyteem met daarin aangegeven de uitwisselingsplaatsen (Boetzelaer et al., 1991)**

## 2.9 Milieuaspecten

### 2.9.1 Duurzame ontwikkeling

In 1992 werd te Rio de Janeiro de zogenaamde "Conventie over de Biologische Diversiteit" door vrijwel alle landen ondertekend. Sindsdien wordt het concept van "duurzame ontwikkeling" in vele landen gezien als de basis voor het nationaal beleid op het gebied van milieu. "Duurzame ontwikkeling" is een ontwikkeling die gericht is op een lange termijn visie, die inhoudt dat de ontwikkelingen van nu geen belemmering mogen vormen voor de ontwikkeling van toekomstige generaties. Om aan dit principe te voldoen moeten de ontwerpers en beheerders van waterbouwkundige constructies de duurzaamheidsaspecten dus vanaf het eerste begin meenemen in hun ontwerp, masterplan of managementplan. De duurzaamheidaspecten hebben betrekking op:

- ruimtelijke inrichting
- gebruik van grondstoffen
- gebruik van energie
- verwerking van afvalstoffen

Het is voor de ingenieur van belang deze aspecten op de juiste wijze te onderkennen en in te voeren. De primaire functie van alle waterbouwkundige werken is gericht op een verbetering van de water gerelateerde infrastructuur en de daarmee verbonden sociaal-economische situatie van de bevolking- Alle beschavingen zijn ontstaan en gegroeid rond gebieden waar voldoende water aanwezig was voor menselijke behoeften, zoals drink- en waswater, landbouw en industrie, transport van goederen en mensen. Maar, ironisch genoeg, heeft ontwikkeling en economische groei ook vaak geleid tot milieuvervuiling en verpaupering van de omgeving. Dat geldt zeker voor ontwikkelingslanden die zich veelal de "luxe" van milieumaatregelen niet kunnen veroorloven. De eerste stap in een integraal ontwerpproces dient daarom niet alleen gerelateerd te zijn aan de te vervullen functies van het waterbouwkundige werk, maar ook aan de functies van het watersysteem, de natuurlijke omgeving en de belangen van de plaatselijke bevolking. Integraalontwerpen betekent: "Niet achteraf geconfronteerd worden met de negatieve gevolgen van het ontwerp, maar alle consequenties vanaf het begin van het ontwerpproces meenemen. Alleen op deze wijze kan een duurzame ontwikkeling tot stand komen. Zowel de activiteiten als direct gevolg van waterbouwkundige werken als de activiteiten die rondom waterbouwkundige werken ontstaan, hebben invloed op de genoemde duurzaamheidsaspecten .

### 2.9.2 Gebieden voor Milieuzorg

Bij aanleg en ontwikkeling van infrastructurele werken spelen vele, meestal tegenstrijdige, belangen van maatschappelijke groeperingen een rol en dat betekent dat er hoe langer hoe meer rekening gehouden moet worden met het hele scala van belangen. De ontwikkeling van grootschalige infrastructurele werken wordt niet door ingenieurs bepaald, maar door langdurige politieke besluitvormingsroutes, zoals de PKB, de planologische kernbeslissing. De ingenieursbijdrage daarin is het op een toegankelijke wijze aanleveren van de voor deze besluitvorming benodigde gegevens. Van belang zijn de volgende aspecten:

- a-biotische: vervuiling van water, sediment, bodem en lucht;
- biotische: invloeden op leefomgeving, flora en fauna;
- menselijke: veiligheid, socio-economische invloeden en aspecten van welzijn.

**Voorbeeld 2-1**

*Een voorbeeld is het ontwerpproces voor een haven als waterbouwkundig ontwerp. De primaire functie van een haven is schakel in de transportketen en overslag tussen transportmodaliteiten:*

- *transport van mensen en goederen;*
- *transfer van mensen en overslag van goederen.*

*Een haven is een knooppunt van handel en industrie. Daarom zullen zich rond een haven ook diverse andere activiteiten ontwikkelen. Bij het ontwerp moet derhalve ook rekening worden gehouden met diverse afgeleide functies en de belangen die daarmee gemoeid zijn. Genoemd kunnen worden:*

- *opslag van goederen;*
- *toekomstig onderhoud van scheepvaartwegen, havenbekkens, kades, steigers, ander havenmeubilair en aanverwante faciliteiten;*
- *opvang en verwerking van afvalproducten;*
- *industriële activiteiten (scheepswerven, petrochemische en andere industrieën, visafslag-productie van drink- en proceswater, etc);*
- *achterlandverbindingen en het daarbij behorende verkeer;*
- *overige belangen (zoals, verstedelijking, visserij, recreatie en natuurontwikkeling).*

In het hierna volgende wordt kort ingegaan op de diverse aspecten die een rol spelen bij aanleg en ontwikkeling.

**A-biotische aspecten**
De vervuiling van water, sediment, bodem en lucht hoort tot de a-biotische aspecten. Hiertoe horen achter ook de aantasting van de ozonlaag, de opwarming van de aarde en de zeespiegelrijzing als gevolg van het verbranden van fossiele energiebronnen als kolen en olie. De belangrijkste groepen van verontreinigende stoffen zijn: nutriënten (bemestende zouten: fosfaten en nitraten), pathogene (ziekteverwekkende) organismes, zware metalen, zouten en ander anorganische verbindingen, vele soorten organische verbindingen: polycyclische, aromatische koolwaterstoffen (PAK-en) gechloreerde koolwaterstoffen (PCB 's), bestrijdingsmiddelen (DDT, dioxine) en minerale oliën.

**Biotische aspecten**
Het belang van de levende wereld om ons heen mag niet worden onderschat. Zij leveren niet alleen voedsel en hulpstoffen voor de mens maar het menselijk bestaan is zelfs volledig afhankelijk van een goed functionerend ecosysteem. Een dergelijk systeem is zeer complex, omdat alle componenten daarin afhankelijk zijn van elkaar en elkaar voortdurend beïnvloeden. Het is voor een havenontwikkelaar niet eenvoudig om al deze interacties te kennen. Maar het is gelukkig ook niet nodig om deze in detail te kennen. Wel is het van belang om te weten welke aspecten in grote lijnen daarbij een rol spelen en welke natuurlijke habitats van belang zijn en daarom extra aandacht behoeven. Voor iedere habitat zijn andere randvoorwaarden van belang. De mogelijke schade die een habitat kan ondervinden van een verontreiniging is afhankelijk van de biologische beschikbaarheid. In de RAMSAR conventie (de internationale conventie ter bescherming van de zogenaamde wetlands) zijn hiervoor regels vastgelegd. Kwetsbare gebieden zijn: kustlijn, wetlands, mangroves, koraalriffen, maar ook de open zee en de zeebodem dienen beschermd te worden.

**Menselijke aspecten**
Kwaliteit van het leven, welzijn en leefbaarheid zijn hot items. Maar deze zijn steeds moeilijker te realiseren omdat:

- de bevolkingsdichtheid toeneemt;
- de beschikbare ruimte, grondstoffen, energie en andere natuurlijke hulpbronnen afnemen;
- de kwaliteit van de ons omringende omgeving verslechtert door milieuvervuiling.

Met andere woorden: hoe groter de (technische) ontwikkeling hoe groter de milieuproblemen.
Belangrijke instrumenten zijn ruimtelijke ordening en standaarden voor milieu en veiligheid. Dat betekent bijvoorbeeld dat infrastructurele werken, die gekoppeld zijn aan hinder, overlast of risico's gevende activiteiten niet in de nabijheid van de woonomgeving geplaatst mogen worden.

**Relevante vakgebieden zijn:**

**Planologie**

Planologie zorgt dat een waterbouwkundig werk ingepast wordt in de bestaande omgeving. Hiervoor bestaan de volgende publiekrechtelijke instrumenten: Streekplan en Bestemmingsplan. In sommige gevallen kan overwogen worden om tevens een zonebeheersplan op te stellen daarin worden ruimte en milieu in samenhang bezien. In principe bestaat zo'n plan uit een opsomming van voorschriften ten aanzien van bijvoorbeeld veiligheid, hinder, geuroverlast en geluid en een inrichtingsplan. Een voorbeeld hiervan zijn de zonebeheersplannen van de Rotterdamse haven- en industriegebieden.

**Sociologie**

Grote waterbouwkundige werken hebben invloed op de leefomgeving. Dikwijls zullen er bestaande structuren voor moeten verdwijnen. Werkgelegenheid en belevingsaspecten spelen een rol. Een sociaal-economische studie moet daarin helderheid verschaffen. Daarin moet worden opgenomen: wonen, werken, recreëren en welzijn.

Wonen:

- moeten bevolkingsgroepen verhuizen ?;
- verandering van de woonomgeving;
- stedebouwkundige inpassing;
- afstanden woon-werkverkeer.

Werken:

- werkgelegenheid met daarbij aandacht voor vraag- en aanbodkant:
  - de vraagkant: aansluiting van personeelsbehoefte op de samenstelling van de beroepsbevolking;
  - de aanbodkant: directe en indirecte werkgelegenheid.
- veiligheids- en gezondheidaspecten:
  - risico's van aanvaringen;
  - gevaarlijke stoffen;
  - calamiteitenbeheersing.

Recreëren:

- verdwijnen of aantasting van bestaande recreatiemogelijkheden;
- mogelijkheden voor nieuwe recreatieactiviteiten.

Welzijn:

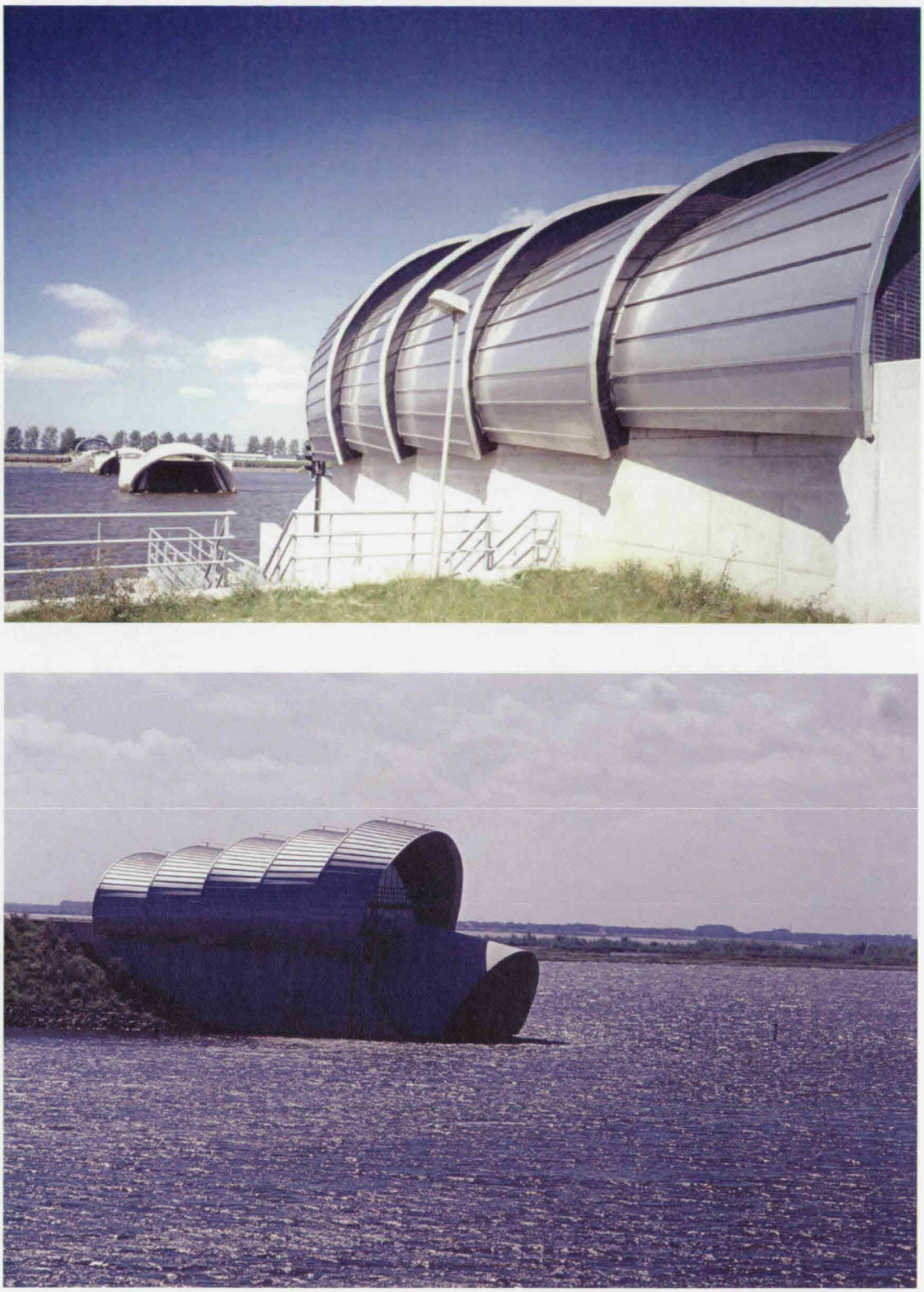
- omgeving die voldoet aan primaire en secundaire levensbehoeften;
- geen overlast en hinder van geluid, trillingen, geur, licht;
- aanwezigheid natuurlijke omgeving.

Afsluitend wordt opgemerkt dat enige wetgeving is opgenomen in Bijlage A: Wetgeving ter bescherming van het milieu.

## 2.10 Vormgeving en architectuur

Tijdens het ontwerpen en construeren worden constructies vormgegeven. In de waterbouw wordt dat vaak bepaald door hydraulische randvoorwaarden. Voorbeelden zijn de hybride krib waardoor lokaal een geleidelijker stroombeeld ontstaat (zie Figuur 4-15 en Figuur 4-16, pag. 110), de geleidedammen van de Jamuna Multipurpose Bridge (zie Voorbeeld 4-1, pag. 114), en de dwarsdoorsnede van de kerende wand van de Stormvloedkering Nieuwe Waterweg (zie Figuur 9-46, pag. 240). Uiteraard zijn er ook andere aspecten die een rol spelen, zoals verkeerskundige randvoorwaarden. Zo hebben diverse afsluitdammen van de Deltawerken een kromming in het horizontale alignement en zijn ze niet meer recht zoals de afsluitdijk, zie paragraaf 9.2. Dit voor comfort van de automobilist en het voorkomen van "in slaap vallen" tijdens rijden. Inpassing in het landschap krijgt ook weer meer aandacht en dus worden tegenwoordig ook vaker architecten betrokken bij waterbouwkundige ontwerpen. Twee voorbeelden hiervan zijn de in Schotland gebouwde roterende scheepslift Falkirk, zie Figuur 2-12, en de in Ramspol gebouwde balgstuw, zie Figuur 2-13. Uiteraard mag dit nooit ten koste gaan van de functionaliteit en veiligheid.

Figuur 2-12: Roterende scheepslift Falkirk, Schotland (2002), verval 34,50 m, inhoud bak 302 ton, rotatietijd 4 minuten (180°), architectenbureau RMJM



Figuur 2-13: Balgstuw te Ramspol (2001), architectenbureau Zwarts & Jansma (www.zwarts.jansma.nl)

## 2.11 Aanbevolen literatuur

*Beveiliging benedenrivierengebied tegen stormvloeden, Rapportage Commissie Studie Stormvloedkering Nieuwe Waterweg*. Den Haag: Rijkswaterstaat, 1987.

Boetzelaer, M.E. van, et al., *Hydraulics and the Environment, Matching hydraulics and ecology in water systems, IAHR Workshop*. Utrecht: International Association of Hydraulic Engineering and Research (IAHR), 1991.

Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving (CUR), *Kansen in de civiele techniek, Dl. 1. Probabilistisch ontwerpen in theorie*. Gouda: CUR, 1997.

Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), *Leidraad keuzemethodiek Dijk- en oeverbekledingen, Deel 1.* Delft: Waltman, 1988.

Vrijling, J.K., *Enkele gedachten aangaande een aanvaardbaar risico in Nederland*. Delft: Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), 1985.

# 3 Basisbegrippen

## 3.1 Inleiding

Al eerder is aangegeven dat behalve een indeling naar doel van een waterbouwkundige ingreep ook een indeling mogelijk is naar de aard van de waterloop. Wanneer transport van water aan de orde is, dan ligt het voor de hand om daarbij onderscheid te maken tussen natuurlijke waterlopen en kunstmatige waterlopen.

Bij de natuurlijke waterlopen kan men dan weer onderscheiden rivieren met karakteristieke delen, estuaria, en de zee. Bij de kunstmatige waterlopen komt het onderscheid tussen open en gesloten leidingen sterk naar voren.

Wat betreft de natuurlijke waterlopen moet worden opgemerkt dat zij van oudsher een grote aantrekkingskracht op de mens hebben uitgeoefend. Het water was nodig voor levensonderhoud, irrigatie, transport, handel, etc. De voordelen wogen kennelijk zwaarder dan de nadelen, veroorzaakt door ongewenst gedrag van het water, zoals erosie en overstromingen. De mens heeft echter steeds geprobeerd om door middel van eigen ingrijpen de voordelen te vergroten en de nadelen te verkleinen. Zo is de waterbouwkunde ontstaan als een puur op ervaring gebaseerd vak. Geleidelijk zijn er echter wetmatigheden ontdekt in het gedrag van water, en was men in staat om aan- en afvoer van water te regelen en zich te beschermen tegen het water. Een bezoek aan een Romeins aquaduct, of aan een oude vestingstad in India toont overigens aan dat de eerste beginselen van de waterbouwkunde reeds lang geleden, en ook in de huidige ontwikkelingslanden bekend waren.

Pas in een veel later stadium heeft wetenschappelijke analyse op basis van de vloeistofmechanica zijn intrede gedaan in de waterbouwkunde. In de huidige situatie is het ontwerpen en bouwen van waterbouwkundige constructies zonder een diepgaand inzicht in de vloeistofmechanica ondenkbaar. Daarom wordt in dit hoofdstuk achtereenvolgens de volgende basisbegrippen uit de vloeistofmechanica en de grondmechanica behandeld:

- bepaling waterstanden
- vloeistofmechanica open waterlopen
- vloeistofmechanica gesloten waterlopen (leidingen)
- stabiliteit van sediment en steen
- grondmechanica
- voorbeeld krachtsoverdrach waterkerende constructie

## 3.2 Bepaling van waterstanden

### 3.2.1 Astronomische getijden

Een opvallend verschijnsel bij een zeekust is de opkomende en afgaande waterbeweging in een nagenoeg vast ritme, die wordt aangeduid met getij. Om het ontstaan van de getijbeweging te doorgronden, moeten we de bewegingen van de maan om de aarde en de aarde om de zon nader in beschouwing nemen. We beginnen met de aarde en de zon.

De aarde draait om de zon, waarbij de aantrekkingskracht van de zon op de aarde evenwicht maakt met de middelpuntvliedende of centrifugale kracht op de aardbol ontstaan door de draaïng om de zon. De aantrekkingskracht $F_A$ op de aarde als totaal uitgeoefend door de zon, waarbij de massa's geconcentreerd gedacht worden in de beide zwaartepunten, kan worden geschreven als:

$$F_A = f \cdot M_A \cdot M_Z / R_{ZA}^2 \qquad (3.1)$$

waarin:

| | | |
|---|---|---|
| $f$ | = gravitatieconstante | = $6{,}66 \times 10^{-11}$ $m^3/kg/s^2$ |
| $M_A$ | = massa van de aarde | = $5{,}98 \times 10^{24}$ kg |
| $M_Z$ | = massa van de zon | = $2 \times 10^{30}$ kg |
| $R_{ZA}$ | = afstand tussen de zwaartepunten van de zon en de aarde | = gem. $150 \times 10^9$ m |

De centrifugale kracht $F_C$ op de aarde als totaal uitgeoefend en van de zon af gericht kan worden geschreven als:

$$F_C = M_A \cdot v^2 / R_{ZA} = M_A \cdot \omega^2 \cdot R_{ZA} \qquad (3.2)$$

waarin:

$v$ = omtreksnelheid van het zwaartepunt van de aarde = $\omega \times R_{ZA}$ [m/s]

$\omega$ = hoeksnelheid van de beweging van de aarde om de zon [rad/s]

Op een willekeurig massadeeltje $m_i$ ergens op aarde werkt een aantrekkingskracht $F_{Ai}$ en een centrifugale kracht $F_{Ci}$ volgens:

$$F_{Ai} = f \cdot m_i \cdot M_Z / R_i^2 \text{ (gericht naar het zwaartepunt van de zon)} \qquad (3.3)$$

$$F_{Ci} = m_i \cdot \omega^2 \cdot R_i \text{ (gericht van de zon af en loodrecht op de draaibeweging van de aarde)} \qquad (3.4)$$

waarin:

$m_i$ = massa van massadeeltje i [kg]

$R_i$ = afstand tussen massadeeltje $i$ en het zwaartepunt van de zon [m]

Alleen in het zwaartepunt van de aarde zijn de krachten $F_{Ai}$ en $F_{Ci}$ aan elkaar gelijk. Overal elders is dit niet zo en dat heeft vooral gevolgen voor de waterdeeltjes aan de omtrek van de aardbol.

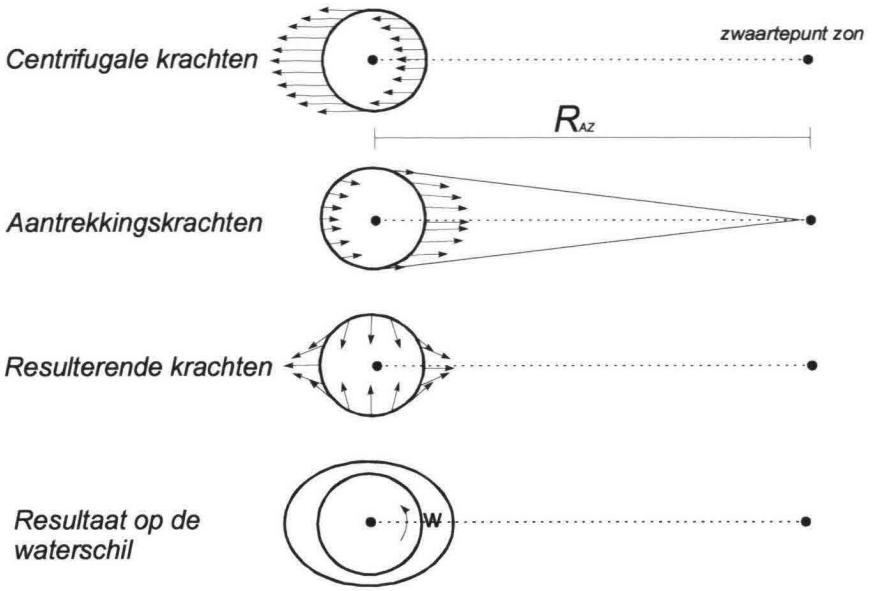
Veronderstel dat de aarde geheel omgeven is door water. Er is dan een bolvormige waterschil aanwezig. De waterdeeltjes aan de kant van de zon zullen een meer dan gemiddelde aantrekkingskracht ($F_{Ai} :: 1/R^2_i$ met $R_i < R_{AZ}$) ondervinden en een minder dan gemiddelde centrifugale kracht ($F_{Ci} :: \omega R_i$ met $R_i < R_{AZ}$). De waterdeeltjes aan deze kant van de bol verplaatsen zich in een richting naar de zon toe, waarbij de zwaartekracht de waterdeeltjes aan het aardoppervlak gebonden houdt. Aan de van de zon afgekeerde kant wint de centrifugale kracht het van de aantrekkende kracht en aan die kant bewegen de waterdeeltjes zich van de zon af. Het resultaat is een ellipsoïdevormige waterschil met de lange as naar de zon gekeerd, zie Figuur 3-1.

Door de draaïng van de aarde om zijn eigen as zal een waarnemer W op de omtrek van de aar-de staande per etmaal tweemaal een hoogste waterstand (HW) zien, wanneer hij de lange as passeert en tweemaal een laagste waterstand (LW), wanneer hij de korte as van de ellipsoïde passeert. De periode van dit zonnegetij is 12 uur en wordt daarom ***dubbeldaags*** genoemd en aangeduid met $S_2$.

Naast de zon is ook de maan in staat om getijden op aarde op te wekken. Hoewel de massa van de maan ($M_M = 7{,}33 \times 10^{22}$ kg) veel kleiner is dan de massa van de zon $M_Z$ is de invloed van de maan door de kleinere afstand (= gemiddeld 380.000 km) zelfs twee maal sterker dan die van de zon.

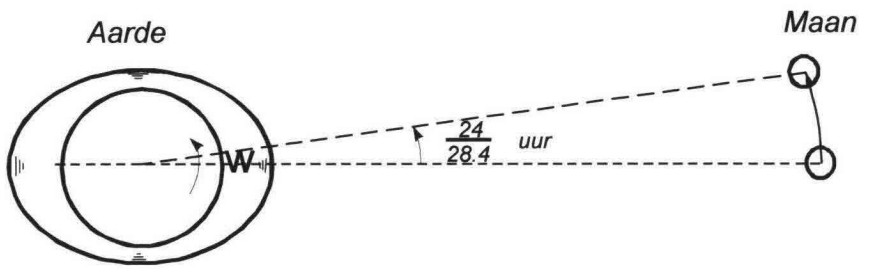
Het bewegingssysteem van aarde en maan is gecompliceerd en heeft een nadere toelichting nodig. De aarde en de maan vormen een systeem van elkaar aantrekkende lichamen die beide op hun eigen wijze om een gemeenschappelijke as draaien, waardoor evenwichtmakende centrifugale krachten worden opgewekt. Deze as gaat door het zwaartepunt van het systeem, dat binnen de aardbol ligt op een afstand van 4.660 km van het zwaartepunt van de aarde. Tijdens de draaiing om deze as blijft de oriëntatie van de aarde ten opzichte van de sterren dezelfde. Dit heeft tot gevolg dat alle punten van de aarde een cirkelbeweging maken met een straal gelijk aan de afstand tussen het zwaartepunt van de aarde en het gemeenschappelijke zwaartepunt. Dit betekent dat op alle massadeeltjes van de aarde de centrifugaalkracht gelijk is. De richting van deze kracht is steeds van de maan af gericht en

evenwijdig aan de verbindingslijn van de zwaartepunten van maan en aarde. Zie onder andere het collegedictaat CT5317 Physical oceanography.




**Figuur 3-1: Centrifugale en aantrekkingskrachten van het aarde-zonsysteem alsmede resultaat op de waterschil**

Aan de naar de maan toegekeerde kant van de aarde wint de aantrekkende kracht op een waterdeeltje het van de centrifugale kracht, terwijl aan de van de maan afgekeerde kant de centrifugale kracht groter is dan de aantrekkende kracht. Dus ook de maan veroorzaakt op een aarde volledig bedekt met oceanen een ellipsoïdevormige waterschil nu met de lange as gericht naar de maan. Door de draaiing van de aarde ontstaat weer een periodieke wisseling van de waterstand: het maansgetij.



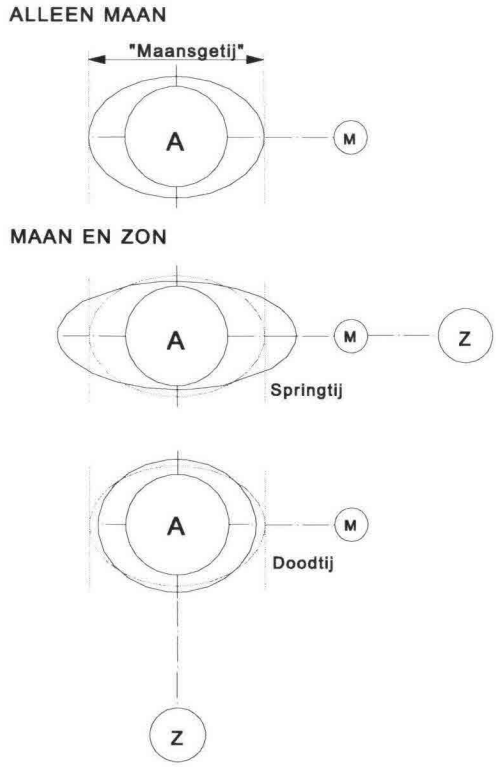

**Figuur 3-2: Getij ten gevolge van de maan**

Na één omwenteling van de aarde is de positie van de maan niet meer dezelfde. Zij heeft 1/29 van haar baan om de aarde afgelegd. De ellipsoïde rond de aarde is meegedraaid. Dat betekent dat een waarnemer W het einde van het tweede getij (HW) niet na 24 uur maar na $24^{24}/_{29}$ uur waarneemt. De periode van dit maansgetij is daarom 12 uur en 25 minuten, zie Figuur 3-2. We blijven echter wel spreken van een dubbeldaagsgetij, dat wordt aangeduid met M2.

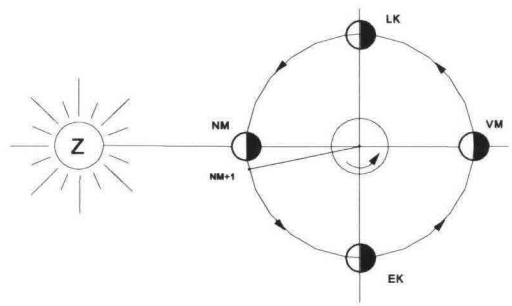
Wanneer zon, maan en aarde in één lijn staan, versterken de getij-opwekkende invloeden van de maan en de zon elkaar ($M_2 + S_2$), wanneer de maan $90^0$ uit fase is, verzwakken ze elkaar ($M_2 - S_2$), zie Figuur 3-3. In het eerste geval is er sprake van springtij (met een grotere amplitude), in het tweede geval van doodtij (met een kleinere amplitude). Uit de verklaring in Figuur 3-4 volgt dat springtij is geassocieerd met volle en nieuwe maan, terwijl doodtij samenvalt met eerste en laatste kwartier. Bovenstaande figuren verduidelijken de geschetste situatie.

Doordat de aardas niet loodrecht staat op het vlak van de maanbaan (declinatie) treedt er een ongelijkheid op tussen twee opeenvolgende hoogwaters respectievelijk laagwaters. Dit verschijnsel heet dagelijkse ongelijkheid, zie Figuur 3-5. Op sommige breedtes op aarde kan, afhankelijk van de

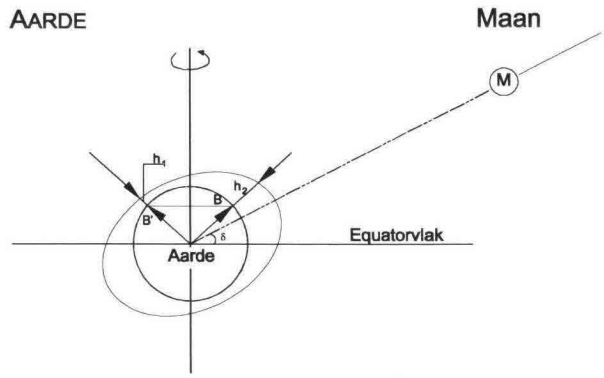
positie van de maan in de maanbaan, de ongelijkheid zo groot worden dat er per 24 uur en 50 minuten slechts één hoogwater wordt waargenomen en één laagwater. Er ontstaat dan een enkeldaagse invloed in het maansgetij.




**Figuur 3-3: Invloed zon op maangetij**




**Figuur 3-4: Maanfasen**




**Figuur 3-5: Oorzaak dagelijkse ongelijkheid**

De aardas maakt ook een hoek met het vlak van de aardbaan, waardoor in het zonnegetij eveneens enkeldaagse invloeden met een periode van 24 uur optreden.

Het zal duidelijk zijn dat het optredende getij ten gevolge van de ellipsoïde beïnvloed wordt door een veelvoud van factoren, die alle te maken hebben met de bouw van ons zonnestelsel.

De boven beschreven situatie gaat uit van een volledige bedekking van het aardoppervlak met water en de hierin opgewekte getijden (= lange golven) worden evenwichtsgetijden genoemd. De werkelijkheid is anders. De aanwezigheid van de continenten verhinderen een volledige ontwikkeling van het theoretische beeld en daarnaast is de aanwezige waterdiepte een beperkende factor.

De voortplantingssnelheid voor ***lange golven*** wordt gegeven door de formule :

$$c = \sqrt{gh} \qquad (3.5)$$

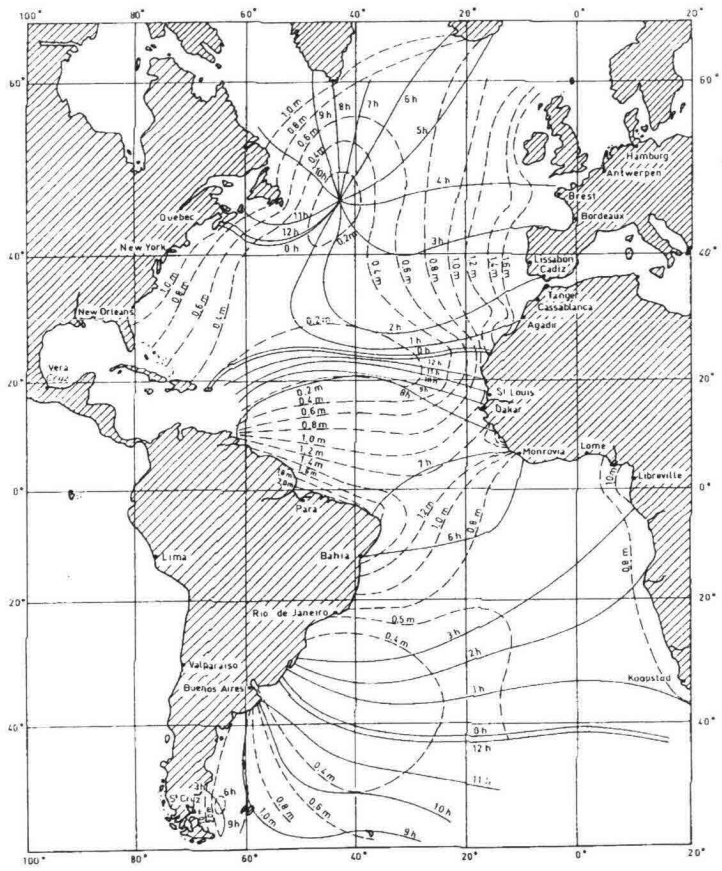
Terwijl algemeen voor ***alle golven*** geldt:

$$L = c \cdot T \qquad (3.6)$$

waarin:
$c$ = voortplantingssnelheid [m/s]
$g$ = versnelling van de zwaartekracht [m/s$^2$]
$h$ = waterdiepte [m]
$L$ = lengte van de golf [m]
$T$ = periode van de golf [s]

De lange golf van het dubbeldaagse getij dient derhalve globaal de helft van een omtrekcirkel in één periode af te leggen. Voor de verschillende breedtes op aarde kan de daarbij behorende waterdiepte met (3.5) worden berekend. Op de evenaar is een diepte van rond 20 km nodig. Naar de polen toe neemt de benodigde diepte af.

Alleen op het zuidelijke deel van het zuidelijk halfrond, nabij de poolcirkel (65$^0$ Z.Br.) gaat het theoretische model redelijk op. Hier kan de getijgolf in het vereiste tempo rond de aarde lopen, ten zuiden van Afrika, Zuid-Amerika en Australië. Vanuit dit gebied plant de golf zich voort over de oceanen in noordelijke richting (zie Figuur 3-6).

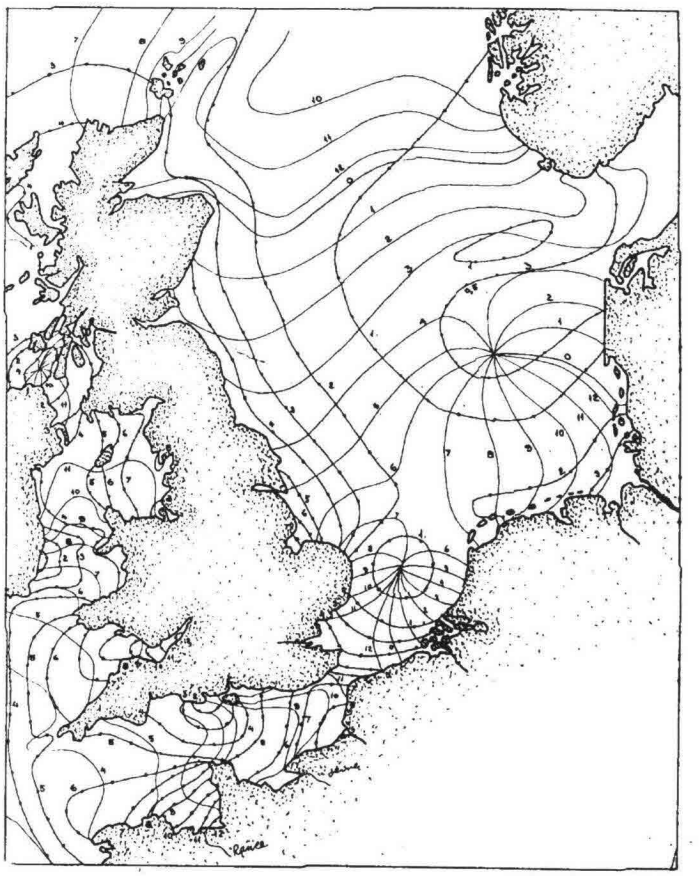



**Figuur 3-6: Voortplanting en amplitude van getij op de Atlantische oceaan**

Hoewel de waterdiepte op de oceanen veelal groter is dan enkele kilometers, waardoor de voortplantingssnelheid van de getijgolf enkele honderden meters per seconde bedraagt, duurt het toch enkele dagen voor de getijgolf onze Noordzeekust bereikt. Dit is de reden dat springtij en doodtij in onze omgeving pas enkele dagen na de bijbehorende maanstand optreden.

De gemiddelde hoogte van de rondlopende getijgolf op de oceanen bedraagt niet veel meer dan circa 1 m. Door plaatselijke verschillen in waterdiepte, door vernauwingen en door reflectie vervormt de getijgolf op zijn weg. De periode verandert niet, alleen de lengte (via de voortplantingssnelheid) en de hoogte passen zich aan (te vergelijken met het shoaling-effect van windgolven). Elke plaats langs de

kust heeft daardoor zijn eigen specifieke getijkromme, waarbij het tijdstip van hoog- en laagwater, de getij-amplitude en zelfs de vorm van de kromme vastliggen in de voortschrijdende tijd. Door genoemde oorzaken kan het getijverschil (verschil in hoogte tussen HW en LW) plaatselijk oplopen tot 12 m. Door een combinatie van terugkaatsing, waarbij buiken en knopen ontstaan en de Coriolis-invloed (wet van Buys Ballot toegepast op waterbeweging) kan de amplitude van het verticale getij zelfs nul worden: amfidromisch punt (zie Figuur 3-6 en Figuur 3-7).



**Figuur 3-7: Voortplanting en tijverschil (2x amplitude) op de Noordzee**

De optredende waterstand als functie van de tijd z(t) kan worden onderworpen aan een harmonische analyse:

$$z(t) = z_0 + \Sigma A_i \cos(\omega_i t - \alpha_i) \qquad (3.7)$$

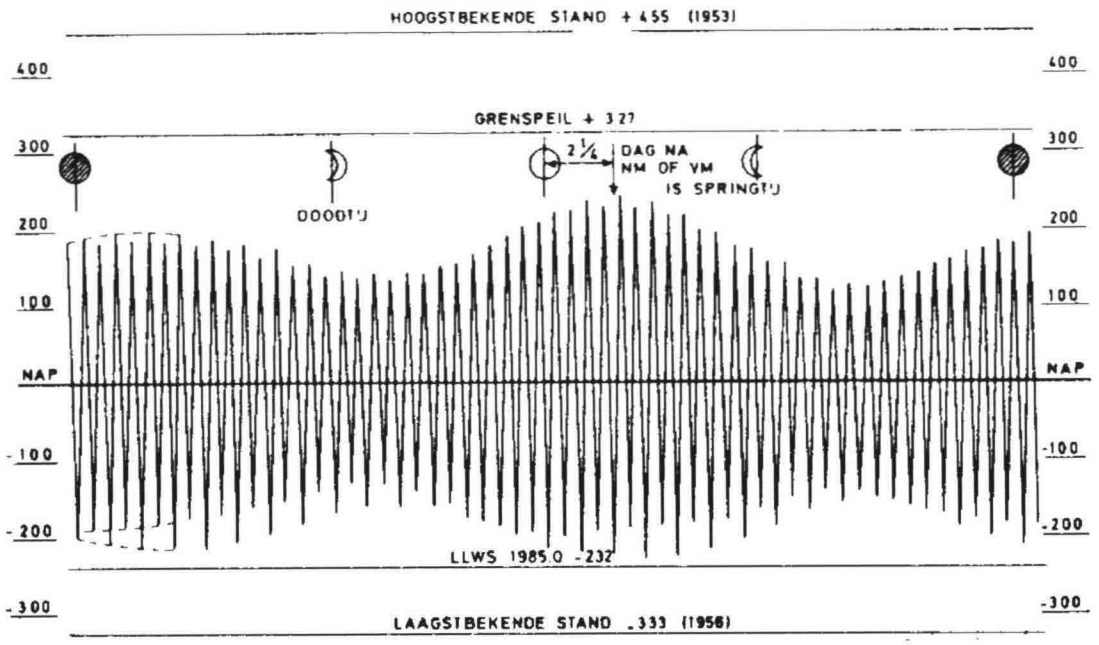
waarin:

$z_0$ = gemiddelde waterstand [m]
$A_i$ = amplitude component i [m]
$\omega_i$ = hoekfrequentie component i [graden per uur]
$\alpha_i$ = fasehoek component i [graden]

De hoekfrequenties $\omega_i$ ~~kunnen~~ worden gekozen op grond van astronomische overwegingen b.v. enkel- en dubbeldaags maansgetij: *14,49* respectievelijk *28,98* $^0$ per uur of hogere harmonischen. Wanneer gedurende een maand of langer de waterstanden per uur zijn vastgelegd, is het mogelijk een redelijk betrouwbare schatting te maken van de getij-amplituden $A_1 \ldots\ldots A_n$ en de fasehoeken $\alpha_1 \ldots\ldots \alpha_n$ bij de astronomisch bepaalde hoekfrequenties $\omega_1 \ldots\ldots \omega_n$. Met deze informatie kan dan weer een voorspelling van de waterstand voor een toekomstige maand worden gemaakt. Voor veel kuststations ligt het resultaat van een dergelijke analyse vast in publicaties van lokale hydrografische diensten of van de British Admiralty.

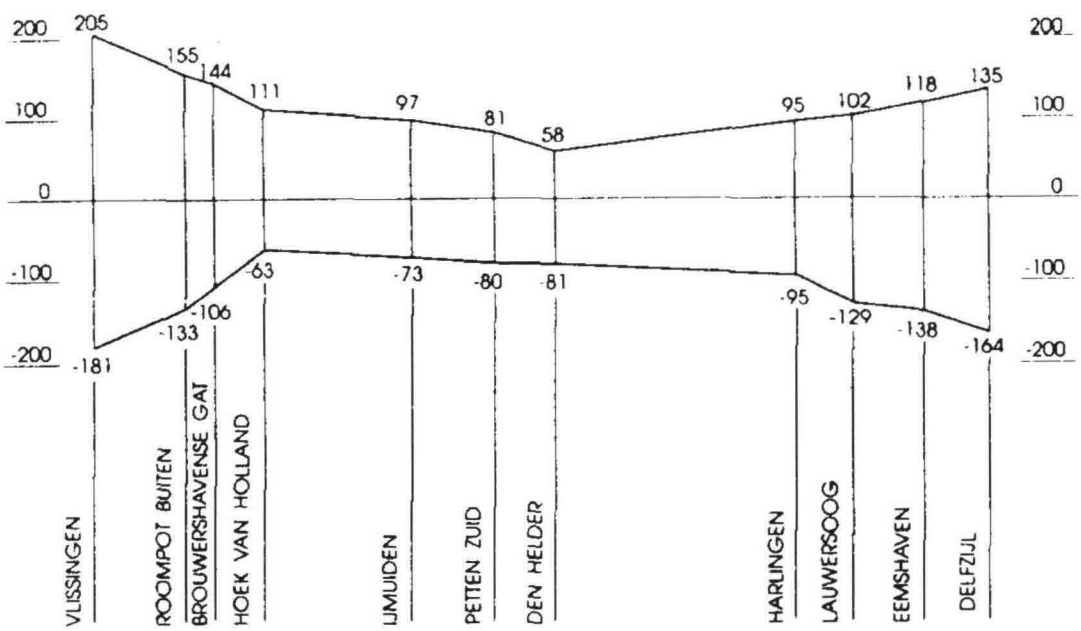
Door het Rijksinstituut voor Kust en Zee (RIKZ) van het Ministerie van Verkeer en Water-staat worden voor ieder volgend jaar voor een groot aantal stations langs de Nederlandse kust de dagelijkse tijden

en waterstanden van HW en LW voorspeld in het boekje "Getijtafels voor Nederland". Uit het verloop van de getijbeweging te Vlissingen gedurende een maand (Figuur 3-8) is goed te zien dat springtij ca. 2 dagen na NM en VM plaatsvindt. De dagelijkse ongelijkheid komt ook duidelijk tot uiting.




**Figuur 3-8: Waterstandsverloop gedurende één maand bij Vlissingen (in cm)**

Door de ligging van een amfidromisch punt dicht onder de Nederlandse kust (Figuur 3-7) is er ook een aanzienlijk verloop in het getijverschil langs de kust, zie Figuur 3-9. Het zal duidelijk zijn dat de waterstandsverschillen als gevolg van het astronomische getij ook leiden tot eb- en vloedstromingen op zee, in zee-armen en in getijrivieren (= estuaria). De grootte van de daarin optredende stroomsnelheden is afhankelijk van het tijverschil. De stroomsnelheden vertonen daardoor ook een variatie over een periode van een maand: hogere stroomsnelheden bij springtij en lagere stroomsnelheden bij doodtij.



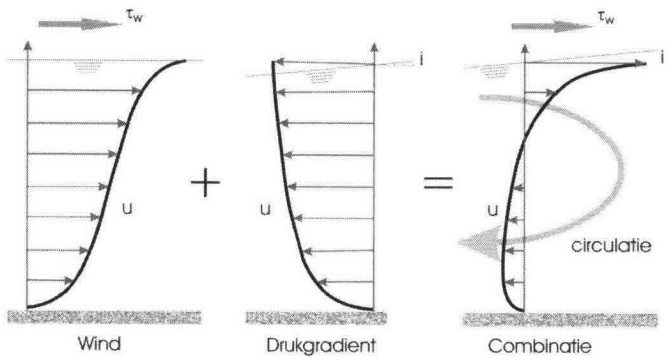

**Figuur 3-9: Verloop van gemiddelde getijverschil langs de Nederlandse kust (in cm)**

### 3.2.2 Opwaaiing

Wanneer wind over een wateroppervlak strijkt, wordt op dat water een schuifspanning uitgeoefend. Het gevolg is dat het water in de richting van de wind gaat bewegen. Een belemmering van deze beweging kan leiden tot een verandering van de waterstand. We illustreren dat aan de hand van een het voorbeeld van een lange, rechte kust met een loodrecht invallende, aanlandige wind. De kust vormt in dit verband een obstakel voor de stroming die door de wind wordt aangedreven. Aangezien de wind water naar de kust blijft stuwen, zal het water zich daar ophopen. Het resultaat is dat de waterstand vlakbij de kust hoger wordt dan verder zeewaarts. Door dit verschil in waterstand (verhang) ontstaan een kustafwaarts gerichte stroming.

We hebben zodoende te maken met twee tegengestelde stromingen: een wind-gedreven stroming naar de kust toe en een verhang-gedreven stroming van de kust af. Als de wind lang genoeg aanhoudt, ontstaat uiteindelijk een stationaire situatie waarbij beide stromingen, geïntegreerd over de diepte, elkaar juist compenseren. De opwaaiïng neemt dan niet meer toe. We gaan na hoe deze uiterste toestand afhangt van de windsnelheid.

De stroomsnelheden die bij deze wind- en verhang-gedreven stromingen horen, zijn verschillend verdeeld over de waterkolom. Bovenin is de wind-gedreven kustwaartse stroming sterker dan de verhang-gedreven stroming van de kust af, en onderin is dat juist andersom. In de buurt van het wateroppervlak is er dus een netto stroming met de wind mee (kustwaarts) terwijl bij de bodem de stroming tegen de wind in gericht is (zeewaarts). Blijkbaar wordt het water dat bovenin de waterkolom naar de kust wordt gestuwd, onderlangs weer afgevoerd naar zee. Er is sprake van een verticale circulatie, zie Figuur 3-10.




**Figuur 3-10: verdeling van de stroomsnelheid u over de waterkolom bij een wind-gedreven stroming (links; $\tau_w$ = windschuifspanning), een verhang-gedreven stroming (midden; i = verhang) en de combinatie van beide (rechts).**

In de stationaire situatie is er evenwicht tussen drie krachten. In Figuur 3-11 is dit geïllustreerd voor een waterkolom met breedte $\Delta x$. De drie krachten zijn

- De schuifkracht $\tau_w \Delta x$ die door de wind op het wateroppervlak wordt uitgeoefend,
- De resulterende waterdruk $\rho ghi\Delta x$ (gelijk aan de som van de hydrostatische waterdrukken aan weerszijden van de waterkolom) en
- De weerstand $\tau_b \Delta x$ die de stroming ondervindt nabij de bodem.

Aan het evenwicht tussen deze drie krachten ontlenen we

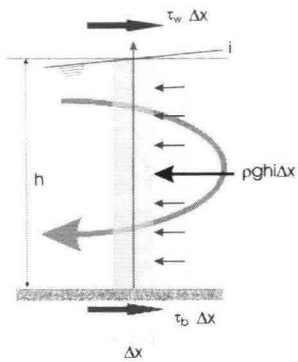
$$i = \frac{\tau_w + \tau_b}{\rho g h} \tag{3.8}$$

De windschuifspanning $\tau_w$ is direct gerelateerd aan de windsnelheid $U$ volgens

$$\tau_w = \rho_{lucht} c_{lucht} U^2 \tag{3.9}$$

waarin $\rho_{lucht}$ de massadichtheid van lucht is (circa 1,2 kg/m$^3$) en $c_{lucht}$ is een wrijvingscoëfficiënt, vergelijkbaar met wat $g/C^2$ ($C$ is de Chézy coëfficënt, zie paragraaf 3.3.2) is voor bodemwrijving bij stromend water. Combinatie van (3.8) en (3.9) geeft

$$i = \frac{\rho_{lucht} c_{lucht} U^2 + \tau_b}{\rho g h} \tag{3.10}$$




**Figuur 3-11: Resulterende krachten op een waterkolom bij een circulatie die wordt aangedreven door een combinatie van een windschuifspanning en een drukgradient.**

In de praktijk wordt deze uitdrukking vereenvoudigd tot

$$i = c\frac{U^2}{gh} \tag{3.11}$$

waarin de dimensieloze wrijvingscoëfficiënt $c$ zodanig wordt gekozen dat ook het effect van de bodemschuifspanning op het verhang $i$ redelijk in rekening wordt gebracht. Voor windsnelheden boven circa 20 m/s is langs empirische weg gevonden dat $c = 3{,}5$ à $4{,}0 \cdot 10^{-6}$. Overigens wordt de uitdrukking ook wel gebruikt voor lagere windsnelheden.

Als de wind over een afstand $F$ (de zogeheten strijklengte) een schuifspanning op het wateroppervlak uitoefent, zal uiteindelijk over deze gehele afstand een verhang volgens (3.11) ontstaan. Geheel benedenwinds is de opwaaiïng (of windopzet) het grootst. Als we veronderstellen dat het verhang slechts geringe verandering van de waterdiepte $a$ tot gevolg heeft, dan kunnen we deze maximale opwaaiïng $W$ benaderen met

$$W = iF = c\frac{U^2}{gh}F \tag{3.12}$$

Het is niet altijd eenvoudig om de strijklengte $F$ vast te stellen. In een uitgestrekt kustgebied is dat bijvoorbeeld zo omdat niet duidelijk is hoever zeewaarts de wind begint met het genereren van opzet. Om uitdrukking (3.12) te kunnen toepassen, is het dus nodig om ergens op het traject waarlangs de wind waait de waterdiepte te kennen. Daarvan gaan we twee voorbeelden nader bekijken.

**Vlakke, horizontale bodem**
Bij een vlakke, horizontale bodem is het verhang gelijk aan de verandering van de waterdiepte per eenheid van lengte in de windrichting. Dit kunnen we schrijven als

$$i = \frac{dh}{dx} = c\frac{U^2}{gh} \tag{3.13}$$

waarin de $x$-as gekozen is volgens de windrichting. Integratie van deze differentiaalvergelijking met randvoorwaarde $h(x_0)=h_0$ geeft

$$h = \sqrt{2\frac{cU^2}{g}(x - x_0) + h_0^2} \tag{3.14}$$

(waarvan natuurlijk alleen de positieve wortel voor ons relevant is).

Met deze uitdrukking kan voor de stationaire situatie en een vlakke, horizontale bodem het verloop van de waterdiepte $h$ worden bepaald rondom een punt waar de waterdiepte op voorhand bekend is ($h_0$).

Voor een eerste schatting van de opwaaiïng kan overigens vaak worden volstaan met berekening van het verhang door in (3.12) een representatieve waterdiepte $h_{rep}$ in te vullen. Vervolgens wordt dit verhang constant verondersteld over het gehele traject waarlangs de wind een schuifspanning op het water uitoefent. De windopzet langs dit traject wordt zodoende benaderd met

$$W(x) \approx c\frac{U^2}{gh_{rep}}(x - x_0) \tag{3.15}$$

(vergelijk met (3.12)). Ook hier geldt dat we de windopzet alleen kunnen bepalen als we de waterdiepte op één specifieke locatie op voorhand kennen. In bovenstaande uitdrukking is dat ter plaatse van $x=x_0$. De windopzet is op die plaats gelijk aan 0.

Bedenk dat de windopzet wordt overschat als $h_{rep}$ te klein wordt gekozen. Anderzijds, als we uitgaan van een te grote waterdiepte, onderschatten we de windopzet.

**Gesloten bekken**

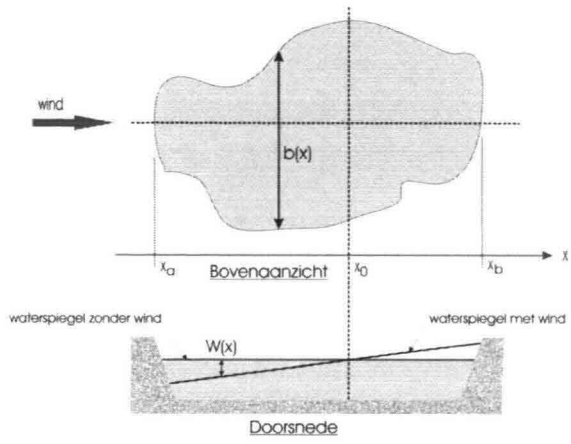
Specifiek voor een gesloten bekken is dat de totale hoeveelheid water die daarin is geborgen gelijk blijft. Door windopzet wordt geen water aan het bekken toegevoegd of eraan onttrokken (anders zou het bekken immers niet gesloten zijn). Hieruit kunnen we de randvoorwaarde afleiden die nodig is om (3.14) of (3.15) te kunnen toepassen. Het verhang dat zich in het bekken onder invloed van de wind instelt, ontstaat doordat water vanuit het bovenwindse deel van het bekken wordt verplaatst naar het benedenwindse deel. Bovenwinds daalt de waterstand en benedenwinds stijgt deze. Als tegelijkertijd de totale hoeveelheid water in het bekken gelijk blijft, dan moet integratie van de windopzet $W$ over het totale oppervlak van het bekken precies 0 opleveren. Voor het bekken dat is geschetst in Figuur 3-12 volgt

$$\int_{x_a}^{x_b} W(x)\,b(x)\,dx = 0 \tag{3.16}$$

waarin $b(x)$ de breedte van het meer is, gemeten dwars op de windrichting. Combineren we dit met uitdrukking (3.15), dan vinden we

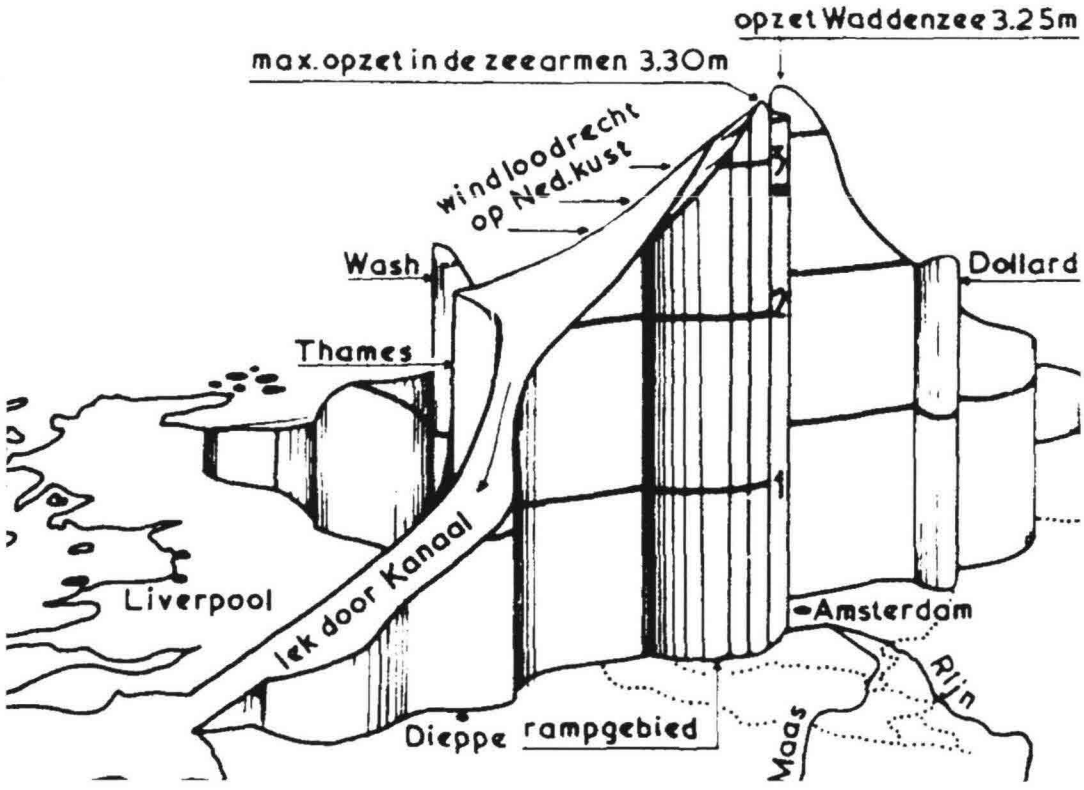
$$\int_{x_a}^{x_b} (x - x_0)\,b(x)\,dx = 0 \tag{3.17}$$

waaruit voor een bekende geometrie van het bekken $x_0$ kan worden berekend. In feite is $x_0$ volgens (3.17) niets anders dan de $x$-coördinaat van het zwaartepunt van het horizontale oppervlak van het bekken. Met de vereenvoudigingen die tot uitdrukking (3.15) voor de windopzet $W$ hebben geleid, geldt kennelijk dat de waterspiegel in een gesloten bekken onder invloed van wind kantelt om een lijn die loodrecht staat op de windrichting en die door het zwaartepunt gaat van het horizontale oppervlak van dat bekken. Met andere woorden, ook voor een gesloten bekken kunnen we windopzet schatten aan de hand van(3.15), mits we voor $x_0$ uitgaan van het zwaartepunt. Volgens onze benadering verandert de waterdiepte in dat punt onder invloed van de wind niet.




**Figuur 3-12: Windopzet in een gesloten bekken**

Opwaaiing speelt daarom vooral een rol in het benedenrivierengebied en bij meren en ondiepe zeeën. In kustgebieden van diepe zeeën komt opwaaiing vrijwel niet voor. In de Noordzee, de Waddenzee en het IJsselmeer kan de opwaaiing oplopen tot enkele meters (zie Figuur 3-13). In 1953 bedroeg de opwaaiing in Hoek van Holland 3,25 m! In de Noordzee speelt de aanwezigheid van het Kanaal een belangrijke rol. Het water dat bij noordwestenwind het Noordzeebekken wordt ingestuwd, kan aan de zuidzijde niet in voldoende mate afstromen.




**Figuur 3-13: Plastiek van windopzet in de Noordzee tijdens stormramp van februari 1953 (gezien in noordelijke richting)**

## 3.2.3 Extreme hoogwaterstanden

Extreme waterstanden langs onze kust zijn een gevolg van de combinatie van astronomische en meteorologische invloeden. De HW-standen van het astronomische getij kunnen lang van te voren worden voorspeld. Bij windopzet door opwaaiing en lage luchtdruk is dit niet het geval door het stochastische karakter van de weerscomponenten zoals windsnelheid, windrichting, temperatuur en

luchtdruk. De (extreme) hoogwaterstanden zijn hierdoor te beschouwen als een stochastisch verschijnsel, dat wordt bepaald uit langjarige waarnemingen van de hoogwaterstanden. Uit de verzameling van alle hoogwaterstanden of alleen de hoogste hoogwaterstand voor ieder jaar wordt een frequentielijn samengesteld.

Het is gebruikelijk om de hoogwaterstand uit te zetten op de verticale as op lineaire schaal. De overschrijdingsfrequentie *f* in aantal per jaar wordt op de horizontale as uitgezet op een logaritmische schaal. Voor de hogere hoogwaters blijkt de frequentielijn op deze manier uitgezet nagenoeg recht te verlopen. Het rechte verloop begint globaal bij overschrijding van het zogeheten ***grenspeil***, dat overeenkomt met een hoogwaterstand die gemiddeld eens in de twee jaar wordt bereikt of overschreden *(f = 0,5)*. Alle hoogwaterstanden hoger dan het grenspeil worden aangeduid met stormvloedstand.

Uit het bovenstaande volgt dat de frequentielijn bij benadering is weer te geven door:

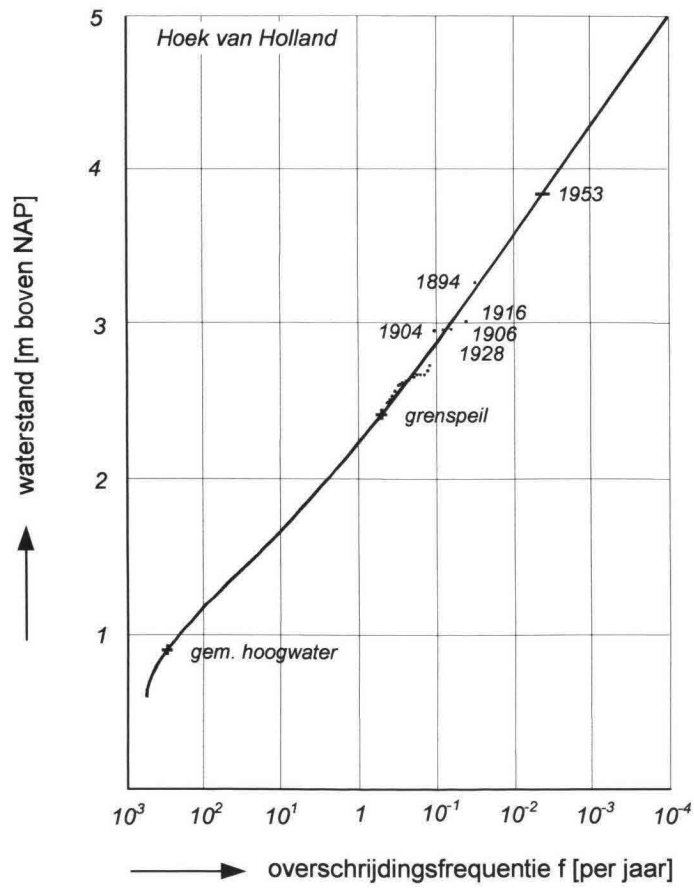
$$\log f(H) = a \cdot H + b \tag{3.18}$$

waarin:
$f$ = overschrijdingsfrequentie [1/jaar]
$H$ = beschouwde hoogwaterstand [m]
$a, b$ = constanten [-]

De frequentie kan dus worden weergegeven door:

$$f(H) = \exp(-\alpha(H - H_0)) \tag{3.19}$$

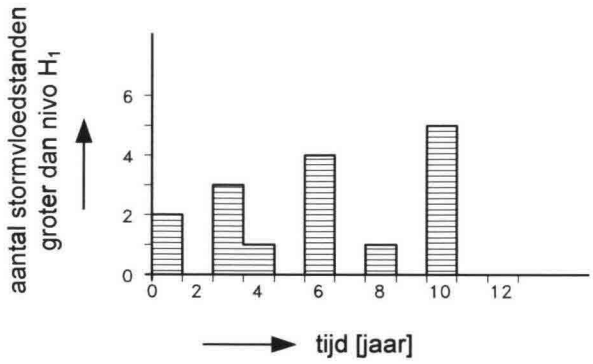
waarin $\alpha$ en $H_0$ volgen uit de constanten $a$ en $b$ van de frequentielijn.




**Figuur 3-14: Voorbeeld van een overschrijdingslijn van hoogwater aan de Nederlandse kust, gebaseerd op waarnemingen te Hoek van Holland op het tijdvak 1889-1954**

Bij het opzetten van een frequentielijn uit waarnemingen bij een bepaald meetstation ontstaat een probleem, omdat de frequentie van de hoogste hoogwaters direct bepaald uit de waarnemingen niet correct zijn. In feite zijn er te weinig waarnemingen in de range van hogere hoogwaters. Als voorbeeld kan de stormvloed van 1953 dienen. In de waarnemingenreeks van Hoek van Holland van 1889-1953 is deze stormvloedstand een keer opgetreden. Volgens deze waarnemingen zou de frequentie $f = {}^{1}/_{64} = 0{,}0156$ zijn. In 2006 (er is in de bijkomende periode geen hogere waterstand opgetreden) zou de frequentie $f$ gesteld moeten worden op ${}^{1}/_{117} = 0{,}0085$. Volgens een zo goed mogelijk geëxtrapoleerde frequentielijn, waarbij door passende selectie het waarnemingsmateriaal meer homogeen is gemaakt, wordt echter een overschrijdingsfrequentie van *0,004* gevonden voor de in 1953 opgetreden stormvloedstand van *N.A.P. + 3,85 m* (zie Figuur 3-14).

Het begrip ***frequentie*** dient niet verward te worden met het begrip ***kans***. Treedt een bepaald verschijnsel, bijvoorbeeld een stormvloedstand, gemiddeld *a* maal in een zekere periode op, dan is de frequentie $f = a$ maal in die periode. Als in een periode van bijvoorbeeld *10* jaar *15* stormvloedstanden van het niveau $H_1$ worden bereikt of overschreden, dan is de ***overschrijdingsfrequentie*** *15* maal per *10* jaar of, omgerekend, *1,5* maal per jaar. De ***kans*** op overschrijding in een jaar kan echter nimmer groter dan 1 zijn, zodat "frequentie per jaar" niet hetzelfde is als 'kans in een jaar'. De verdeling van de 15 stormvloeden over de 10 jaar zou er uit kunnen zien als in Figuur 3-15 geschetst.




**Figuur 3-15: Staafdiagram van stormvloedstanden**

De overschrijdingsfrequentielijn van hoogwaters voor een bepaalde locatie langs onze kust vormt een basis voor het vaststellen van de ontwerpwaterstand voor waterbouwkundige constructies op die locatie. De ontwerpwaterstand is de waterstand waarbij de constructie faalt. Als gevolg van dat falen treedt er schade op uitgedrukt in materiele zaken (kosten voor herstel) en eventueel niet-materiele zaken (verlies aan mensenlevens). Door het falen wordt risico gelopen volgens:

## *Risico = kans × schadekosten*

Welke kans van falen acceptabel is, kan worden afgeleid uit een economische optimalisatie (zie paragraaf 2.7) of kan worden opgelegd door een meestal politieke beslissing op grond van het verlies aan niet-materiële zaken. Om een acceptabel klein risico te lopen zal bij een grote schadepost bij falen de kans op falen klein moeten zijn. Met andere woorden, de gezochte ontwerpwaterstand dient gedurende de levensduur van de constructie een kleine kans te hebben om overschreden te worden. Als de schadepost bij falen kleiner is, mag de ontwerpwaterstand een grotere kans hebben om overschreden te worden, hetgeen leidt tot een waterstand met een grotere frequentie van optreden, die lager zal zijn dan die in het eerste geval. De invloed van de levensduur zal ook duidelijk zijn. Naar mate de levensduur langer is, zal de kans toenemen dat een bepaalde waterstand $H_1$ zal worden overschreden.

De kansverdeling van het optreden van stormvloedstanden hoger dan $H_1$ kan worden benaderd door een Poisson-verdeling. Hieruit kan worden afgeleid, dat de kans, dat de waterstand $H$ hoger dan een bepaalde waterstand $H_1$ ***p maal per jaar*** optreedt, kan worden weergegeven door:

$$P\{(\underline{H} > H_1) = p\} = f^p \cdot \frac{e^{-f}}{p!} \qquad (3.20)$$

De kans dat in een willekeurig jaar nul stormvloeden met waterstand $H$ hoger dan $H_1$ optreden is:

$$P\{(\underline{H} > H_1) = 0\} = e^{-f}$$

Hieruit volgt, dat de kans, dat nul stormvloeden hoger dan de waterstand $H_1$ gedurende de ***levensduur van de constructie*** zullen optreden, gelijk is aan:

$$P\{(\underline{H} > H_1) = 0\} = e^{-m} \tag{3.21}$$

waarin:
$m$ $= f \times T$ [-]
$T$ = levensduur [jaar]

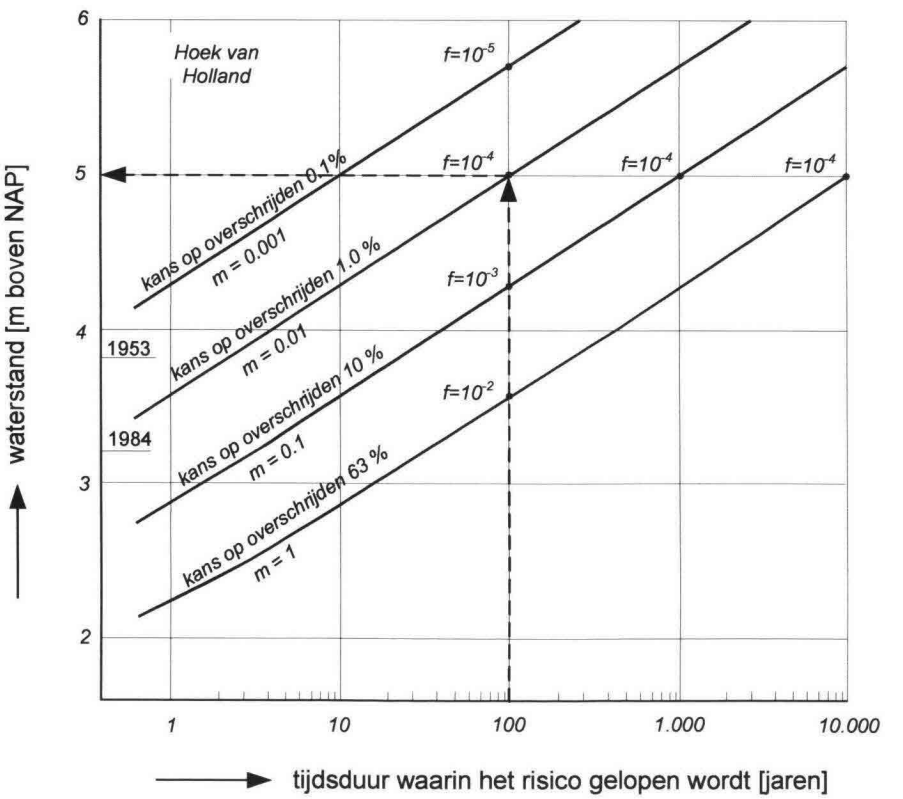
Uit (3.21) volgt, dat de kans, dat een of meer stormvloedstanden hoger dan de waterstand $H_1$ gedurende de ***levensduur van de constructie*** optreden, gelijk is aan:

$$P(\underline{H} > H_1) = 1 - e^{-m} \tag{3.22}$$

Formule (3.22) geldt voor alle waarden van $m$. Voor $m < 0{,}1$ geldt bij benadering:

$$p(\underline{H} > H_1) = m \tag{3.23}$$

Uitgaande van de frequentielijn (van Hoek van Holland) kan met behulp van (3.22) en (3.23) de ontwerpwaterstand (voor Hoek van Holland) als functie van de levensduur van de constructie en de kans op overschrijding van de ontwerpwaterstand worden bepaald (zie Figuur 3-16). In de figuur is ook de frequentie $f$ van de waterstand aangegeven, die uiteraard langs een horizontale lijn in het diagram gelijk blijft. Merk op dat bij een tien keer grotere respectievelijk kleinere frequentie $f$ de ontwerpwaterstand daalt respectievelijk stijgt met 0,7 m.

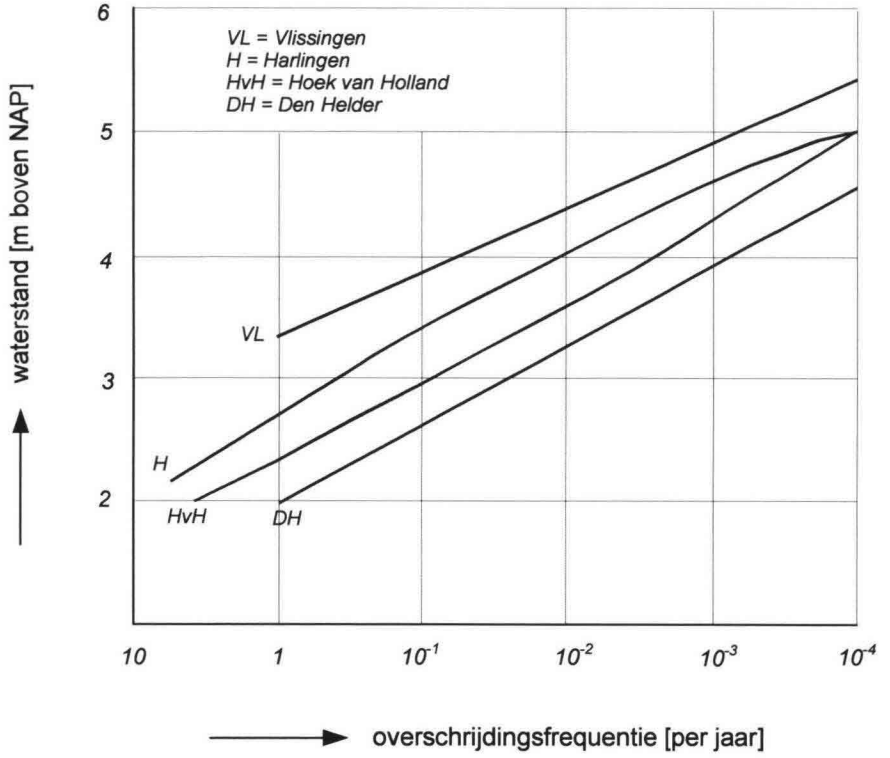



**Figuur 3-16: Ontwerpwaterstanden als functie van tijdsduur en de kans op overschrijding**

Als de toe te laten kans op falen is vastgesteld en de levensduur van de constructie bekend is, kan de ontwerpwaterstand met het diagram worden bepaald.

De waterstand NAP + 5,00 m in Hoek van Holland, met een overschrijdingsfrequentie $f = 10^{-4}$ per jaar is de grondslag voor de Deltaveiligheid van de zeeweringen langs de kust van Zuid-Holland: een overschrijdingskans van 1% in een tijdsperiode van 100 jaar. Voor gebieden met een "lagere waarde" dan Zuid-Holland kan een grotere overschrijdingskans worden toegelaten bij een zelfde tijdsperiode. Dit resulteert in een andere ontwerpwaterstand afhankelijk van de ligging van de frequentielijn van het gebied t.o.v. de lijn van Hoek van Holland. In Figuur 3-17 worden de frequentielijnen voor een aantal locaties langs de kust vergeleken met die van Hoek van Holland. Het verschil in het verticale getij komt duidelijk tot uiting.

In de wandeling wordt de ontwerpwaterstand in Hoek van Holland ook wel aangeduid met "gemiddeld eens in de 10.000 jaar optredend". Hoewel de uitdrukking formeel correct is, moet bedacht worden dat het in beschouwing nemen van een zo lange tijdsperiode voor constructies eigenlijk absurd is en dat de overschrijdingskans van deze waterstand in de genoemde periode zeer groot is namelijk 63 % ($m = 1$). In het diagram van Figuur 3-16 heeft het gedeelte rechts van 100 jaar geen praktische betekenis.




**Figuur 3-17: Frequentielijnen voor locaties langs de kust**

## 3.3 Vloeistofmechanica open waterlopen

In deze paragraaf wordt een globaal overzicht gegeven van de meest gebruikte formules uit de vloeistofmechanica met betrekking tot het berekenen van open waterlopen. De afleidingen en theoretische achtergronden van de formules komen aan de orde bij de colleges vloeistofmechanica in het $2^e$ en $3^e$ jaar.

### 3.3.1 Continuïteit, Bernoulli en de impulsbalans

**Continuïteit**
Indien aangenomen wordt dat de vloeistof in de waterloop onsamendrukbaar is dan geldt de continuïteitsvergelijking (behoud van volume in een waterloop):

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + B\frac{\partial h}{\partial t} = 0 \tag{3.24}$$

waarin:
$h$ = waterniveau t.o.v. een referentievlak [m]
$Q$ = het debiet [$m^3/s$]
$B$ = breedte ter plaatse van de waterspiegel [m]

In een stationaire (=permanente) stroming geldt dat $Q$ constant is langs de waterloop:

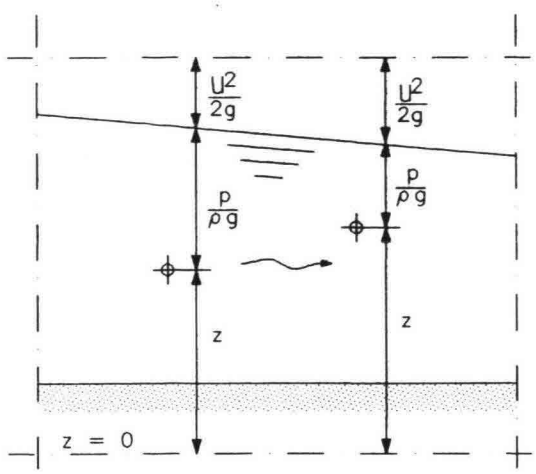
$$\frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \tag{3.25}$$

**Bernoulli**
Bij analyse van lokale stromingsverschijnselen in open waterlopen (versnellingsgebieden) kan de wrijving intern en langs de wanden verwaarloosd worden in ***verband*** met de geringe lengte van het beschouwde gebied.
In een dergelijke situatie geldt ***langs een stroomlijn*** de vergelijking van Bernoulli (zie Figuur 3-18):

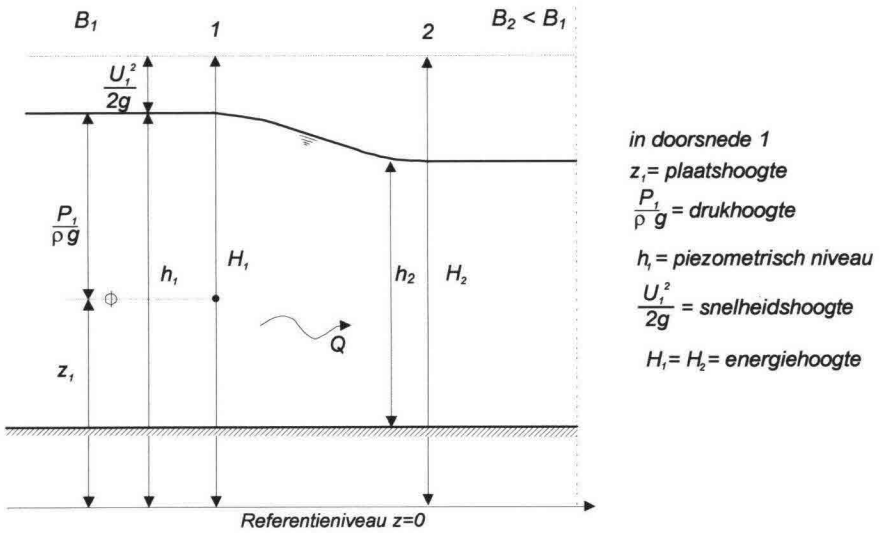
$$H = z + \frac{p}{\rho g} + \frac{U^2}{2g} = const. \tag{3.26}$$

waarin:
$H$ = de energiehoogte t.o.v. het referentieniveau [m]
$z$ = de plaatshoogte [m]
$p$ = druk op hoogte z [$N/m^2$]
$\rho$ = massadichtheid [$kg/m^3$]
g = versnelling van de zwaartekracht [$m/s^2$]
$U$ = gemiddelde stroomsnelheid in het dwarsprofiel [m/s]
$h$ = piëzometrisch niveau = $z + p/(\rho g)$ [m]
(wordt ook gebruikt voor waterdiepte [m])

Voor een open waterloop met nagenoeg rechte en evenwijdige stroomlijnen en een uniforme stroomsnelheidsverdeling in het dwarsprofiel ($U_{lokaal} = Q/A$) mag de bovenstaande vergelijking ook worden gebruikt voor de gehele waterloop, waarbij de waterloop wordt beschouwd als een verzameling van stroomlijnen. Immers, het piëzometrisch niveau is voor alle punten van het dwarsprofiel gelijk aan de waterspiegel. Door de uniformiteit van de stroomsnelheid is de snelheidshoogte en daarmee ook de energiehoogte voor alle punten in het dwarsprofiel gelijk (Figuur 3-19). Veranderingen in stroomsnelheid ten gevolge van veranderingen van het dwarsprofiel (waterdiepte h of breedte B) kunnen hiermee berekend worden uitgaande van de gegevens in dwarsprofiel 1.




**Figuur 3-18 Definitie van de vergelijking van Bernoulli**




**Figuur 3-19: Toepassing van de vergelijking van Bernoulli**

**Impulsbalans**

In een gebied tussen twee doorsneden waar alle uitwendige krachten op de vloeistof bekend zijn, kan de stroming worden berekend met behulp van de tweede wet van Newton.

$$F = m \cdot a = m \cdot \frac{dU}{dt}$$

of

$$F \cdot dt = d(mU) \qquad \textit{(gangvergelijking)} \tag{3.27}$$

Bij verwaarlozing van de bodemwrijving in Figuur 3-20 kan de waterstand $h_2$ benedenstrooms van de watersprong worden berekend (zie collegedictaat CT2100 Vloeistofmechanica) als $h_1$ en $U_1$ gegeven zijn (watersprong, dus overgang van superkritische naar subkritische stroming, ofwel $Fr = U_1 / \sqrt{gh_1}$ word kleiner dan 1).

$$(F_1 - F_2)dt = \rho U_1 dt \cdot h_1 \cdot U_1 - \rho U_2 dt \cdot h_2 \cdot U_2$$

$$F_1 - F_2 = \rho \cdot q(U_1 - U_2) \tag{3.28}$$

waarin:

$F_1$ = kracht in doorsnede 1 op de watermassa tussen beide doorsneden = $\frac{1}{2}\rho g h_1^2$ [N]

$F_2$ = kracht in doorsnede 2 op de watermassa tussen beide doorsneden = $\frac{1}{2}\rho g h_2^2$ [N]

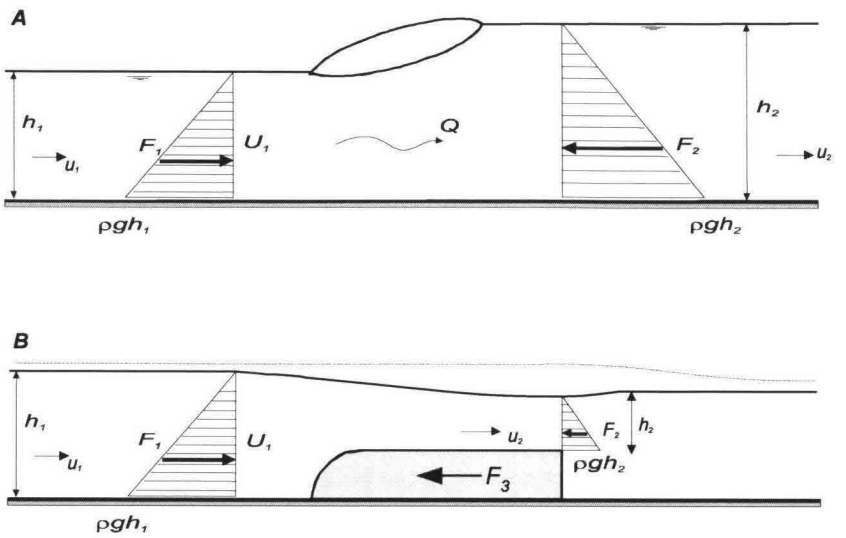
$q$ = debiet per $m^1$ = $U_1 \cdot h_1 = U_2 \cdot h_2$ [$m^3$/s]

$U_1$ = gemiddelde stroomsnelheid in doorsnede 1 = q / $h_1$ [m/s]

$U_2$ = gemiddelde stroomsnelheid in doorsnede 2 = q / $h_2$ [m/s]

Indien de ***stroming bekend*** is ($u_1$, $u_2$, $h_1$ en $h_2$) kan een onbekende kracht $F_3$ op de drempel in Figuur 3-20 B worden berekend volgens:

$$F_1 - F_2 - F_3 = \rho q(u_1 - u_2) \tag{3.29}$$



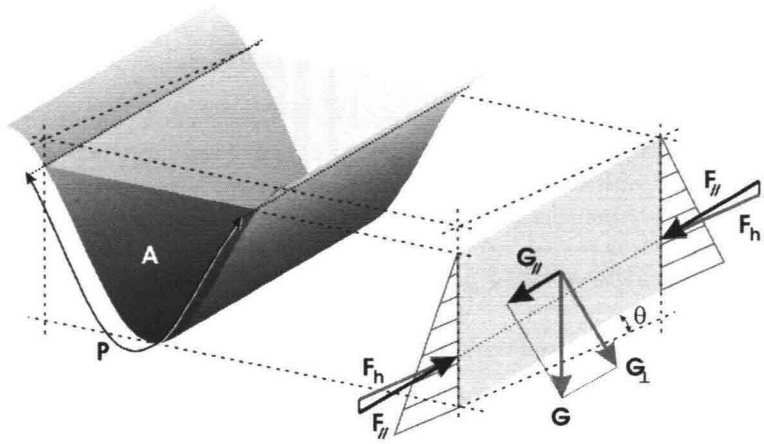

**Figuur 3-20: Voorbeelden van de gangvergelijking**

## 3.3.2 Invloed van wrijving in een waterloop

Bij zowel gesloten als open waterlopen wordt de stroming beïnvloed door wrijving langs de wand. Om inzicht te krijgen in dit verschijnsel, kijken we naar een permamente, éénparige stroming in een prismatische waterloop. Dit laatste wil zeggen dat de natte dwarsdoorsnede van de waterloop in de stroomrichting gelijk blijft. In deze situatie verandert de stroomsnelheid niet met de tijd (permanent) en ook niet langs de as van de waterloop (uniform). Dit type stroming wordt gekenmerkt door een constant verhang in de energiehoogte. Dit verhang is gelijk aan dat van de waterspiegel én dat van de bodem. Er is sprake van een evenwicht tussen een aandrijvende kracht (gerelateerd aan het verhang van de waterspiegel) en de wandwrijving. Dit beschrijven we door een impulsbalans op te stellen voor het controle-volume dat is aangegeven in Figuur 3-21.

We beperken ons tot overdracht van impuls in de stroomrichting (langs de as van de waterloop). Componenten in deze richting van alle uitwendige krachten die op het controle-volume werken, moeten met elkaar in evenwicht zijn. We hebben immers te maken met een permanente, eenparige stroming.

We kunnen vier uitwendige krachten onderscheiden. Twee daarvan zijn resultantes van hydrostatische drukken aan weerszijden van het controle-volume (deze zijn in Figuur 3-21 aangegeven met $F_h$). Hun componenten in stroomrichting ($F_{//}$) hebben dezelfde werklijn, zijn even groot en tegengesteld gericht. Deze twee krachten heffen elkaar op en blijven daarom verder buiten beschouwing. Een derde kracht is het eigen gewicht van de vloeistof in het controle-volume (G in Figuur 3-21).




**Figuur 3-21: Definitie van parameters voor stroming met wrijving**

Als voor het verhang $i = \tan\theta$ geldt dat $i \ll 1$, dan is de bijbehorende component in stroomrichting gelijk aan

$$G_{//} = \rho g A i \tag{3.30}$$

per eenheid van lengte van het controle-volume. In deze uitdrukking is $A$ het oppervlak van de natte dwarsdoorsnede van de waterloop. Deze kracht moet evenwicht maken met de component in stroomrichting van de wandschuifspanning, geïntegreerd over de natte omtrek $P$ (de perimeter) van de waterloop:

$$P\tau_0 \tag{3.31}$$

waarin $\tau_0$ de gemiddelde schuifspanning aan de wand is. In geval van evenwicht zijn (3.30) en (3.31) aan elkaar gelijk en geldt

$$\tau_0 = \rho g R i \tag{3.32}$$

Hierin is $R = A/P$ de hydraulische straal.

Deze schuifspanning blijkt evenredig te zijn met het kwadraat van de stroomsnelheid gemiddeld over het dwarsprofiel van de waterloop. Noteren we deze snelheid met $U$, dan kunnen we schrijven dat

$$\tau_0 = c_f \rho U^2 \tag{3.33}$$

waarin $c_f$ een dimensieloze weerstandscoëfficiënt is. Eliminatie van de wandschuifspanning uit (3.32) en (3.33) geeft voor de gemiddelde stroomsnelheid

$$U = \frac{1}{\sqrt{c_f}} \sqrt{gRi} \tag{3.34}$$

Naar de grootte van de weerstandscoëfficiënt is in het verleden veel experimenteel onderzoek gedaan, onder meer door Prandtl en Von Karman (ontwikkeling van turbulentie onder invloed van wandwrijving) en door Nikuradse (invloed van wandruwheid op stroming in gesloten leidingen). Ook Colebrook heeft aan dit onderzoek bijgedragen en vooral aan het bundelen van de diverse resultaten. Dit heeft geleid tot wat bekend staat als de formule van Colebrook[2] voor de weerstandscoëfficiënt $c_f$:

[2] De theoretische en experimentele achtergronden van de formule van Colebrook komen in het college CT2100 uitgebreid aan de orde voor zowel gesloten leidingen als open waterlopen.

$$\frac{1}{\sqrt{c_f}} = \frac{1}{\kappa} \ln \frac{12R}{k + \delta/3.5} \tag{3.35}$$

Hierin is $\kappa$ de constante van Von Karman ($\kappa \approx 0.4$) en $k$ is een maat voor de wandruwheid volgens Nikuradse. Afhankelijk van de stroomsnelheid en de wandruwheid kan dicht bij de wand laminaire stroming voorkomen, ook terwijl de stroming op enige afstand van die wand een turbulent karakter heeft. Een maat voor de dikte van deze laminaire sublaag is $\delta$, gegeven door

$$\delta = 11.6 \frac{\upsilon}{U_*} \tag{3.36}$$

waarin $\upsilon$ de kinematische viscositeit is en $U_*$ is de zogeheten schuifspanningssnelheid. Deze is gedefineerd als

$$U_*^2 = \tau_0 / \rho \tag{3.37}$$

en komt onder meer terug bij de berekening van sedimentransport (zie paragraaf 3.5.1). Combinatie van (3.37) en (3.32) met (3.36) laat zien dat

$$\delta = 11.6 \frac{\upsilon}{U\sqrt{c_f}} \tag{3.38}$$

Naarmate de turbulentie toeneemt, wordt $\delta$ steeds kleiner. Voor turbulente stromingen geldt dat $k \gg \delta$ en nadert (3.35) tot

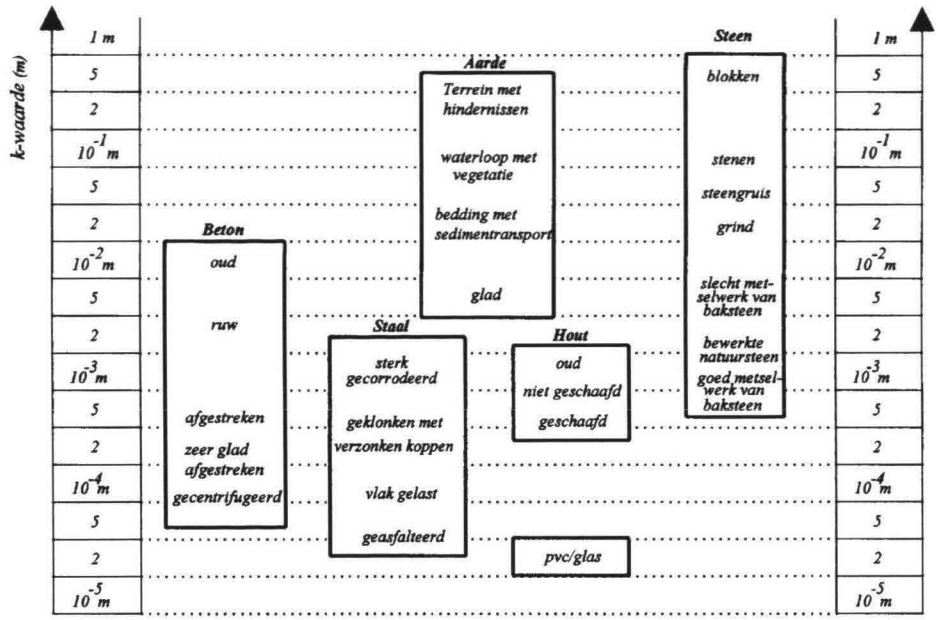
$$\frac{1}{\sqrt{c_f}} = \frac{1}{\kappa} \ln \frac{12R}{k} \tag{3.39}$$

Bij laminaire stroming en ook in het overgangsgebied van laminair naar turbulent kan $\delta$ niet worden verwaarloosd ten opzichte van $k$. In dat geval, zo blijkt uit (3.38), is de weerstandscoëfficiënt afhankelijk van de stroomsnelheid. Voor turbulente condities is dat niet zo en dat is consistent met (3.33) waarin $c_f$ is geïntroduceert als een evenredigheidsfactor in de relatie tussen de wandschuifspanning $\tau_0$ en het kwadraat van de gemiddelde stroomsnelheid $U$. Deze relatie was experimenteel vastgesteld voor turbulente condities. Bij laminaire stroming is $\tau_0$ evenredig met $U$ in plaats van $U^2$.

In de civiel-technische praktijk hebben we bij stroming in open waterlopen vrijwel uitsluitend te maken met volledig ontwikkelde turbulente en kunnen we volstaan met benadering (3.39) van de formule van Colebrook. Als dat niet zo is en $\delta$ een rol van betekenis speelt, bepalen we $c_f$ (iteratief) uit de combinatie van (3.35) en (3.38).

Naar de maat $k$ voor de wandruwheid is uitgebreid onderzoek gedaan door Nikuradse. Daartoe lijmde hij zandkorrels vlakbij elkaar tegen de binnenkant van buizen die hij in zijn experimenten gebruikte. Hij definieerde $k$ als de diameter van deze zandkorrels ($k$ heeft dus de dimensie van lengte). In open waterlopen met een zandige bodem is de positie van de korrels niet gefixeerd zoals in de experimenten van Nikuradse. Onder zulke omstandigheden wordt $k$ vooral bepaald door de afmetingen van relatief grote oneffenheden in de wand. Als de wand vlak is (een vlakke zandbodem), is $k$ gerelateerd aan de grofste fracties uit de zeefkromme (de $D_{90}$). Als zich echter ribbels op de bodem hebben gevormd, kan de ruwheid aanzienlijk toenemen en is de waarde van $k$ sterk afhankelijk van de hoogte van de ribbels. In de praktijk is $k$ dus lang niet altijd gelijk aan de diameter van aanwezige korrels, maar wordt de wandruwheid toch met deze grootheid gekarakteriseerd. Men spreekt daarom wel van de equivalente zandruwheid. Een overzicht van $k$-waarden voor diverse materialen en vormen waarin ze voorkomen, is gegeven in Figuur 3-22.

Tot slot merken we op dat de beschrijving van stroming in gesloten leidingen met wandwrijving in essentie gelijk is aan wat hierboven is gegeven voor open waterlopen. Dit onderwerp komt in paragraaf 3.4.1 aan de orde.




**Figuur 3-22: k-waarden volgens Nikuradse**

### Chézy

Reeds lang voor het onderzoek dat tot de formule van Colebrook heeft geleid, concludeerde Chézy op basis van een analyse van een beperkt aantal metingen dat de stroomsnelheid $U$ in een prismatische, open waterloop evenredig is met $\sqrt{(Ri)}$:

$$U = C\sqrt{Ri} \tag{3.40}$$

waarin $C$ de coëfficiënt van Chézy is. Bovenstaande uitdrukking staat bekend als de formule van Chézy. De waarde van $C$ varieert met de weerstand die de stroom ondervindt. $C$ neemt af met toenemende weerstand. Het is dus geen weerstandscoëfficiënt, maar een gladheidsmaat.

Een nadeel van de formule van Chézy is dat $C$ geen dimensieloze factor is. De dimensie van $C$ is die van $\sqrt{g}$ (in SI-eenheden: [$\sqrt{(m)/s}$]). Door (3.40) te herschrijven in de vorm

$$U = C^*\sqrt{gRi} \quad ; \quad C^* = C/\sqrt{g} \tag{3.41}$$

komen we hieraan tegemoet en verschijnt $g$ bovendien expliciet in de uitdrukking. Voor een beschrijving van stroming onder invloed van gravitatie ligt dat voor de hand.

Als we (3.40) of (3.41) vergelijken met (3.34), dan blijkt dat

$$C = \sqrt{g/c_f} \tag{3.42}$$

Met de formule van Colebrook voor turbulente stroming (3.39) vinden we vervolgens dat

$$C = \frac{\sqrt{g}}{\kappa}\ln\frac{12R}{k} = 18\log\frac{12R}{k} \tag{3.43}$$

Deze uitdrukking voor $C$ staat bekend als de formule van White-Colebrook.

Merk op dat de factor 18 in deze formule is ontstaan uit

$$\frac{\sqrt{g}}{\kappa}\log^{-1} e = 18 \tag{3.44}$$

met $g$ = 9.81 [m/s$^2$]. Deze factor is niet dimensieloos, maar wordt uitgedrukt in [√(m)/s].

Naast de formule (3.40) van Chézy zijn er nog diverse andere uitdrukkingen waarmee de stroming in open waterlopen wordt beschreven. Eigenlijk wordt Chézy vrijwel uitsluitend op het vaste land van West-Europa gebruikt. Alternatieven zijn de relaties van Manning (zie hierna) en bijvoorbeeld Strickler.

**Manning**
Wereldwijd wordt voor de bepaling van de stroomsnelheid in open waterlopen gebruik gemaakt van de formule van Manning (1889, Ierland), die werd afgeleid uit vele destijds beschikbaar gekomen metingen in natuurlijke waterlopen.

$$U = \frac{1}{n} R^{2/3} i^{1/2} \tag{3.45}$$

waarin:
$U$ = gemiddelde stroomsnelheid in het dwarsprofiel [m/s]
$n$ = ruwheidsfactor volgens Manning [s/m$^{1/3}$]
$R$ = hydraulische straal [m]
$i$ = verhang van de energielijn [-]

De n-waarde volgens Manning is niet dimensieloos. Indien met feets in plaats van meters wordt gewerkt, wordt de formule:

$$U = \frac{1,49}{n} R^{2/3} i^{1/2} \tag{3.46}$$

Een grotere weerstand in de waterloop leidt ook tot een grotere n, waardoor n met recht ruwheidsfactor kan worden genoemd. In Tabel 3-1 wordt een overzicht gegeven van schattingen van n.

**Tabel 3-1: Indicatie van ruwheidswaarden voor de formule van Manning**

| (materiaal)eigenschappen van de waterloop | Manning ruwheidswaarde n [s/m$^{1/3}$] |
|---|---|
| **Beton** | 0,010-0,013 |
| **Gravelbodem** | 0,020-0,030 |
| **Natuurlijke waterlopen**: | |
| goed onderhouden, recht | 0,025-0,030 |
| goed onderhouden, slingerend | 0,035-0,040 |
| slingerend, met vegetatie | 0,040-0,050 |
| met stenen en vegetatie | 0,050-0,060 |
| **Uiterwaarden**: | |
| weiland | 0,035 |
| akkerbouw | 0,040 |
| struikgewas | 0,050 |
| dicht struikgewas | 0,070 |
| dichte bebossing | 0,100 |

Er bestaan veel tabellen met waarden voor verschillende materialen. Voor afschattende berekeningen zijn er zelfs boeken met foto's van waterlopen aan de hand waarvan de n-waarde kan worden geschat, zie bijvoorbeeld Ven Te Chow (1986).

**Nadere beschouwing van de formules van Chézy en Manning**
Duidelijk is te zien dat de overeenkomsten tussen de formules groot zijn. Uit formules (3.40) en (3.45) volgt dat:

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \tag{3.47}$$

Zowel C als n zijn empirisch bepaald. Invoeren van waarden volgens Figuur 3-22 of Tabel 3-1 en uitgebreidere gegevens uit de literatuur in combinatie met de nodige ervaring levert een goede benadering op. Strikt genomen kan de C volgens (3.43) alleen worden gebruikt voor rechte en prismatische kanalen, omdat dan het energieverlies alleen door wandwrijving (eventueel vergroot door waterplanten) wordt veroorzaakt.

Tevens dient de wand hydraulisch ruw te zijn, waaraan voldaan wordt als de wandoneffenheden k door de laminaire[3] sublaag $\delta$ steken: $k > \delta$ met:

$$\delta = 12 \frac{\nu}{U_*} \tag{3.48}$$

waarin:
$\delta$ = laminaire sublaag [m]
$\upsilon$ = kinematische viscositeit [$m^2/s$]
$U_*$ = schuifspanningssnelheid ($= \sqrt{gRi}$) [m/s]

Bij open waterlopen met wanden en bodem bestaande uit natuurlijke gronden is dit vrijwel steeds het geval.

Bij de schatting van *n* kan rekening worden gehouden met de normaal aanwezige situatie van quasi-uniforme stroming, waarbij vertragingsverliezen ten gevolge van afwijkingen in de uniforme stroming veroorzaakt door veranderingen in diepte en breedte en door bochtstroming een onderdeel van het totale energieverlies vormen (zie Tabel 3-1).

Voor berekeningen voor natuurlijke waterlopen gaat daarom de voorkeur uit naar de formule van Manning met gebruikmaking van de *n*-waarden volgens Tabel 3-1. Een eventueel bekende *k*-waarde voor de bedruwheid van de waterloop kan via (3.47) worden gebruikt om de *n*-waarde te bepalen. Waar nodig kan de aldus bepaalde *n*-waarde worden vergroot om vertragingsverliezen in rekening te brengen.

## 3.3.3 Stroming door afvoerconstructies

Afvoerconstructies in de vorm van overlaten en schuiven met onderafvoer worden in de waterbouw gebruikt voor peilbeheersing, debietregulering en debietmeting. Door een vernauwing, meestal in verticale zin, wordt in de constructie een zodanige stromingssituatie opgewekt dat door meting van één of twee waterpeilen het debiet kan worden berekend of bij gegeven debiet het bovenstroomse peil kan worden bepaald.

**Lange overlaten**
Bij lange overlaten is zowel de subkritische stromingstoestand ($Fr = U / \sqrt{(gh)} < 1$, onvolkomen overlaat, zie Figuur 3-23) als de kritische stromingstoestand ($Fr = 1$, volkomen overlaat, zie Figuur 3-24) van belang.

Bij de ***lange overlaat met onvolkomen*** afvoer wordt door toepassing van de wet van Bernoulli tussen de doorsneden 1 en 2 voor het debiet per eenheid van breedte afgeleid;

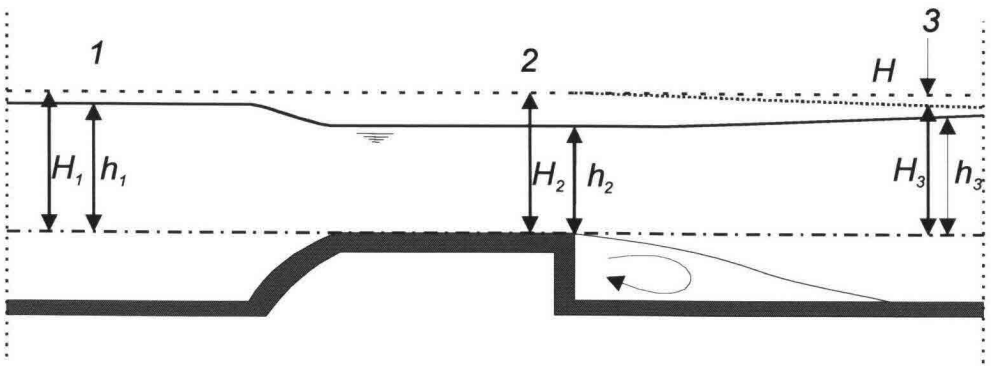
$$q = m_1 \cdot h_2 \cdot U_2 = m_1 \cdot h_2 \cdot \sqrt{2g(H_1 - h_2)} \tag{3.49}$$

[3] laminaire stroming is $\vartheta :: U$ (zie collegedictaat CT2100)

waarin:
$m_1$ = afvoercoëfficiënt ≈ 1,0 [-]

Bezwaar van deze uitdrukking is dat de $H_1$ niet rechtstreeks kan worden gemeten. Vervanging van $H_1$ door $h_1$ levert een te kleine stroomsnelheid $U_2$ boven de kruin op. Compensatie wordt verkregen door invoering van een afvoercoëfficiënt $m_2 > 1,0$ te gebruiken.

$$q = m_2 \cdot h_2 \cdot \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \tag{3.50}$$




**Figuur 3-23: Lange overlaat, onvolkomen afvoer**

Daarnaast wordt nog de voorkeur gegeven aan vervanging van $h_2$ door $h_3$. Het debiet $q$ wordt dan gerelateerd aan het verval over de constructie $h_1$ - $h_3$. Uiteraard dient door deze vervanging de afvoercoëfficiënt wederom aangepast te worden, waarbij $m_3$ weinig groter zal zijn dan *1,0*. Het zal duidelijk zijn dat ook de plaats waar $h_1$ en $h_3$ worden gemeten invloed zal hebben op de grootte van de afvoercoëfficiënt $m$. In de praktijk worden $h_1$ en $h_3$ op vaste plaatsen, buiten de directe invloedsfeer van de vernauwing gemeten. Door bij een aantal combinaties van $h_1$ en $h_3$ het debiet via stroomsnelheidsmetingen te bepalen kan de bijbehorende $m$ worden berekend en een afvoerformule worden opgesteld.

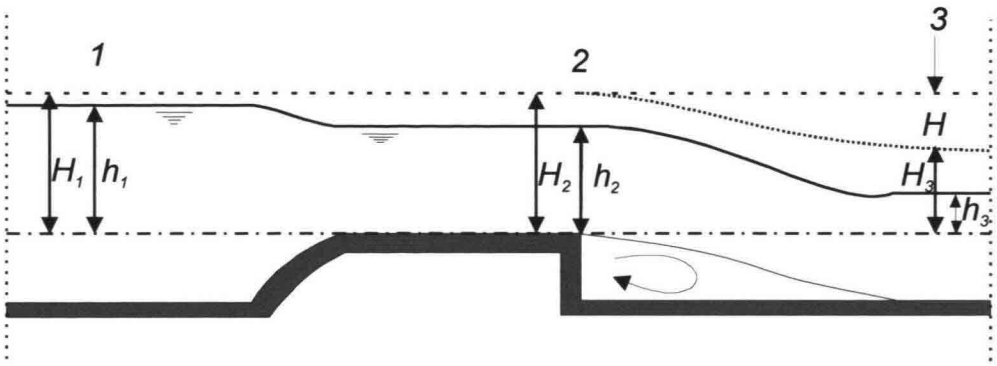
Rekening houdend met de breedte $B$ van de overlaat wordt het debiet:

$$Q = m_{loo} \cdot B \cdot h_3 \cdot \sqrt{2g(h_1 - h_3)} \tag{3.51}$$

waarin:
$m_{loo}$ = afvoercoëfficiënt voor onvolkomen afvoer ≈ 1,1 [-]

Als naast de verticale ook een horizontale vernauwing wordt toegepast, kan de zelfde afvoerformule worden gebruikt. De afvoercoëfficiënt zal kleiner zijn door de grotere vertragingsverliezen in het uitstroomgedeelte. Bij ***lange overlaten met onvolkomen afvoer*** blijkt, als de afvoer-coëfficiënt bekend is, het debiet derhalve bepaald te kunnen worden uit twee peilregistraties t.o.v. de kruinhoogte van de overlaat, die buiten de directe invloed van de vernauwing(en) zijn gelegen.

Bij gegeven $h_1$ en een afnemende $h_2$ neemt het debiet over de overlaat toe volgens (3.50). De waterstand $h_2$ neemt weliswaar af, doch de snelheidshoogte neemt (evenveel) toe en de stroomsnelheid $U_2$ op de kruin neemt daarbij procentueel meer toe dan $h_2$ procentueel afneemt. De grens van het kleiner worden van $h_2$ wordt bereikt bij: $h_2 = \frac{2}{3}H_2$ en $U_2^2 / 2g = \frac{1}{3}H_2$. In doorsnede 2 is de stroming kritisch geworden: $Fr = 1$, volkomen overlaat; zie ook collegedictaat CT2100, blz 131 e.v. Het maximale debiet bij de gegeven $h_1$ ($H_1$) is bereikt. Bij verder dalen van $h_3$ neemt het debiet niet toe. De afvoerformule (3.51) is dan ook niet meer geldig.




**Figuur 3-24: Lange overlaat, volkomen afvoer**

Voor de debietbepaling van de ***lange overlaat met volkomen afvoer*** wordt uitgegaan van de situatie in doorsnede 2, zoals weergegeven in Figuur 3-24.

$$U_2 = \sqrt{\frac{2}{3} \cdot gH_2} = \sqrt{\frac{2}{3} gH_1} \tag{3.52}$$

$$h_2 = \frac{2}{3} H_2 = \frac{2}{3} H_1 \tag{3.53}$$

Het debiet $q$ p.e.v. breedte volgt uit (3.52) en (3.53):

$$q = U_2 \cdot h_2 = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{2}{3} g} \cdot H_1^{\frac{3}{2}} \tag{3.54}$$

Het debiet $Q$ volgt uit

$$Q = 1{,}7 \cdot m_1 \cdot B \cdot H_1^{\frac{3}{2}} \tag{3.55}$$

waarin:
$m_1$ = 0,95 [-] ($m_1 < 1{,}0$ door verwaarlozing wrijving)

In de praktijk wordt vaak gewerkt met $h_1$ in plaats van $H_1$ waardoor een aanpassing van de afvoercoëfficiënt nodig is:

$$Q = 1{,}7 \cdot m_{lov} \cdot B \cdot h_1^{\frac{3}{2}} \tag{3.56}$$

waarin:
$m_{lov}$ = afvoercoëfficiënt bij volkomen afvoer ≈ 1,0 [-]

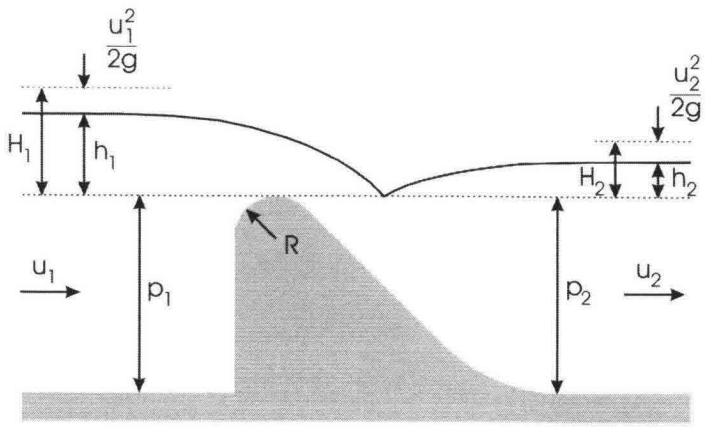
Bij de ***volkomen lange overlaat*** is derhalve slechts één peilregistratie ten opzichte van de kruinhoogte nodig om het debiet te bepalen, als de afvoercoëfficiënt $m_{lov}$ bekend is.

**Korte overlaten**
Door de keuze van de kruinhoogte t.o.v. de benedenwaterstand wordt er bij de korte overlaat voor gezorgd dat de stroming boven de kruin kritisch is ($Fr = 1$). De korte overlaat werkt in principe hetzelfde als een lange overlaat met volkomen afvoer. Het verschil is dat de stroomlijnen boven de kruin significant gekromd zijn, waardoor het piëzometrisch niveau pal boven de kruin lager is dan het niveau van de waterspiegel erboven. De stroomsnelheden zijn daardoor groter dan zij zouden zijn bij een lange overlaat. Voor het debiet geldt hetzelfde. Dit effect wordt in rekening gebracht door een empirisch te bepalen afvoercoëfficiënt $m_{ko}$ in te voeren in (3.56):

$$Q = 1{,}7 \cdot m_{ko} \cdot B \cdot h_1^{\frac{3}{2}} \tag{3.57}$$

De afvoercoëfficiënt $m_{ko}$ blijkt een functie te zijn van de hoogte $p$, de ronding $R$ van de kruin zelf en de overstromingshoogte $h_1$: $m_{ko} = f(h_1,R,p)$, zie Figuur 3-25. De waarde van de afvoercoëfficiënt ligt meestal tussen 0,7 en 1,5. Als deze coëfficiënt bekend is, is één peilregistratie voldoende om de afvoer te bepalen.

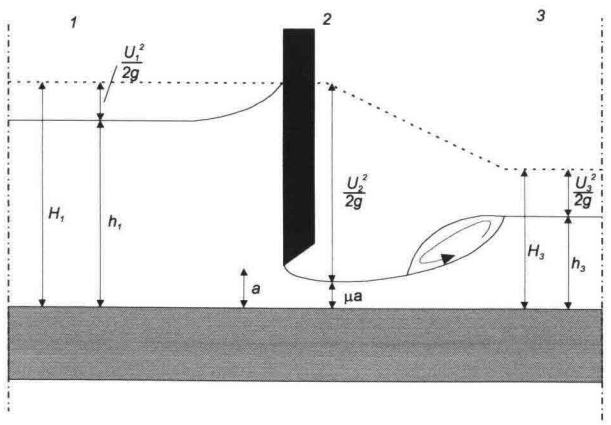
De meest voorkomende korte overlaten in de praktijk zijn stuwen met een grote breedte. ***Brede stuwen*** bestaan uit een verticale bovenstroomse wand, een cilindrische kruin en een benedenstroomse kruinhelling $\alpha$ van ca. 45° (zie Figuur 3-25).




**Figuur 3-25: Korte overlaat; Brede stuw**

**Stroming onder een schuif**

De afvoerkarakteristiek van een schuif is verschillend van die van de overlaat. Bij de overlaat heeft de variatie in de bovenstroomse waterstand veel invloed op het debiet ($\therefore h^{3/2}$), terwijl bij een stroming onder een schuif de bovenstroomse waterstand minder invloed heeft op het doorstromend debiet ($\therefore h^{1/2}$). De stroming onder een schuif valt onder te verdelen in een ***vrije uitstroming*** en een ***verdronken uitstroming***.




**Figuur 3-26: Schuif met vrije stroming**

De afvoerformule voor een stroming onder een schuif met ***vrije uitstroming*** luidt:

$$Q = b \cdot \mu \cdot a \cdot \sqrt{2g(H_1 - \mu \cdot a)} \qquad (3.58)$$

waarin:

$Q$ = debiet [$m^3/s$]
$b$ = breedte doorstroomopening [m]
$\mu$ = verticale contractiecoëfficiënt van de onderschietende straal [-]
$a$ = hoogte van doorstroomopening [m]
$g$ = zwaartekrachtsversnelling [$m/s^2$]
$H_1$ = energiehoogte bovenstrooms [m]

Omdat de verticale contractiecoëfficiënt $\mu$ in de praktijk lastig is te bepalen en voornamelijk afhangt van de vormgeving van de onderrand van de schuif en omdat liever gewerkt wordt met $h_1$ dan met $H_1$ wordt het effect van $\mu$ en het verschil tussen $H_1$ en $h_1$ tezamen verwerkt in een afvoercoëfficiënt $m_f$, die als eerder aangegeven via metingen kan worden bepaald.
De afvoerformule luidt nu:

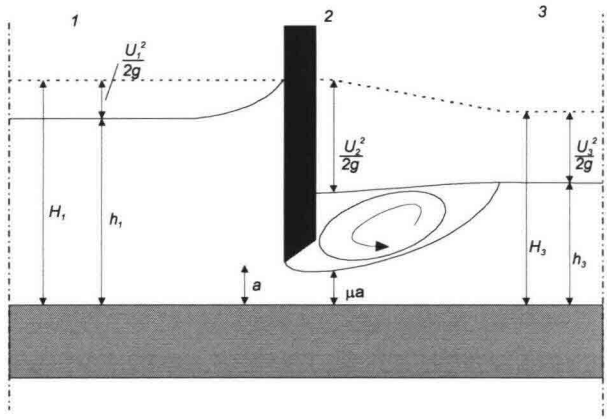
$$Q = m_f \cdot b \cdot a \cdot \sqrt{2g(h_1 - a)} \tag{3.59}$$

Na doorsnede 2 vindt meestal een overgang plaats van superkritische stroming ($Fr > 1$) naar subkritische stroming ($Fr < 1$). Dit gaat gepaard met een aanzienlijke energiedissipatie in de vorm van een watersprong. De benedenstroomse waterstand $h_3$ wordt bepaald door een verder benedenstrooms gelegen randvoorwaarde in het stromingssysteem (uitstroming in zee of meer met een aansluitende stuwkromme).

In Figuur 3-27 wordt een ***verdronken*** situatie weergegeven. Ter plaatse van het nauwste doorstroomprofiel (doorsnede 2) heerst zowel in de neer als eronder een hydrostatische drukverdeling. Het piëzometrisch niveau komt overeen met $h_2$ boven de bodem.
De afvoer voor de ***verdronken uitstroming*** kan uitgaande van de situatie in doorsnede 2 worden bepaald volgens ($h_2$ vervangen door $h_3$ en $\mu a$ door $m_s a$):

$$Q = m_s \cdot b \cdot a \cdot \sqrt{2g(h_1 - h_3)} \tag{3.60}$$

waarin:
$m_s$ = afvoercoëfficiënt voor schuif in verdronken situatie (≈0,8) [-]

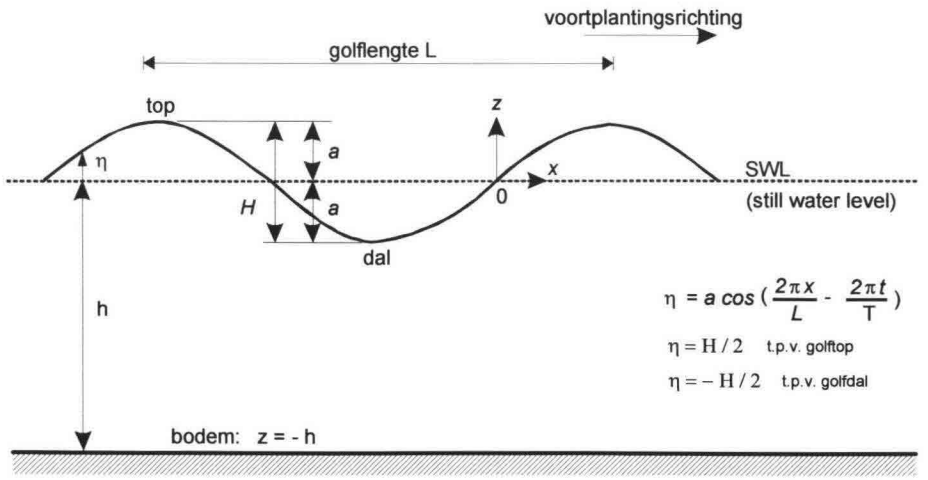



**Figuur 3-27: Schuif met verdronken afvoer**

## 3.3.4 Golven

Wanneer het wateroppervlak wordt blootgesteld aan wind, ontstaan er ook golven. Deze spelen een zeer belangrijke rol in kustprocessen en bij krachten op (offshore)constructies. Daarom is enige kennis van golven onmisbaar.

De meest elementaire begrippen over golven worden gegeven in Figuur 3-28, waar sprake is van een golf die zich voortplant langs een lijn in X-richting. Het wateroppervlak wordt hier voorgesteld door een sinusvorm. De uitwijking van de waterstand uit het gemiddelde is 0, deze grootheid is een functie van plaats ($x$) en tijd ($t$). De doorsnijding van het golfoppervlak en de gemiddelde waterstand is een nuldoorgang. Een enkele golf wordt gedefinieerd als de waterbeweging tussen twee opeenvolgende nuldoorgangen in opwaartse of neerwaartse richting. Het hoogste punt van de golf heet de top, het laagste punt het dal.




**Figuur 3-28: Elementaire begrippen over golven**

De positie van het wateroppervlak kan worden beschreven met de formule:

$$\eta = \frac{H}{2}\cos\left(\frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T}\right) \tag{3.61}$$

waarin:
$\eta$ = momentane uitwijking van de waterstand uit de middenstand [m]
$H$ = golfhoogte, het hoogteverschil tussen top en dal van de golf [m]
$x$ = afstand in de voortplantingsrichting [m]
$L$ = golflengte, de afstand tussen twee opeenvolgende opwaartse of neerwaartse nuldoorgangen [m]
$t$ = tijd [s]
$T$ = golfperiode, de tijd die verloopt tussen twee op- of neerwaartse nuldoorgangen [s]

In plaats van de waarde $2\pi/T$ wordt ook wel gebruikt de z.g. hoekfrequentie $\omega_1$ en in plaats van $2\pi/L$ het z.g. golfgetal k.

$$\eta = \frac{H}{2}\cos(kx - \omega t) \tag{3.62}$$

De afstand die een golf aflegt in de periode $T$ is gelijk aan de golflengte $L$; de voortplantingssnelheid $c$ is dus:

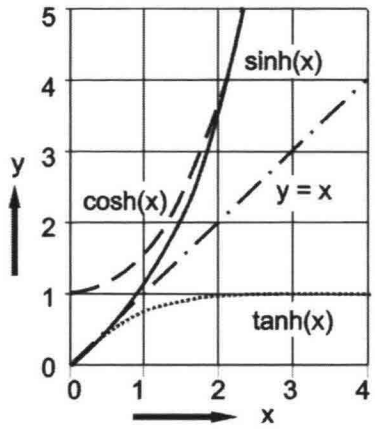
$$c = \frac{L}{T} \tag{3.63}$$

De voortplantingssnelheid $c$ en de golflengte $L$ kunnen worden berekend met:

$$c = \frac{gT}{2\pi}\tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \quad ; \quad L = \frac{gT^2}{2\pi}\tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \tag{3.64}$$

waarin:
$h$ = waterdiepte [m]
$c$ = voortplantingssnelheid [m/s]

Ingegeven door het asymptotisch gedrag van $\tanh(2\pi h/L)$ (zie Figuur 3-29), zijn de benaderingen voor $c$ en $L_0$ die in Tabel 3-2 zijn vermeld, heel gebruikelijk.




**Figuur 3-29: Verloop van hyperbolische functies (Schiereck, 2001)**

**Tabel 3-2: Voortplantingssnelheid**

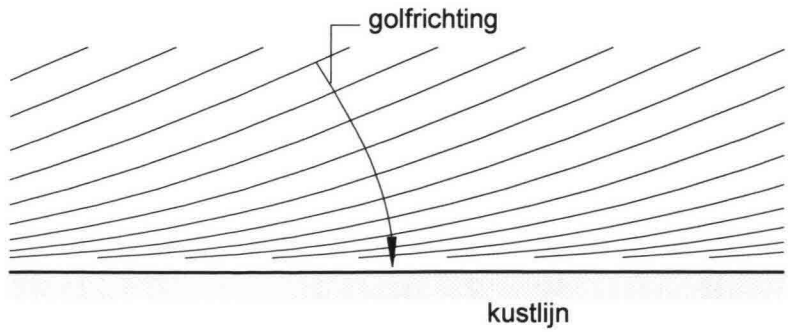
| | h/L | $\tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)$ | c |
|---|---|---|---|
| **diep water** | > 1/2 | ≈1 | $\frac{gT}{2\pi} \approx 1{,}56 \cdot T$ |
| **overgangsgebied** | | | $\frac{gT}{2\pi} \cdot \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)$ |
| **ondiep water** | < 1/20 | $\approx 2\pi h / L$ | $\sqrt{gh}$ |

Op diep water is $\tanh(2\pi h/L) \approx 1$ en is de golflengte alleen afhankelijk van de golfperiode en niet van de waterdiepte. Deze golflengte wordt gegeven door

$$L_0 = \frac{gT^2}{2\pi} \tag{3.65}$$

In ondiep water hangt de voortplantingssnelheid dus alleen af van de waterdiepte. Hoe kleiner de waterdiepte, hoe kleiner de voortplantingssnelheid.

Dit verschil in voortplantingssnelheid leidt tot ***refractie***. Het verschijnsel is vergelijkbaar met de breking van licht en voldoet eveneens aan de wet van Snellius. Dit verschijnsel treedt o.a. op als een golf onder een hoek op de kust afkomt. De golfkam zal door het verschil in snelheid naar de kust toe draaien (zie Figuur 3-30).



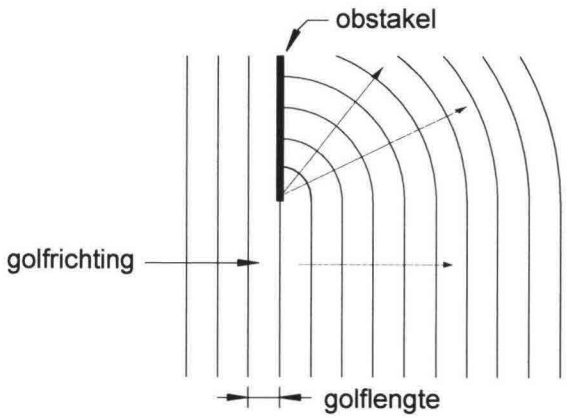

**Figuur 3-30: Refractie**

Refractie is om diverse redenen belangrijk:

- Refractie bepaalt (mede) de golfhoogte die bij een bepaalde waterdiepte behoort voor een gegeven combinatie van golfparameters (hoogte, periode en voortplantingsrichting) op diep water. Refractie heeft daarom een grote invloed op de golfhoogte en de verdeling van de golfenergie.
- De verandering van de voortplantingsrichting van verschillende delen van de golf heeft convergentie of divergentie van de golfenergie tot gevolg en beïnvloedt in belangrijke mate de krachten die door golven op constructies worden uitgeoefend.
- Refractie draagt bij in de verandering in bodemtopografie door zijn effecten op erosie en sedimentatie.

NB: Refractie kan, behalve door variatie in de topografie van de bodem, ook veroorzaakt worden door stromingen, of elke andere oorzaak die enig deel van een golf zich sneller of langzamer doet voortplanten dan een ander deel.

Het verschijnsel van buiging van golfkammen om een obstakel (een golfbreker, een eiland, etc.) wordt ***diffractie*** genoemd (zie Figuur 3-31).



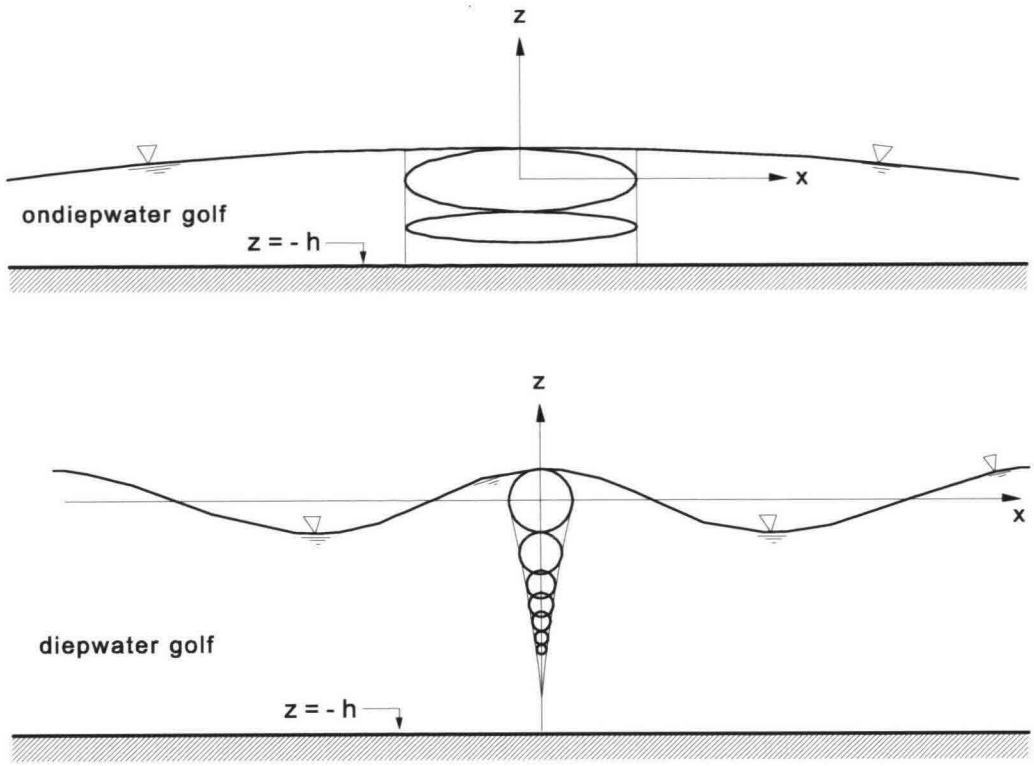

**Figuur 3-31: Diffractie**

In het algemeen zullen de golfhoogten aan de zijde achter het obstakel lager zijn dan aan de zijde waar de golven invallen (er ontstaat een "schaduwgebied"), al kunnen door interferentie met andere golven weer grotere golfhoogten ontstaan. In bepaalde gevallen kunnen de golfhoogten achter golfbrekers zelfs hoger zijn dan die van de invallende golven. Overigens treedt diffractie niet alleen op rond objecten die boven water uitsteken. Ook "obstakels" die zich onder water bevinden (zandbanken) kunnen diffractie veroorzaken.

Voor de sinusvormige golf als afgebeeld in Figuur 3-28 is nog een groot aantal wetmatigheden af te leiden. Deze hebben overigens een beperkte geldigheid, omdat zij zijn afgeleid voor een kleine waarde van $H/L$ en $H/h$.

De sinusvormige beweging van het wateroppervlak is alleen mogelijk wanneer waterdeeltjes een cirkelvormige beweging maken, de zogenaamde ***orbitaalbeweging***. Aan het oppervlak is de omtrek van deze cirkel $\pi H$ en de lokale snelheid dus $\pi H/T$. Naar mate de diepte toeneemt, wordt de diameter van de orbitaalcirkel kleiner tot vrijwel nul op een diepte $d = {}^1/_2 L$. Is de waterdiepte kleiner dan $\frac{1}{2}L$, dan verandert de vorm van de orbitaalbeweging van een cirkel naar een ellips (zie Figuur 3-32).

De cirkelbeweging kan natuurlijk worden ontbonden in een horizontale en een verticale component. Op deze wijze kan de orbitaalbeweging worden weergegeven in formulevorm, met afzonderlijke uitdrukkingen voor respectievelijk de uitwijkingen $\xi$ en $\zeta$, de snelheden $u$ en $w$ en de versnellingen $a_h$ en $a_v$. Ook deze uitdrukkingen zijn weer hyperbolische functies, die benaderd kunnen worden voor diep- en ondiepwater (Zie Tabel 3-2 en collegedictaat CT4320).




**Figuur 3-32: Orbitaalbeweging bij een golf op ondiep en diep water**

Een golf vertegenwoordigt ook een zekere energie, te splitsen in potentiële en kinetische energie. Voor een golf met lengte $L$ is dit per strekkende meter golfkam:

$$E = E_k + E_p = \frac{1}{16}\rho g H^2 L + \frac{1}{16}\rho g H^2 L \tag{3.66}$$

De energie per eenheid van oppervlak is dus:

$$\underline{E} = \frac{E}{L} = \frac{1}{8}\rho g H^2 \tag{3.67}$$

Deze energie wordt in de richting van de golf getransporteerd met een snelheid $c_g$ (de groepssnelheid), die gelijk is aan:

$$c_g = n \cdot c \tag{3.68}$$

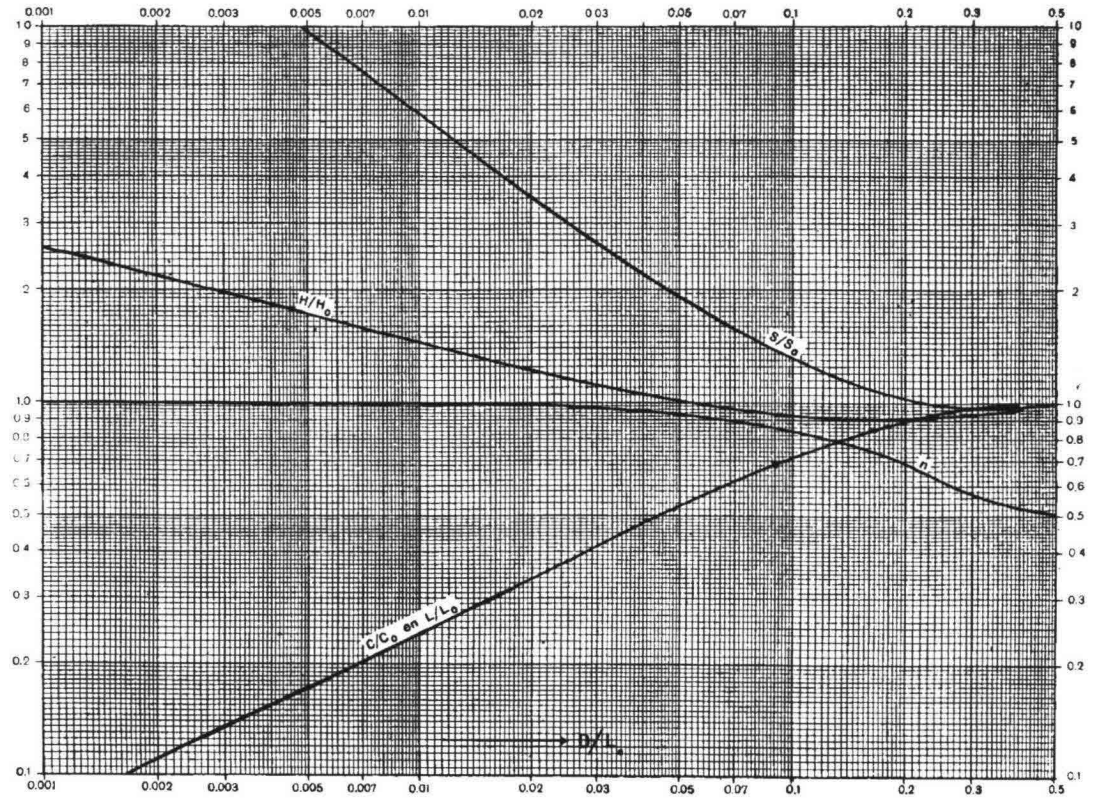
waarin:

$c$ = voortplantingssnelheid [m/s]

$n$ = dimensieloze factor = $\frac{1}{2}\left(1 + \frac{\frac{4\pi h}{L}}{\sinh(\frac{4\pi h}{L})}\right)$ [-]

De waarde van $n$, en daarmee ook de verhouding tussen $c_g$ en $c$, verandert afhankelijk van de relatieve waterdiepte $h/L$. Hierdoor verandert de golf wanneer die geleidelijk in ondieper water komt. Dit geldt met name voor de verhouding tussen $c$ en $c_0$ en die tussen $H$ en $H_0$. De index 0 duidt hier op de waarde op diepwater ($h/L > 1/2$). Zie ook Figuur 3-33.

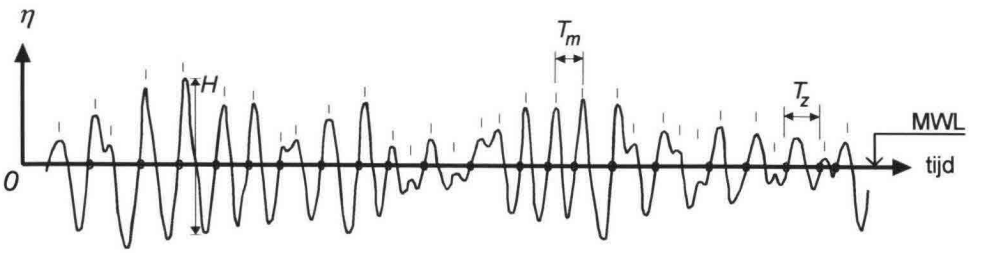
Dit verschijnsel wordt ook ***shoaling*** genoemd. Het is een omkeerbaar verschijnsel zolang geen dissipatie van energie optreedt. Die dissipatie treedt pas op wanneer de golven breken doordat een kritische waarde van $H/h$ of $H/L$ wordt overschreden.




**Figuur 3-33: Shoaling**

## Natuurlijk golfveld

In de praktijk komt de sinusvormige golf, gedefinieerd door een waarde van *H* en een waarde van *T* niet voor, afgezien van een laboratoriumsituatie. In de natuur treedt een onregelmatig golfbeeld op, zoals schematisch weergegeven in Figuur 3-34.




| | |
|---|---|
| l | maxima |
| o | opgaande nuldoorgang |
| $T_z$ | interval tussen nuldoorgangen |
| $H$ | golfhoogte |
| $T_m$ | interval tussen maxima |

MWL = mean water level

**Figuur 3-34: Onregelmatig golfbeeld**

Een golf wordt hier gedefinieerd als de waterbeweging tussen twee opeenvolgende opwaartse of neerwaartse doorsnijdingen van de gemiddelde waterstand. Elke zo gedefinieerde golf heeft dus een andere hoogte en een andere periode.

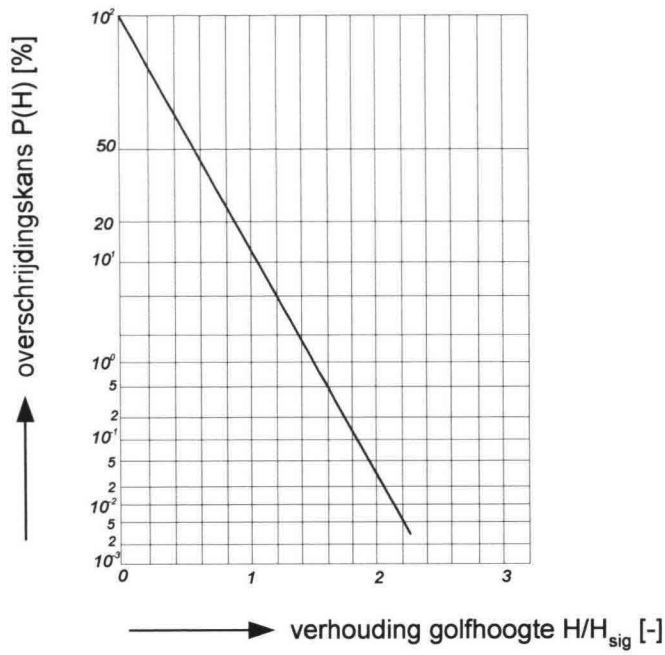
Onder $T_z$ (z staat voor "zero") verstaat men het gemiddelde van de tijdsintervallen tussen opeenvolgende opgaande of neergaande nuldoorgangen, met andere woorden de waarnemingsperiode gedeeld door het aantal waargenomen golven.

Dit onregelmatige beeld kan op verschillende manieren worden geanalyseerd. Een veelgebruikte methode is het bepalen van een overschrijdingskans voor verschillende golfhoogten. Die kansverdeling blijkt te voldoen aan een z.g. Rayleigh-verdeling:

$$P(\underline{H} > H) = e^{-2\left(\frac{H}{H_s}\right)^2} \qquad (3.69)$$

waarin:
$P(\underline{H}>H)$ = kans dat de golfhoogte $H$ overschreden wordt [-]
$H_s$ = significante golfhoogte [m]

De significante golfhoogte is gelijk aan de golfhoogte met een overschrijdingskans van 13,5%, of ook wel het rekenkundig gemiddelde van het hoogste derde deel van de golven. Wordt de golfhoogteverdeling uitgezet op z.g. Rayleigh papier, dan ontstaat een rechtlijnig verband (zie Figuur 3-35).




**Figuur 3-35: Golfhoogteverdeling uitgezet op Rayleigh-papier**

Ook is het mogelijk het waterstandsverloop $\eta(t)$ te onderwerpen aan een harmonische analyse:

$$\eta(t) = \sum_{i=1}^{n} a_i \cos(\omega_i t - \alpha_i) \qquad (3.70)$$

Meer gebruikelijk is het echter om niet de amplitudes te bepalen als functie van de frequentie, doch om hiervoor de energiedichtheid $S(\omega)$ te gebruiken.

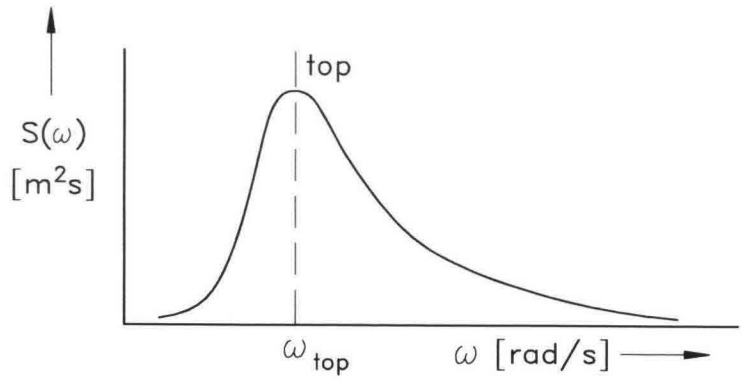
Door een mathematische bewerking kan men een energiespectrum bepalen dat de verdeling van de energie over de verschillende frequenties aangeeft (zie Figuur 3-36).

$T_p$ is de piekperiode, gelijk aan $1/f_p$, de frequentie waar de energiedichtheid maximaal is. Voor het bepalen van c, L, en $L_0$ alsook het hanteren van Tabel 3-2 dient voor T de piekperiode gebruik te worden.

De totale energie over het gehele frequentiegebied is $m_0$. Veel wordt gewerkt met de relatie:

$$H_s = 4\sqrt{m_0} \qquad (3.71)$$

De golfomstandigheden van een bepaald moment kunnen worden gekarakteriseerd door het energiespectrum, de significante golfhoogte, of beide. Die omstandigheden hangen af van het windveld dat verantwoordelijk is voor de golven.




**Figuur 3-36: Energiespectrum**

De golfhoogte *H* in het windveld is afhankelijk van de volgende factoren:
- de strijklengte *F* van de wind over het wateroppervlak (ook "fetch" genoemd)
- de waterdiepte *h*
- de windsnelheid *U*
- de duur van de wind *t*.

Uit waarnemingen en berekeningen zijn tal van grafieken ontwikkeld. We geven hier twee nomogrammen (Figuur 3-37 en Figuur 3-38), ontwikkeld door het KNMI en geldig voor ***diep water*** (Figuur 3-37) resp. voor ***ondiep water (en overgangsgebied)*** (Figuur 3-38). (De nomogrammen zijn ontleend aan Groen et al., 1976).

Indien niet bekend is of het een ondiep- of diepwater golf betreft, wordt een aanname gedaan. Vervolgens worden de waarden van de parameters uit het betreffende nomogram afgelezen. Met deze waarden wordt de aanname gecontroleerd aan de hand van Tabel 3-2.

In het "diep water nomogram" wordt doorgaans uitgegaan van een bepaalde windsnelheid, terwijl de lengte van de windbaan (fetch) bekend is. Voor diep water kunnen uit Figuur 3-37 de waarden voor de overige parameters worden afgeleid.

**Voorbeeld 3-1**

*Windsnelheid U = 7,5 m/s, windbaan F = 11 km, diepte h = 6 m.*
*Uit het nomogram volgt dan, dat de zeegang in ca. 2 uren volkomen volgroeid is, dat de significante golfperiode ca. $T_s$ = 2,5 seconden is en dat de significante golfhoogte ca. $H_s$ = 0,58 m bedraagt.*

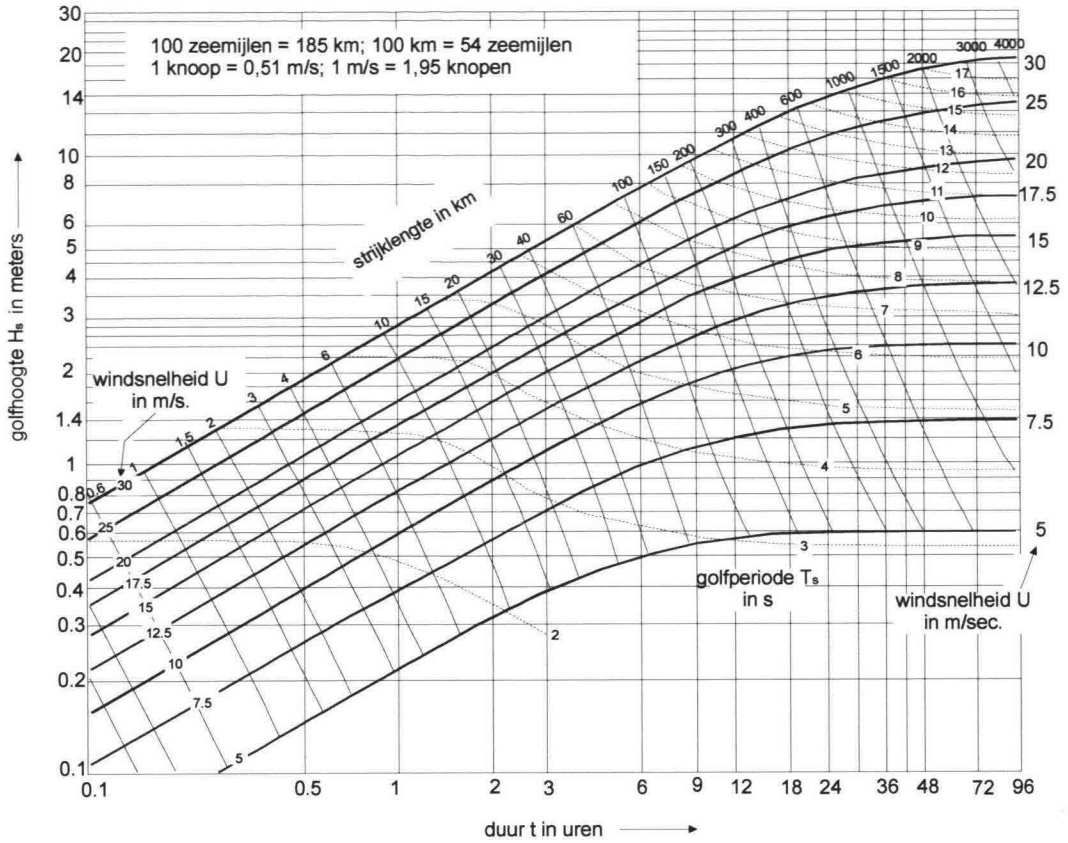
Figuur 3-38 is te gebruiken voor golfhoogten in een windveld over ondiep water en voor het overgangsgebied[4].

**Voorbeeld 3-2**

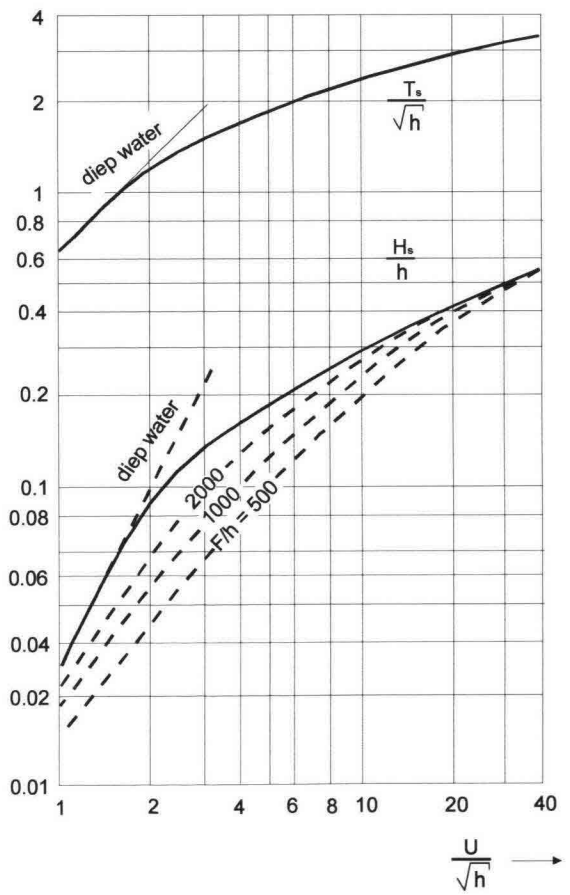
*Windsnelheid U = 12 m/s, waterdiepte h = 4 m, windbaan F = 20 km;*
*aanname diepwater; uit Figuur 3-37 volgt $H_s$ = 1.37 m en $T_s$ =3.6 s → L = 20 m;*
*h/L < ½; het betreft hier géén diepwatergolf dus Figuur 3-38 gebruiken.*
*De verhouding F/h is veel groter dan 2000, zodat we de getrokken lijnen mogen gebruiken. We vinden: $H_s$ = 0,22×4 = 0,88 m en $T_s$ = 2,0×2 = 4,0 s*

Overigens wordt tegenwoordig m.b.v. wiskundige modellen de golfhoogte berekend uit een windveld, waarbij direct correcties worden aangebracht voor refractie, diffractie, shoaling en breken. Zie collegedictaat CT4320, Korte golven.

[4] NB: altijd de grootste waterdiepte aanhouden. Denk ook aan opwaaiing!



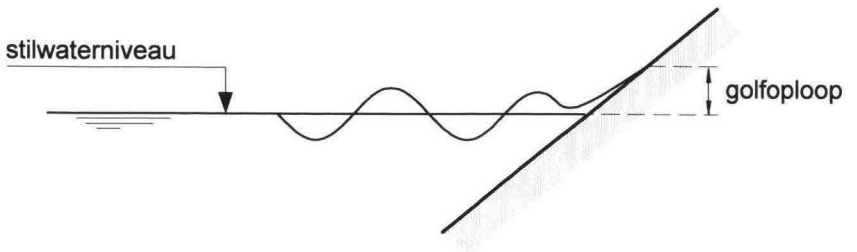

**Figuur 3-37: Nomogram geldig voor diep water**




**Figuur 3-38: Nomogram geldig voor ondiep water (en overgangsgebied)**

## 3.3.5 Golven op taluds

In paragraaf 3.3.4 is al aangegeven dat een golf veranderingen ondergaat wanneer hij de kust nadert. Van groot belang voor de waterbouwkunde zijn ook de verschijnselen die zich voordoen wanneer de golf uiteindelijk tegen een talud aankomt. De top van de golf zal dan als een tong tegen het talud oplopen en uiteindelijk een niveau bereiken dat belangrijk hoger kan zijn dan de golftop zelf. Dit verschijnsel wordt golfoploop genoemd. De waarde van de golfoploop wordt gemeten in verticale zin vanaf het z.g. stilwaterniveau (= gemiddelde waterniveau zonder golven) (zie Figuur 3-39).




**Figuur 3-39: Definitieschets golfoploop**

Uit theoretisch en experimenteel onderzoek is gebleken dat de golfoploop afhankelijk is van de golfhoogte H, en de brekerparameter $\xi$ (zie Figuur 3-40). Daarnaast spelen eigenschappen van het talud een rol, zoals de ruwheid, de porositeit en het al dan niet aanwezig zijn van een berm.

In een onregelmatige golfbeweging zal de golfoploop niet constant zijn. Aangezien het voor de veiligheid van een dijk niet gewenst is dat de golfoploop frequent de kruinhoogte overschrijdt, wordt vaak gerekend met het oploopniveau dat door 2% van het aantal golven wordt overschreden. Voor een glad, gesloten, recht talud kan worden gewerkt met het verband uit Figuur 3-40, waarin:

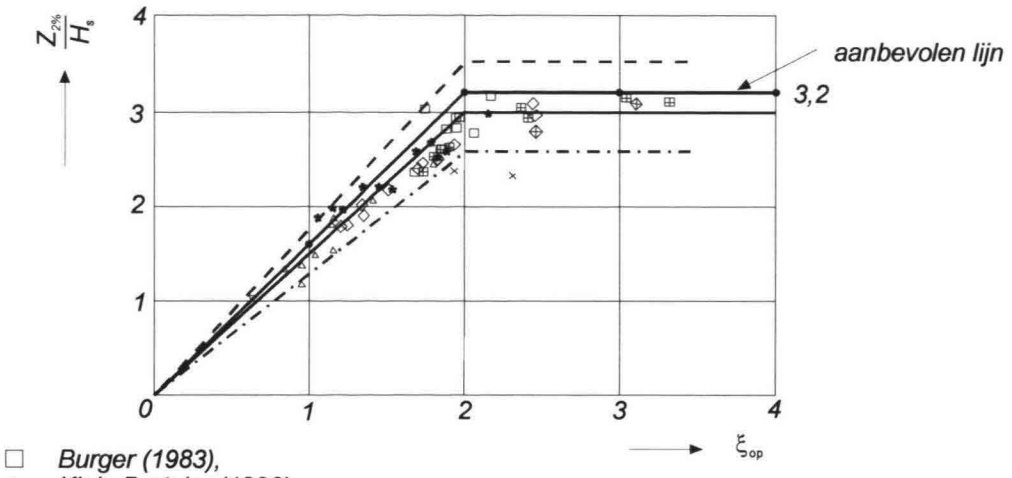
$H_s$ = significante golfhoogte [m]
$z_{2\%}$ = oploopniveau dat door 2% van de inkomende golven wordt overschreden [m]
$T_p$ = golfperiode (index **p** refereert aan piekperiode in het golfspectrum) [s]
$\xi_{0p}$ = brekerparameter = $\dfrac{\tan(\alpha)}{\sqrt{\dfrac{2\pi H_s}{gT_p^2}}}$, index 0 slaat op diep water, p op piekperiode golfspectrum [-]
$\alpha$ = hellingshoek van het talud met de horizontaal [ ° ]

Uit de grafieken van Groen en Dorrestein volgt de significante golfhoogte en golfperiode *($H_s$ en $T_s$)*. De golfoploopformule maakt gebruik van de piekperiode uit het golfspectrum *($T_p$)*. De relatie tussen $T_s$ en $T_p$ is niet éénduidig, maar hangt af van de vorm van het golfspectrum. De relatie wordt vaak benaderd door: $T_s \approx 0.9 \cdot T_p$

(Voor nadere informatie wordt verwezen naar het collegedictaat CT5316, Windgolven).

De resultaten uit Figuur 3-40 kunnen worden gecorrigeerd wanneer het talud bestaat uit een ruw oppervlak, of wanneer een berm in het talud is opgenomen. Ook de invalshoek van de golven is van belang. De effecten van bovengenoemde factoren op de golfoploop worden verdisconteerd door toepassing van reductiefactoren op de $Z_{2\%}$:

$\gamma_b$ = reductiefactor met betrekking tot de invloed van een berm (geen berm $\gamma_b = 1.0$) [-]
$\gamma_r$ = reductiefactor met betrekking tot de invloed van de ruwheid van het taludoppervlak [-]
$\gamma_\beta$ = reductiefactor met betrekking tot de invloed van de invalshoek van de golven (loodrechte golfaanval: $\gamma_\beta = 1.0$) [-]



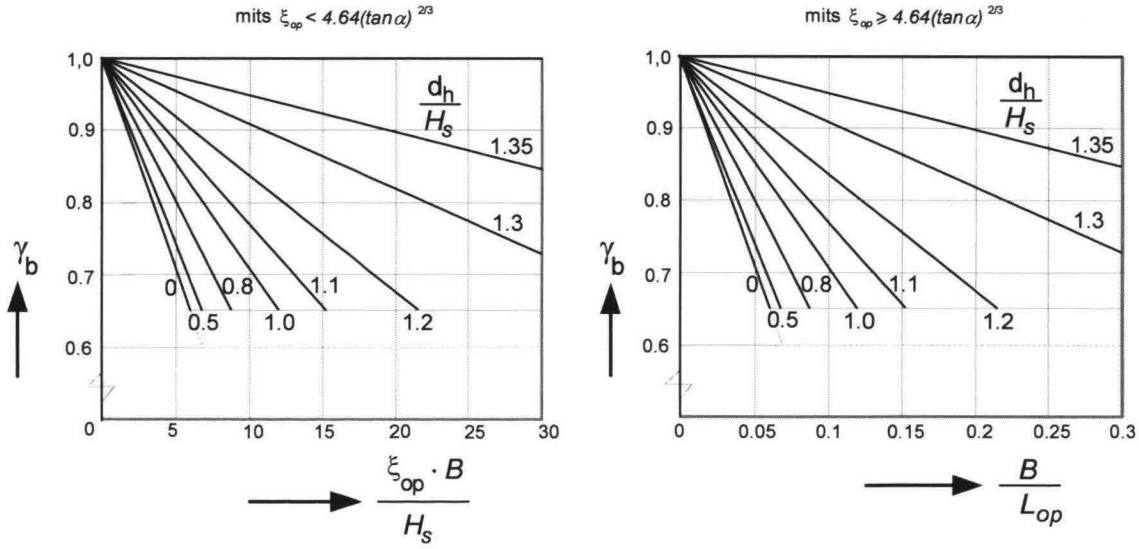

□ *Burger (1983),*
△ *Klein Breteler (1990),*
▽ *Burger (1984),*
* *Fuhrboter (1989),*
◇ *v.d. Meer (1990),*
⊞ *v.d. Meer (1990),*
⊕ *v.d. Meer (1990),*
× *Klein Breteler (1990),*

- - - - - - *bovengrens $Z_{2\%}$ $H_s$*
——— *oplooprelatie t.b.v. ovenkant van bekleding*
– · – · – · *praktische ondergrens van $Z_{2\%}$ $H_s$*

**Figuur 3-40: Golfoploop op een glad, gesloten, recht talud**

### Aanwezigheid van een berm

Een berm in het buitentalud moet altijd ongeveer op het ontwerppeil worden gekozen. De reducerende werking van de berm op de golfoploop is dan maximaal (CUR/TAW rapport 155). De invloed van de berm is afhankelijk van ***de bermbreedte B*** en ***de waterdiepte op de berm $d_h$***. In Figuur 3-41 kan de reductiefactor $\gamma_b$ voor de golfoploop worden afgelezen.

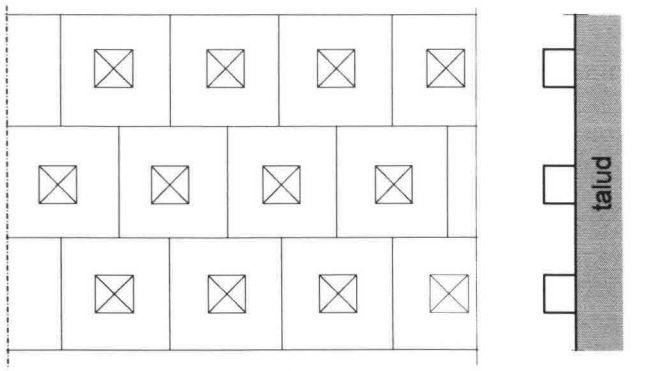



**Figuur 3-41: Reductiefactoren m.b.t. de invloed van een berm (CUR/TAW rapport 155)**

### Ruwheid van het talud

De invloed van ruwheid op golfoploop wordt gegeven door de reductiefactor $\gamma_f$. In Tabel 3-3 worden ook gladde taluds beschreven waarop ruwheidselementen zijn aangebracht, zoals blokken en ribbels. De breedte van de blok of ribbel wordt gegeven door $f_b$ en de hoogte door $f_h$ en de ribbelafstand door $f_L$.

Een stortsteen talud wordt gekarakteriseerd door de diameter *D*. De reductiefactoren in de tabel gelden voor $\xi_{op} < 3$ *à* *4*. Voor grotere waarden van $\xi_{op}$ gaan de reductiefactoren naar *1* (Van der Meer, Nieuwe inzichten bij golfoploop en golfoverslag, 1992).




**Figuur 3-42: Blokken als ruwheidselementen**

**Tabel 3-3: Reductiefactoren m.b.t. de ruwheid**

| soort talud | | | | reductiefactor $\gamma_r$ |
|---|---|---|---|---|
| **Glad, beton, asfalt** | | | | 1.0 |
| **Dichte vlakke steenzetting** | | | | 1.0 |
| **Gras** (3 cm) | | | | 0.95 - 1.0 |
| **1 laag stortsteen** ($H_s/D$ = 1.5 - 6) | | | | 0.55 - 0.60 |
| **2 of meer lagen stortsteen** ($H_s/D$ = 1.5 - 6) | | | | 0.50 - 0.55 |
| **Blokken op glad talud** (zie Figuur 3.48).<br>hoogte = $f_h$, breedte = $f_b$ | | | | |
| benaming | $f_h/f_b$ | $f_b/H_s$ | Oppervlak | |
| 1/25 blok | 0.88 | 0.12 - 0.24 | 1/25 | 0.75 - 0.85 |
| 1/9 blok | 0.88 | 0.12 - 0.19 | 1/9 | 0.70 - 0.75 |
| halve hoogte | 0.44 | 0.12 - 0.24 | 1/25 | 0.85 - 0.95 |
| boven swl | 0.88 | 0.12 - 0.18 | 1/25 | 0.85 - 0.95 |
| breed blok | 0.18 | 0.55 - 1.10 | 1/4 | 0.75 - 0.85 |
| **Ribbels**<br>$f_b/H_s$ = 0.12 - 0.19 en $f_L/f_h$ = 7 (optimaal)<br>waarin $f_L$ = afstand tussen de ribbels | | | | 0.60 - 0.70 |

### Invalshoek golven

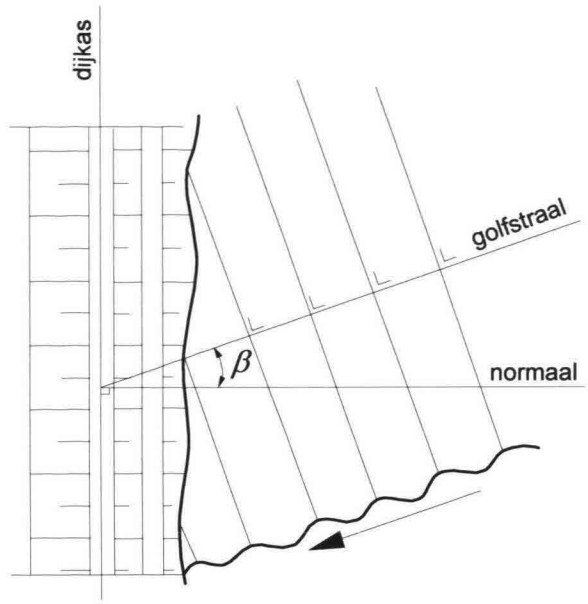
De invloed van de invalshoek blijkt vrij klein te zijn. Voor de *2%* golfoploop bij kortkammige golven geldt:

$$\gamma_\beta = 1 - 0.0022 \cdot \beta \qquad (3.72)$$

waarin:

$\beta$ = invalshoek van de golven ten opzichte van de normaal op de dijkas (zie Figuur 3-43) in [ ° ] (Van der Meer, Nieuwe inzichten bij golfoploop en golfoverslag, 1992)

Wanneer de kruinhoogte van een dijk lager is dan het niveau van de golfoploop zal er regelmatig een hoeveelheid water over de dijk slaan. Dit verschijnsel is golfoverslag. De hoeveelheid water die over de dijk stroomt wordt gemiddeld over de tijd en wordt genoemd het overslagdebiet. Nadere gegevens over oploop en overslag worden gevonden in diverse publicaties van het Expertise Netwerk Waterkeringen (ENW), voorheen de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW).




**Figuur 3-43: Invalshoek golven op dijk**

Een deel van de golfenergie wordt ter plaatse van het talud gedissipeerd. Een ander deel wordt echter teruggekaatst, en geeft aanleiding tot het ontstaan van een staande golfbeweging voor de constructie. De reflectie hangt sterk af van de taludhelling en de porositeit van het talud. Een verticale betonwand veroorzaakt een vrijwel volledige terugkaatsing, en dus een zuivere staande golfbeweging. Dit is hinderlijk voor de scheepvaart.

Wanneer de kruin van het talud zo laag is dat bij elke golf grote hoeveelheden water over de kruin slaan, kan dit aanleiding zijn tot golfvorming achter (aan de lijzijde van) de constructie. Dit speelt met name een rol bij golfbrekers met lage kruin. Er wordt dan gesproken van golftransmissie.

## 3.4 Vloeistofmechanica gesloten waterlopen

### 3.4.1 Stroming in gesloten leidingen

De theorie van stroming in gesloten leidingen lijkt in belangrijke mate op die voor open leidingen. Voor een uitgebreide behandeling wordt verwezen naar het college CT2100, Vloeistofmechanica. In deze paragraaf beperken we ons tot die aspecten die nodig zijn voor globale berekeningen en analyses. Zo richten we ons op ronde buizen en turbulente stroming, omdat die voor de waterbouwkundige praktijk het meest relevant zijn. Voor dit type stroming is het getal van Reynolds (Re) groter dan circa 4.000. Voor buisleidingen wordt dit kental gegeven door

$$\mathrm{Re} = \frac{UD}{\upsilon} \tag{3.73}$$

waarin:
$U$ = gemiddelde stroomsnelheid [m/s]
$D$ = buisdiameter [m]
$\upsilon$ = kinematische viscositeit [m$^2$/s]

Voor eenparige stroming in een open waterloop kennen we inmiddels de formule van Chézy (zie paragraaf 3.3.2):

$$U = C\sqrt{Ri} \quad \Leftrightarrow \quad gi = \frac{U^2}{\left(C/\sqrt{g}\right)^2 R}$$

In de linker vorm wordt de formule het meest gebruikt, maar de essentie ervan komt in de rechter vorm beter tot uitdrukking. Het gaat om de balans tussen een kracht die stroming aandrijft (per eenheid van massa uitgebeeld door het produkt $gi$) en de wandwrijving die de stroming ondervindt. Een soortgelijke balans voor gesloten leidingen is de formule van Darcy-Weisbach die het verval door wandwrijving geeft bij stroming door een rechte, ronde buisleiding:

$$\Delta H_v = \lambda \frac{L}{D}\frac{U^2}{2g} \quad \Leftrightarrow \quad g\frac{\Delta H_v}{L} = \frac{U^2}{2D/\lambda} \tag{3.74}$$

waarin:
$\Delta H_v$ = wrijvingsverlies (verschil in energiehoogte) [m]
$\lambda$ = weerstandscoëfficiënt [-]
$L$ = lengte van de leiding
$D$ = diameter van de leiding

Deze formule is bekend in de vorm die links in (3.74) is genoteerd. De notatie rechts wordt verkregen door herschikken van termen en is gelijkvormig aan de balans die is ontleend aan de formule van Chézy.

In de meeste leidingsystemen leidt wandwrijving echter slechts tot een deel van het totale energieverlies. Andere bronnen van verlies zijn bijvoorbeeld variaties in buisdiameter, knikken, vertakkingen, in- en uitstroming. Om die ook in rekening te kunnen brengen, wordt in plaats van (3.74) veelal gebruik gemaakt van de meer algemene vorm

$$\Delta H_{tot} = \left(\lambda\frac{L}{D} + \sum_i \xi_i\right)\frac{U^2}{2g} \tag{3.75}$$

waarin $\Delta H_{tot}$ het totale verval over de leiding is (verschil in energiehoogte) en de term tussen ronde haken is een superpositie van verliescoëfficiënten, waarbij $\lambda L/D$ betrekking heeft op wandwrijving en

de sommatie van $\xi_i$ op de combinatie van alle andere relevante bronnen van verlies. Enkele van de meest voorkomende bijdragen aan de totale weerstand komen hierna afzonderlijk aan de orde, te beginnen met de wandwrijving in meer detail.

**Wandwrijving**
Het verval door wandwrijving in een rechte, ronde buisleiding met constante diameter wordt gegeven door de formule van Darcy-Weisbach:

$$\Delta H_v = \lambda \frac{L}{D} \frac{U^2}{2g} \tag{3.76}$$

waarin:
$\Delta H_v$ = wrijvingsverlies (verschil in energiehoogte) [m]
$\lambda$ = weerstandscoëfficiënt [-]
$L$ = lengte van de buis

De vorm van deze formule vloeit direct voort uit resultaten van experimenteel onderzoek, waaruit bleek dat het verval $\Delta H_v$ evenredig is met het kwadraat van de stroomsnelheid. Net als bij de Chézy coëfficiënt wordt ook bij $\lambda$ onderscheid gemaakt tussen hydraulisch ruwe en gladde condities.

Bij volledig ontwikkelde turbulentie (grote Re) in leidingen met een ruwe wand is de weerstandscoëfficiënt $\lambda$ onafhankelijk van de stroomsnelheid, maar wordt bepaald door de relatieve wandruwheid $k_s/D$ (waarin $k_s$ de equivalente zandkorrelruwheid [m]). Voor deze situatie is langs empirische weg gevonden dat

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2\log_{10}\frac{k_s/D}{3.7} \tag{3.77}$$

(Von Karman, 1930).

Bij gladde leidingen blijkt de weerstandscoëfficiënt wel te variëren met de stroomsnelheid:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2\log_{10}\frac{2.51}{\mathrm{Re}\sqrt{\lambda}} \tag{3.78}$$

Colebrook (1939) stelde voor om beide relaties te combineren tot

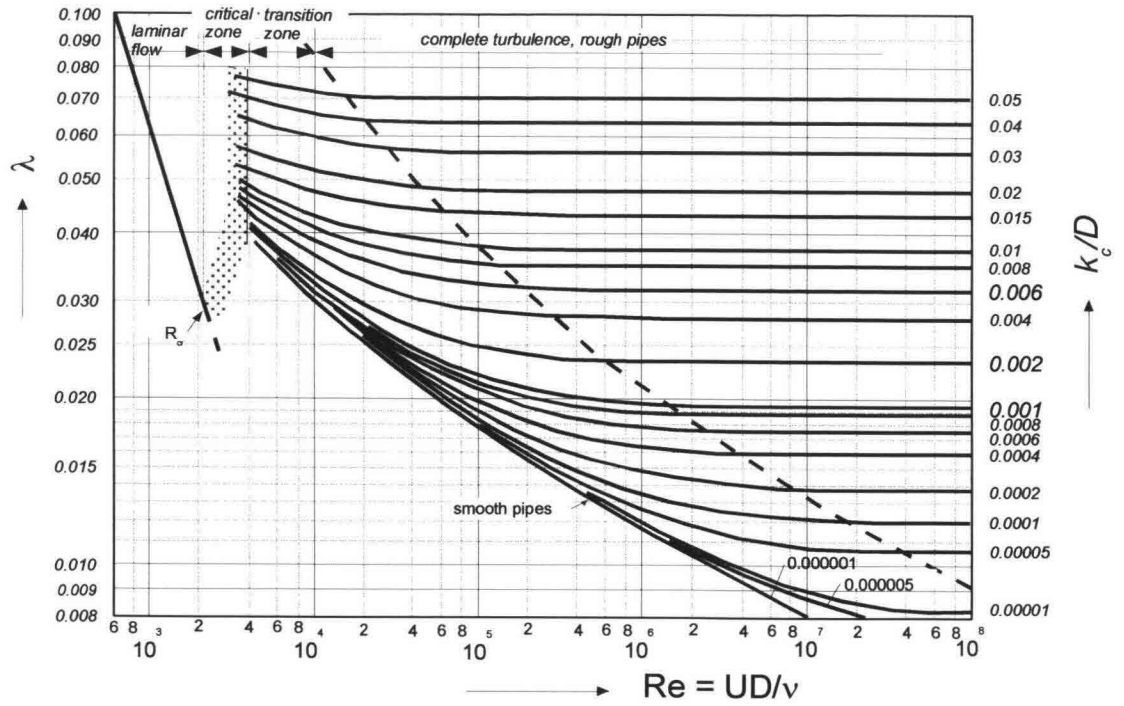
$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2\log_{10}\left(\frac{k_s/D}{3.7} + \frac{2.51}{\mathrm{Re}\sqrt{\lambda}}\right) \tag{3.79}$$

Bij grote Re is

$$\frac{k_s/D}{3.7} >> \frac{2.51}{\mathrm{Re}\sqrt{\lambda}}$$

en nadert de gecombineerde uitdrukking tot (3.77). Voor relatief kleine Re wordt daarentegen (3.78) benaderd. Bedenk daarbij dat nauwelijks tot matig ontwikkelde turbulentie (kleine Re) samengaat met een relatief kleine $k_s/D$ (gladde wand en grote buisdiameter).

Nadeel van de formule van Colebrook is dat deze een impliciet karakter heeft. De weerstands-coëfficiënt is er niet rechtstreeks uit op te lossen. Om daaraan tegemoet te komen, heeft Moody (1944) een diagram opgesteld en gepubliceerd waarmee de formule van Colebrook makkelijk hanteerbaar is gemaakt (zie Figuur 3-44). Dit diagram is nog steeds een standaard in ontwerp en analyse van buisleidingen.




**Figuur 3-44: Diagram van Moody**

In het diagram wordt onderscheid gemaakt tussen 4 zones:

- ***laminar flow*:** Bij laminaire stroming is $\lambda = 64/\mathrm{Re}$.
- ***critical zone*:** In het overgangsgebied tussen laminair en turbulent (voor ongeveer 2000 < Re < 4000) heeft de stroming een instabiel karakter en is de weerstandscoëfficiënt moeilijk te voorspellen.
- ***transition zone*:** Hier heeft de stroomsnelheid een merkbare invloed op λ. In deze zone is overwegend

$$\frac{k_s/D}{3.7} << \frac{2.51}{\mathrm{Re}\sqrt{\lambda}}$$

- ***complete turbulence*:** De weerstandscoëfficiënt varieert niet de de stroomsnelheid en is dus onafhankelijk van Re. Hier is

$$\frac{k_s/D}{3.7} >> \frac{2.51}{\mathrm{Re}\sqrt{\lambda}}$$

De formule van Colebrook is van toepassing op de laatste twee zones. In de ***transition zone*** (links onder de gestreepte lijn in de figuur) domineert uitdrukking (3.78), terwijl bij ***complete turbulence*** juist (3.77) de overhand heeft (boven de gestreepte lijn).

Tot slot merken we op dat als we de formule van Chézy vergelijken met die van Darcy-Weisbach (3.76), dan volgt voor een ronde buis (waarbij de hydraulische straal $R = D/4$ ) dat

$$i = \frac{\Delta H_v}{L} \quad \rightarrow \quad \lambda = \frac{8g}{C^2} \tag{3.80}$$

In de literatuur wordt overigens vaak het symbool *f* gehanteerd voor de weerstandscoëfficiënt, in plaats van $\lambda$.

**Vertragingsverliezen**

In gesloten leidingen worden hydraulische verliezen niet alleen veroorzaakt door wandwrijving. Analoog aan de situatie bij open waterlopen treden verliezen op bij vertraging van de stroming. Dit doet zich niet alleen voor bij verwijdingen en vernauwingen, maar onder andere ook bij bochten, knikken, vertakkingen, samenvloeiingen en obstructies (zoals afsluiters, turbines en stroommeters).

Deze verliezen worden bepaald per object in de leiding waar een verlies optreedt. Zo'n lokaal verlies wordt weergegeven als

$$\Delta H_i = \xi_i \frac{U^2}{2g} \tag{3.81}$$

waarin:
$\xi_i$ = verliescoëfficiënt voor object *i*

Het totale verlies over een leiding is gelijk aan de som van de verliezen over de diverse objecten en de wandwrijving. Dit is weergegeven in uitdrukking (3.75):

$$\Delta H_{tot} = \left( \lambda \frac{L}{D} + \sum_i \xi_i \right) \frac{U^2}{2g}$$

Merk op dat de term $\lambda L/D$ voor de wandwrijving hetzelfde karakter heeft als een verliescoëfficiënt. Let erop dat bij verwijdingen en vernauwingen de stroomsnelheid verandert. In dergelijke gevallen kan in bovenstaande uitdrukking de term $U^2/2g$ niet buiten de sommatie blijven, maar moet erin worden opgenomen.

Voor bochten, knikken en vertakkingen en dergelijke zijn de verliescoëfficiënten proefondervindelijk bepaald en vastgelegd in tabellenboeken. Een samenvatting van enkele veel voorkomende waarden is te vinden in Tabel 3-4. Voor verliezen bij in- en uitstroming maken we gebruik van de regel van Carnot:

$$\Delta H = \frac{(U_1 - U_2)^2}{2g} \tag{3.82}$$

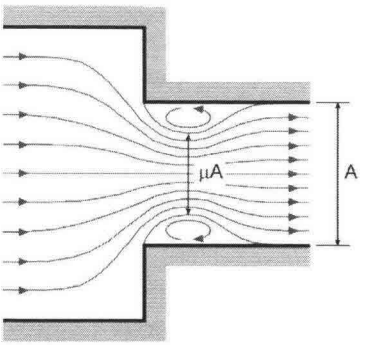
Bij uitstroming vanuit een buisleiding in een reservoir bijvoorbeeld, is $U_1$ de stroomsnelheid in de buis en $U_2$ die in het reservoir. Met deze definitie kunnen we de regel van Carnot herschrijven in de vorm (3.81):

$$\Delta H_{uit} = \frac{(U_1 - U_2)^2}{2g} = \xi_{uit} \frac{U_1^2}{2g} \quad ; \quad \xi_{uit} = \left( 1 - \frac{U_2}{U_1} \right)^2 \tag{3.83}$$

Bij instroming in een buisleiding vanuit een reservoir treedt vaak contractie van de stroming op (zie Figuur 3-45). Daarbij laat de stroming bij het instroompunt los en vernauwt zich tot een kleinere diameter dan die van de buis (contractie). Dit wordt direct gevolgd door verwijding. Het daarbij behorende vertragingsverlies wordt weergegeven met een verliescoëfficiënt volgens

$$\xi_{in} = \left( \frac{1}{\mu} - 1 \right)^2 \tag{3.84}$$

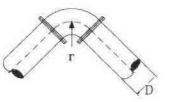
Hierin geeft de contractie-coëfficiënt $\mu$ aan tot welk deel van de oppervlakte van de dwarsdoorsnede van de buis de stroming contraheert en $\xi_{in}$ is gerelateerd aan de stroomsnelheid voorbij de contractie.




**Figuur 3-45: Contractie van stroming bij een vernauwing**

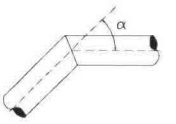
**Tabel 3-4: Verliescoëfficiënten**

**bochtverlies**



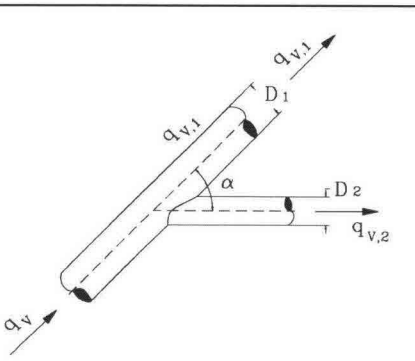

| r/D | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\xi$ | 0,30 | 0,16 | 0,12 | 0,11 | 0,09 | **0,09** | 0,08 | 0,08 | 0,08 | |

**knikverlies**

| $\alpha$ | 5° | 10° | 15° | 30° | 45° | 60° | 90° |  |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\xi$ | 0,02 | 0,04 | 0,05 | 0,15 | 0,28 | 0,55 | 1,2 | |



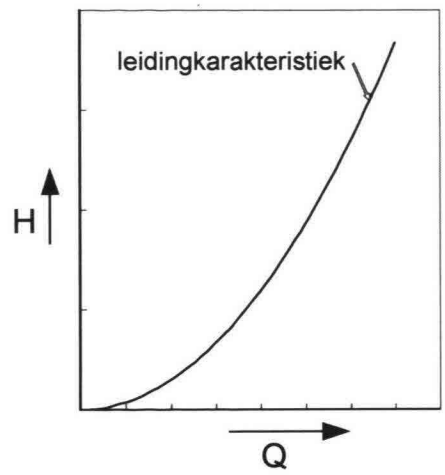
**verlies bij aftakking**

| | $q_{v,2}/q_v$<br>$q_{v,1}/q_v$ | 0,0<br>1,0 | 0,2<br>0,8 | 0,5<br>0,5 | 1,0<br>0,0 |  |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $\alpha$=90°<br>$D_1=D_2$ | $\xi_2$<br>$\xi_1$ | 0,98<br>0,03 | 0,87<br>-0,03 | 0,87<br>0.02 | 1,27<br>0,35 | |
| $\alpha$=90°<br>$D_1=2\cdot D_2$ | $\xi_2$<br>$\xi_1$ | 1,30<br>0,15 | 1,90<br>-0,11 | 5,00<br>0,15 | 21,0<br>0,28 | |
| $\alpha$=45°<br>$D_1=D_2$ | $\xi_2$<br>$\xi_1$ | 0,90<br>0,04 | 0,68<br>-0,06 | 0,42<br>0,01 | 0,47<br>0,33 | |
| $\alpha$=45°<br>$D_1=2\cdot D_2$ | $\xi_2$<br>$\xi_1$ | 0,90<br>0,00 | 0,50<br>-0,04 | 0,86<br>0,01 | 10,0<br>0,33 | |



## Toepassingen

Met uitdrukking (3.75) kan voor een bekende leiding het verband worden afgeleid tussen het debiet $Q$ en het verval $\Delta H$ (zie Figuur 3-46). Hiermee kan bijvoorbeeld worden gecontroleerd of voldoende verval aanwezig is om een bepaald debiet te realiseren. Indien het verval te groot is in verhouding tot het gewenste debiet, dan kan extra weerstand in de leiding worden ingebouwd, bijvoorbeeld in de vorm van een (regelbare) afsluiter. Anderzijds, als het beschikbare verval ontoereikend is, kan het met een pomp kunstmatig worden vergroot. In gesloten systemen is een centrifugaalpomp daarvoor veelal het meest geschikt.




**Figuur 3-46: Q-H kromme voor gesloten leiding (leidingkarakteristiek)**

## 3.4.2 Energieopwekking uit waterkracht

Uit water kan op diverse manieren energie worden gewonnen, zoals uit verval, golven, stroomsnelheid, warmteverschil, etc. Hier beschouwen we alleen de energie welke opgewekt kan worden met een bepaald debiet Q en een verval ΔH. Dit treedt bijvoorbeeld op bij stuwdammen in rivieren en afsluitingen van estuaria (verval uit getij). Het ***bruto vermogen*** wat opgewekt kan worden uit een debiet $Q$ dat over een hoogte $H_{br}$ kan vallen bedraagt:

$$P_{br} = \rho \cdot g \cdot Q \cdot \Delta H_{br} \quad [\text{W}] \tag{3.85}$$

waarin:

$\rho$ = massadichtheid [kg/m$^3$]
$g$ = zwaartekrachtsversnelling [m/s$^2$]
$Q$ = debiet [m$^3$/s]
$\Delta H_{br}$ = bruto hoogte = verval [m]

Dit is echter niet het werkelijke vermogen dat voor de gebruiker ter beschikking komt. De volgende verliezen verkleinen dit bruto vermogen:

- instroomverliezen, wrijvingsverliezen, uitstroomverliezen in het aan- en afvoersysteem. Deze verliezen worden in rekening gebracht door ze uit te drukken in een hoogteverlies $\Delta H_i$, zoals gedefinieerd in de vorige paragraaf. Het werkelijke verval over de turbine (= netto verval) is dan:
  $\Delta H_n = \Delta H_{br} - \Delta H_i$ [m]
- hydraulische en mechanische verliezen in de turbine, uitgedrukt in $\eta_t$, het rendement van de turbine.
- mechanische en elektrische verliezen in de generator, uitgedrukt in $\eta_g$, het rendement van de generator.

Bovengenoemde verliezen in rekening brengen, geeft een ***effectieve vermogen*** - af aan de generatorklemmen - gelijk aan:

$$P_g = \rho \cdot g \cdot Q \cdot \Delta H_n \cdot \eta_t \cdot \eta_g \quad [\text{W}] \tag{3.86}$$

De opgewekte energie $E_g$ (af aan de generatorklemmen) volgt dan door het effectieve vermogen te vermenigvuldigen met de tijd:

$$E_g = P_g \cdot T \quad [\text{J}] \tag{3.87}$$

Wanneer nu een bepaald debiet naar een hoger niveau moet worden gebracht, zoals een gemaal een polder droog maalt, is geen turbine maar een pomp aanwezig. In plaats van opwekking van energie kan op dezelfde wijze bepaald worden hoeveel energie voor een pomp benodigd is. Voor verdere informatie wordt verwezen naar Van Duivendijk (2007).

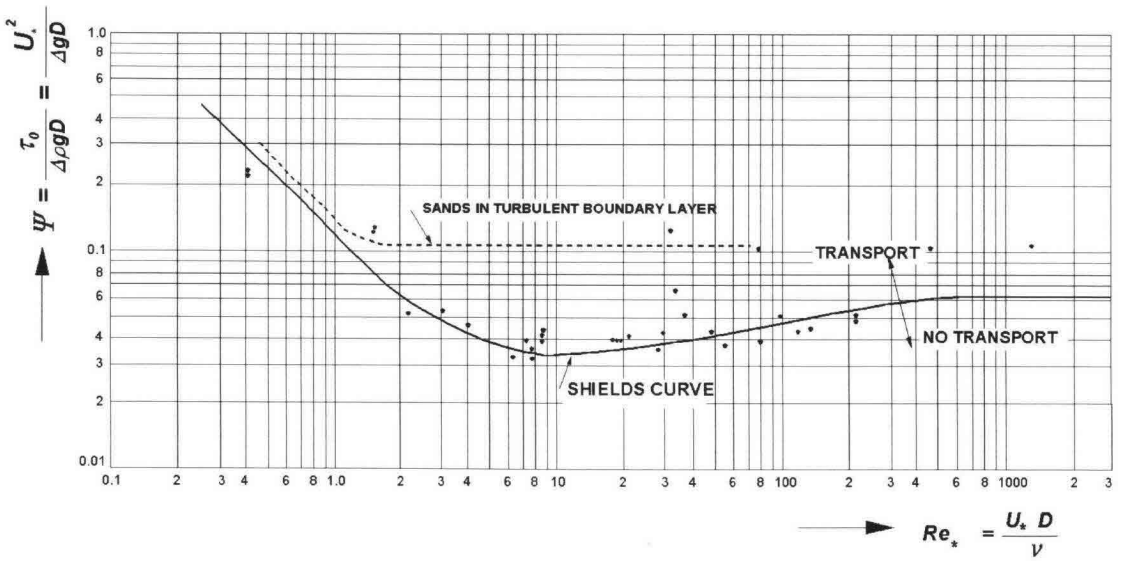
## 3.5 Stabiliteit van sediment en steen

### 3.5.1 Sedimenttransport

Een rivier of kanaal voert niet alleen water af, maar ook een grote verscheidenheid aan vaste stoffen. Voor een belangrijk deel zijn dat erosieprodukten, die afkomstig zijn uit het stroomgebied. Daarnaast voert een rivier, afhankelijk van de lokale omstandigheden ook ijs af en soms een scala aan afvalstoffen die op de rivier worden geloosd. Beperken wij ons tot de erosieprodukten, dan moet onderscheid worden gemaakt aan de hand van de manier van bewegen.
Er is sprake van bodemtransport, zwevend transport en wash load. Bodemtransport en zwevend transport hebben betrekking op materiaal dat zich langs de rivierbodem beweegt, resp. dat daaruit wordt opgenomen en grotere of kleinere afstanden zwevend in het stromende water aflegt. Voor wash load bestaat geen goed Nederlands woord. Het is zeer fijn materiaal, fijner dan datgene wat in het rivierbed aanwezig is, en wordt in suspensie vervoerd.

Bij gegeven korreldiameter (en dichtheid) vindt men de kritieke schuifspanningssnelheid door middel van een iteratieve berekening uit het Shields-diagram (Figuur 3-47).

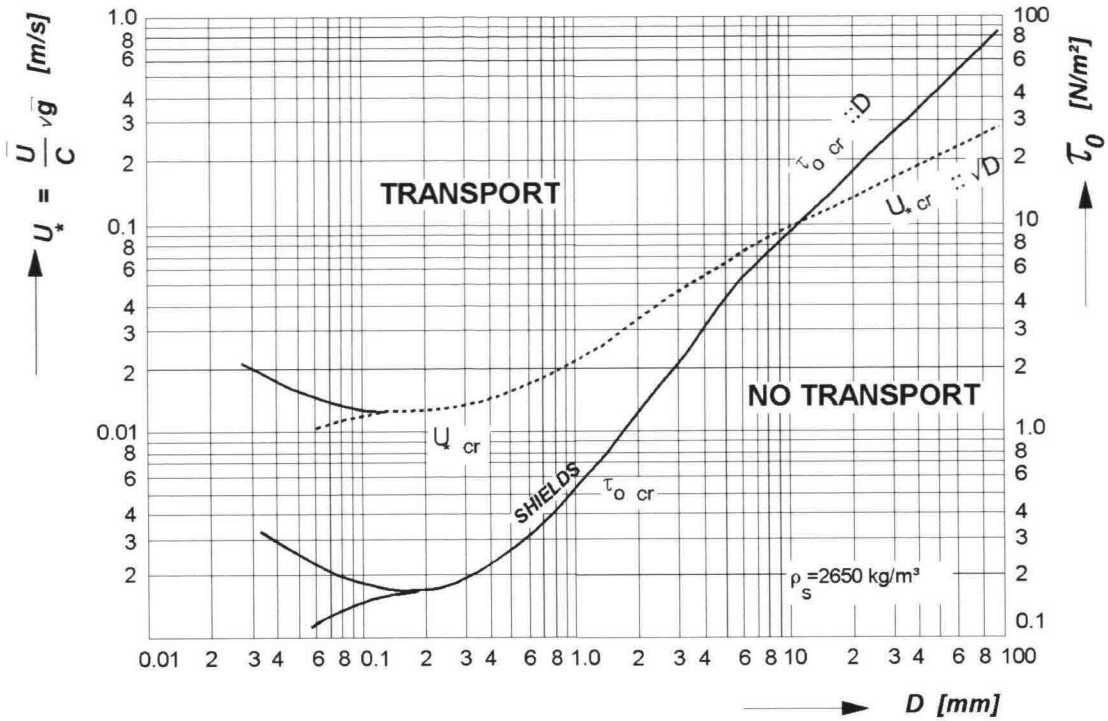
Sedimenttransport vindt pas plaats als de door de stroom uitgeoefende krachten (lift-, druk- en schuifkrachten) groter zijn dan de oplegkrachten van een korrel in het bed door het eigen gewicht onder water. De verschillende krachten zijn moeilijk afzonderlijk te bepalen en daarom is het gebruikelijk de gezamelijke werking van de verschillende krachten te koppelen aan één van de krachten, namelijk de schuifkracht langs de bodem. Als de schuifspanning $\tau_0$ $(= \rho g R i)$ of de schuifspanningssnelheid $U_*$ $(= \sqrt{\tau_0/\rho})$ groot genoeg is, treedt er beweging op.




**Figuur 3-47: Shields-diagram voor begin van transport**

In het Shields-diagram is het ***begin van transport*** gerelateerd aan het overschrijden van een bepaalde waarde van de schuifspanning uitgedrukt in de dimensieloze parameter
$\Psi = \tau_0/\Delta\rho g D = U_*^2/\Delta g D$. Voor waarden van $\Psi$ kleiner dan de in Figuur 3-47 aangegeven waarden is er wel beweging maar geen transport (= doorgaande beweging ). Bij kleine korrels blijkt de viscositeit uitgedrukt in een specifiek Reynoldsgetal $Re_* = U_* D/\nu$ invloed te hebben op de grootte van de grenswaarde van $\Psi$. Bij kleine korrels kan het begin van transport al bereikt worden bij laminaire stroming, waarbij geldt dat $\tau_0$ evenredig is met de stroomsnelheid $U$ en niet met $U^2$ zoals bij turbulente stroming.

Eenvoudiger is het om voor een gegeven dichtheid $(\rho = 2650\ kg/m^3)$ en viscositeit $(\nu = 1.10^{-6}\ m^2/s$ de $U_*$ af te lezen uit Figuur 3-48 als functie van $D$. Wanneer de kritieke waarde van de schuifspanning eenmaal is overschreden neemt de hoeveelheid getransporteerd materiaal snel toe bij toenemende stroomsnelheid ( = toenemende Shieldsparameter $\Psi$).




**Figuur 3-48: Kritieke schuifspanningssnelheid volgens Shields**

Bij kleine overschrijding van de kritieke Shieldsparameter zal het sediment zich voornamelijk over de bodem bewegen als bodemtransport, waarbij meestal nog een vlak bed aanwezig is. Bij grotere overschrijding zullen er beddingvormen (ribbels) ontstaan, die een grotere ruwheid van het bed veroorzaken dan de individuele korrels in een vlak bed. De turbulentie-intensiteit neemt hierdoor toe. Dit heeft een positief effect op het transporterend vermogen van de stroom, met name het loskomen van de korrels van de bodem wordt bevorderd. Naarmate de overschrijding van de kritieke Shieldsparameter groter is, zullen meer korrels zich los van de bodem gaan bewegen, zodat er naast bodemtransport ook zwevend transport ontstaat.

Vele onderzoekers hebben een verband opgesteld tussen de stroomsnelheid $U$ en het sedimenttransport $S$ op grond van metingen van beide grootheden in het laboratorium of in het veld. Het verband is uiteraard empirisch en in principe alleen geldig voor de locatie en het meetbereik van die metingen betreffende stroomsnelheid, waterdiepte, korreldiameter en dichtheid van het sediment.
Bij toepassing van een specifieke transportformule moet altijd worden nagegaan in hoeverre de omstandigheden van de toepassing overeenkomen met omstandigheden waarvoor de formule is opgesteld. Dus geen bodemtransportformule gebruiken als naast het bodemtransport ook het zwevend transport belangrijk is.
In de laatste decennia zijn transportformules opgezet, die getoetst zijn met behulp van data-bestanden van sedimenttransportmetingen in laboratoriumgoten, irrigatiekanalen en rivieren. De algemene geldigheid is hierdoor wel toegenomen, de nauwkeurigheid voor een specifieke geval kan nog steeds gering zijn.
Waakzaamheid blijft geboden bij toepassing van transportformules. In gevallen, waarbij de grootte van het sedimenttransport maatgevend is voor beslissingen wordt aangeraden lokale metingen naar het sedimenttransport en de daarbij behorende stromingsgrootheden uit te voeren.

Enkele van de vele transportformules worden hierna behandeld.

**Meyer-Peter en Müller**
Meyer-Peter en Müller, die onderzoek hebben gedaan naar situaties waarbij ***overheersend bodemtransport*** optreedt, hebben de volgende formule opgesteld:

$$s_b = 13{,}3 \cdot D \cdot \sqrt{\Delta g D} \cdot \left( \mu \frac{U_*^2}{\Delta g D} - 0.047 \right)^{\frac{3}{2}} \qquad (3.88)$$

waarin:

$s_b$ = bodemtransport in bulk[5] per eenheid van breedte [$m^2/s$]
$D$ = gemiddelde korreldiameter ($\neq D_{50}$) [m]
$g$ = zwaartekrachtsversnelling [$m/s^2$]

$\Delta$ = relatieve dichtheid = $\frac{\rho_k - \rho_w}{\rho_w}$ [-]

$\mu$ = ribbelfactor[6] = $\left(\frac{C_k}{C_{90}}\right)^{\frac{3}{2}}$ [-]

$C_{90}$ = $18 log\left(\frac{12R}{D_{90}}\right)$ [$m^{1/2}/s$]

$D_{90}$ = $D_{90}$ van het bodemmateriaal[7] (= het getransporteerde zand) [m]
$k$ = ribbelhoogte [m]
$U_*$ = schuifspanningssnelheid = $\sqrt{gRi}$ [m/s]

**Engelund en Hansen**

De formule van Engelund en Hansen geeft het sedimenttransport voor het geval er sprake is van ***zowel bodemtransport als zwevend transport.***

$$s_b = 0,03 \cdot \left(\frac{g}{C^2}\right)^{\frac{3}{2}} \cdot \frac{U^5}{g^2 \cdot D_{50}} \qquad (3.89)$$

waarin:

$C$ = coëfficiënt van Chézy, bepaald door beddingvorm voorspeller (k-waarde) volgens Engelund&Hanssen [$m^{½}/s$]
$U$ = gemiddelde stroomsnelheid [m/s]
$D_{50}$ = mediaan korreldiameter van het getransporteerde zand [m]

In de vergl. (3.88) en (3.89) is het sedimenttransport $s$ weergegeven als functie van een serie grootheden betreffende stroom en sediment. Bij grafische voorstelling van $s$ als functie van $U_*$ of $U$ voor verschillende korrels zijn ook verschillende lijnen nodig. Onderlinge vergelijking van transportformules of vergelijking van metingen met bestaande transportformules wordt hierdoor bemoeilijkt. Dit kan ondervangen worden door de transportformules te schrijven als een relatie tussen de dimensieloze stroom- en de transportparameter.

Stroomparameter: $\Theta = \frac{\mu h i}{\Delta D}$ (3.90)

Transportparameter $\Phi_s = \frac{s_b}{D^{\frac{3}{2}}\sqrt{g\Delta}}$ (3.91)

waarin:

$h$ = waterdiepte [m]
$i$ = verhang waterspiegel [-]

De parameters hebben een specifieke relatie tot elkaar, afhankelijk van verhouding tussen de hoeveelheid bodemtransport en zwevend transport.

***Meyer-Peter en Müller:***

$$\Phi_s = 13,3(\Theta - 0,047)^{\frac{3}{2}} \qquad (3.92)$$

---

[5] $s_b = s/(1-n)$ waarbij s = korrelvolume [$m^3$] en n = poriëngetal [-].

[6] Door $\mu$ wordt in rekening gebracht dat volgens Meyer-Peter en Müller slechts een deel van de bodemschuifspanning $\tau_b = \rho u_*^2$ op de korrels werkt.

[7] Zie Bijlage E Granulaire analyse grondmonsters.

***Engelund en Hansen:***

$$\Phi_s = 0{,}084 \cdot \Theta^{\frac{5}{2}} \tag{3.93}$$

**Erosie en aanzanding**
Ondanks een groot zandtransport kan het bed van een waterloop in evenwicht zijn. Dit betekent dat er in elke doorsnede evenveel zand wordt aangevoerd als afgevoerd.
In formulevorm betekent dit:

$$\frac{\partial S_b}{\partial x} = 0 \tag{3.94}$$

Hierbij wordt de x-as in de stroomrichting genomen. Wanneer de aanvoer groter is dan de afvoer treedt aanzanding op, andersom zal er erosie optreden. In formulevorm:

$$\frac{\partial S_b}{\partial x} = -B \cdot \frac{\partial z}{\partial t} \tag{3.95}$$

waarin:
$z$ = hoogteligging van het rivierbed [m]
$B$ = breedte van de rivier [m]

Aanzanding en erosie gaan door tot er een nieuwe evenwichtssituatie is ontstaan. Dergelijke verschijnselen treden bijvoorbeeld op wanneer het rivierbed plaatselijk wordt vernauwd t.b.v. de aanleg van een brug, wanneer een bocht wordt afgesneden, of wanneer een stuw wordt gebouwd, die het zandtransport bovenstrooms onderbreekt. In dergelijke gevallen past de stroomsnelheid $U$ zich vrijwel direct aan de nieuwe situatie aan. De veranderde stroomsnelheden zullen resulteren in andere sedimenttransporten. Aanzanding en erosie zijn het gevolg. Om deze situaties toegankelijk te maken voor berekeningen met behulp van transportformules is het handig om de transportformules te herschrijven als een machtsrelatie van de stroomsnelheid $U$.

$$S_b = s_b \cdot B = B \cdot m \cdot U^n \tag{3.96}$$

waarin:
$S_b$ = sedimenttransport in bulk per eenheid van breedte [$m^3/m$]
$m$ & $n$ = coëfficiënten [-]

Hierin zijn $m$ en $n$ coëfficiënten die variëren per transportformule. Voor ***Meyer-Peter en Müller*** geldt:

$$m = 13{,}3 \cdot D \cdot \sqrt{\Delta g D}\ ,\ n = \frac{3}{1 - 0{,}047 \cdot \theta^{-1}}$$

Voor de formule van ***Engelund en Hansen*** kan worden afgeleid:

$$m = \frac{0{,}084}{\sqrt{g} \cdot C^3 \cdot \Delta^2 \cdot D_{50}}\ ,\ n = 5$$

## 3.5.2 Stabiliteit bij stroomaanval

Uitgangspunt voor de stabiliteit van loskorrelige materialen bij stroomaanval is het diagram van Shields, Figuur 3-47 en Figuur 3-48. Voor korreldiameters D > 5 à 10 mm is de kritieke Shieldsparameter:

$$\Psi_{cr} = \frac{\tau_{0cr}}{\Delta \rho g D} \qquad \text{of} \qquad \Psi_{cr} = \frac{U_{*cr}^{\ 2}}{\Delta g D}$$

niet meer afhankelijk van het getal van Reynolds:

$$Re* = \frac{U_* D}{\nu}$$

De kritieke Shieldsparameter bereikt dan een constante waarde, waarvan de grootte echter wel afhankelijk is van de mate van bewegen. In Tabel 3-5 zijn grenstoestanden van de mate van bewegen met de algemeen aanvaarde bijbehorende kritieke Shieldparameters weergegeven.

**Tabel 3-5: Kritieke Shieldsparameters**

| Mate van bewegen | $\Psi_{cr}$ |
|---|---|
| geen beweging | 0,03 |
| begin van beweging | 0,045 |
| begin van transport | 0,06 |

Voor stabiliteit geldt de grenstoestand geen beweging, zodat voor $D > 5$ à $10$ *mm* geldt:

$$\frac{U^2{}_{*optr}}{\Delta g D} \leq \Psi_{cr} \leq 0.03 \qquad (3.97)$$

waarin:
$U_{*optr}$ = door de stroom uitgeoefende schuifspanningssnelheid [m/s]

Bij grind en stortsteen wordt voor $D$ de nominale steendiameter $D_{n50}$ ingevoerd die gedefinieerd is als:

$$D_{n50} = \left( \frac{M_{50}}{\rho_s} \right)^{1/3} \qquad (3.98)$$

waarin:
$M_{50}$ = massa van de individuele steen, die door 50% van de steenmassa wordt overschreden [kg]
$\rho_s$ = dichtheid van steen [kg/m$^3$]

Vergelijking (9-5) gaat dan over in:

$$D_{n50} \geq \frac{U^2_{*optr}}{0.03 \Delta g} \qquad (3.99)$$

Voor een vlak bed, waarvan de ruwheid wordt bepaald door de grootte van de korrels geldt:

$$C = 18 \log \frac{12R}{D_{90}} \qquad (3.100)$$

Voor uniforme stroom geldt bovendien:

$$U^2 = \frac{C^2}{g} U_*^2 \qquad (3.101)$$

waarin:
$U$ = gemiddelde stroomsnelheid over de verticaal [m/s]

Vergelijking (9-7) gaat dan over in:

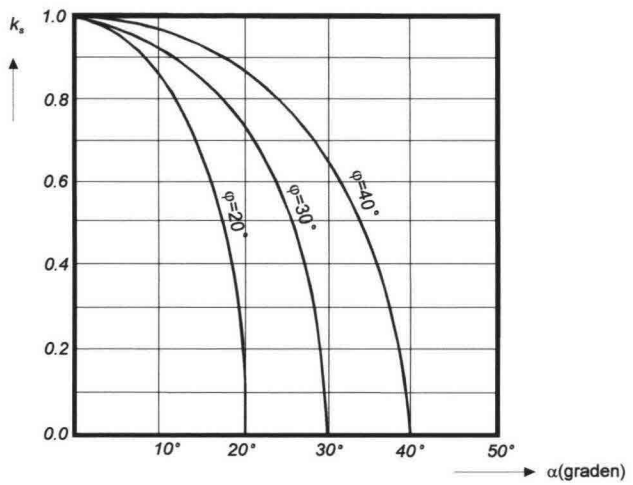
$$D_{n50} \geq \frac{U_{optr}^2}{0.03\Delta C^2} \tag{3.102}$$

Voor niet uniforme stroming en grote turbulentie-intensiteiten dienen reductiefactoren (< 1,0) in de noemer van (9-10) ingevoerd te worden, hetgeen leidt tot een grotere $D_{n50}$, zie Schiereck (2004).

Bij oevers dient rekening gehouden te worden met de helling van het beloop, waarop de bestorting wordt aangebracht. Naarmate de helling steiler is, zal de reductiefactor kleiner zijn en de benodigde $D_{n50}$ voor stabiliteit derhalve groter.
Voor de reductiefactor voor hellingen kan worden afgeleid, zie Schiereck (2004):

$$k_s = \left(1 - \frac{\sin^2 \alpha}{\sin^2 \varphi}\right)^{0.5} \tag{3.103}$$

waarin:
$\alpha$ = hellingshoek van het talud met de horizontaal [ ° ]
$\varphi$ = hoek van inwendige wrijving van het grind of de stortsteen [ ° ], $\varphi_{stortsteen} \approx 40^o$
In Figuur 3-49 wordt de reductiefactor $k_s$ grafisch weergegeven als functie van $\alpha$ en $\varphi$.




**Figuur 3-49: Reductiefactor ks**

Als de hellingshoek $\alpha$ gelijk wordt aan $\varphi$ dan is $k_s = 0$ en de steendiameter onbepaald groot ($\infty$).

## 3.5.3 Stabiliteit bij golfaanval

**Losgestorte steen**
Een goede eerste benadering om het benodigde gewicht te bepalen van stortsteen op een talud met golfaanval is de formule van Hudson:

$$W = \frac{\rho_s g H_s^3}{\Delta^3 k_d \cot \alpha} \tag{3.104}$$

waarin:
$W$ = benodigde steengewicht [N]
$H_s$ = significante golfhoogte [m]
$\rho_s$ = dichtheid steen [kg/m$^3$]
$\rho_w$ = dichtheid water [kg/m$^3$]
$\Delta$ = $(\rho_s - \rho_w)/\rho_w$ [-]
$k_d$ = coëfficiënt (ca. 3 voor stortsteen) waarvan de waarde afhangt van de vorm van de stenen en de getolereerde schade [-]
$\alpha$ = hoek van talud met de horizontaal [ ° ]

Als ook hier de nominale diameter $D_{n50}$ wordt ingevoerd, dan kan het gewicht vertaald worden in $D_{n50}$:

$$D_{n50} = \left( \frac{W}{\rho_s g} \right)^{1/3} \tag{3.105}$$

De formule van Hudson gaat dan over in:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left( k_d \cot \alpha \right)^{1/3} \tag{3.106}$$

In vergelijking (9-14) is $H_s$ een maat voor de belasting en $\Delta D_{n50}$ een maat voor de sterkte. De toelaatbare verhouding tussen deze maten, ook wel de sterktecoëfficiënt genoemd, wordt bepaald door de toe te laten schade en een materiaalfactor uitgedrukt in $k_d$ en de helling van het beloop ($cot\alpha$). Vergelijking (9-14) wordt ook wel in een meer algemene vorm geschreven.

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \Phi \tag{3.107}$$

waarin:
$\Phi$ = sterktecoefficient [ - ]
Voor losgestorte materialen kunnen een Φ-waarde worden aangehouden van *ca. 2.*

**Gezette steen**
Bij gezette steen of betonblokken kan worden volstaan met een enkele laagdikte D. Voor de bepaling van *D* kan vergelijking (9-16**)** worden gebruikt:

$$\frac{H_s}{\Delta D} = \Phi \tag{3.108}$$

waarin:
*D* = dikte van de laag zetsteen of betonblokken [m]
$\Phi$ = sterktecoëfficiënt [ - ]

Doordat de inklemming van de blokken of stenen meewerkt aan de stabiliteit zal een grotere $\Phi$ kunnen worden toegepast dan bij losgestort materiaal. Uit proeven blijkt dat een grotere waterdoorlatendheid van de afdeklaag gunstig is voor de stabiliteit hetgeen tot uitdrukking komt in een grotere $\Phi$-waarde. Afhankelijk van de mate van inklemming en de waterdoorlatendheid van de afdeklaag geldt voor een gezette laag: $3 < \Phi < 6$

## 3.6 Grondmechanica

Bij het ontwerpen van waterbouwkundige werken speelt de grondmechanische stabiliteit altijd een belangrijke rol. Veel werken worden uitgevoerd met gebruik van grond als constructiemateriaal. Hierbij treedt een aantal verschijnselen op die specifiek zijn, zoals zetting, afschuiving, opbarsten, zettingsvloeiing.
Deze onderwerpen worden in het volgende kort behandeld. Geen aandacht wordt hier besteed aan overigens ook belangrijke aspecten zoals actieve en passieve gronddruk.
Hier wordt bekend verondersteld de relatie tussen de effectieve spanning $\sigma'$, de waterdruk $p$ en de drukspanning $\sigma$ ($\sigma = \sigma' + p$).
De toelaatbare schuifspanning is steeds een functie van $\sigma'$ ($\tau = c + \sigma' \tan\varphi$).

### 3.6.1 Zettingen

Zettingen worden veroorzaakt door samendrukking van het korrelskelet. Wanneer het korrelskelet verzadigd is met water kan volume verkleining alleen plaats vinden wanneer er water afstroomt. Bij verhoging in de belasting zal dus de drukspanning toenemen en in eerste instantie worden opgenomen door een verhoging van de waterdruk. Geleidelijk, onder afstroming van een deel van het grondwater zal dan de effectieve spanning toenemen onder gelijktijdige afname van de waterspanning. Dit proces heet consolidatie.
De tijdschaal van dit verschijnsel wordt bepaald door de doorlatendheid $k$ van het materiaal. Bij slecht doorlatende grond kan de wateroverspanning dus langdurig aanwezig blijven.
Versnelling van het proces vindt in het algemeen plaats door het aanbrengen van kunstmatige verticale drainage (zandpalen of kunststof drains). Voor de uiteindelijke zetting (na consolidatie) heeft Terzaghi de volgende formule gevonden:

$$\varepsilon = \frac{\Delta h}{h} = \frac{1}{C} \cdot ln \frac{\sigma'}{\sigma'_1} \tag{3.109}$$

waarin:
$\Delta h$ = zetting van een laag [m]
$h$ = laagdikte [m]
$\sigma'$ = effectieve spanning na aanbrengen van de belasting [N/m$^2$]
$\sigma'_1$ = oorspronkelijke effectieve spanning [N/m$^2$]
$C$ = samendrukkingsconstante [-]:

| | |
|---|---|
| veen: | C = 3 à 10 |
| leem: | C = 20 à 50 |
| klei: | C = 10 à 20 |
| zand: | C = 50 à 400 |

Het verloop van de zetting in de tijd is afhankelijk van de consolidatiesnelheid (het eigenlijke consolidatieproces wordt bepaald door de consolidatiecoëfficiënt $C_v$ en de laagdikte $h$).

$$C_v = \frac{k}{\gamma_w \cdot (m_v + n\beta)} \tag{3.110}$$

waarin:
$k$ = doorlatendheid [m/s]
$\gamma_w$ = soortelijk gewicht van water [N/m$^3$]
$m_v$ = samendrukbaarheidscoëfficiënt [m$^2$/N]
$n$ = poriëngetal [-], meestal ca. 0.4
$\beta$ = compressiemodulus van water [m$^2$/N]

In de praktijk wordt $C_v$ gemeten in het laboratorium.

De voor consolidatie benodigde tijd bedraagt:

$$t_c = \frac{2h^2}{C_v} \tag{3.111}$$

Daarenboven moet voor klei en veen rekening gehouden worden met kruip, die ook doorgaat nadat de eigenlijke consolidatie heeft plaats gevonden. Dit is het seculair effect, zie Verruijt (2005).

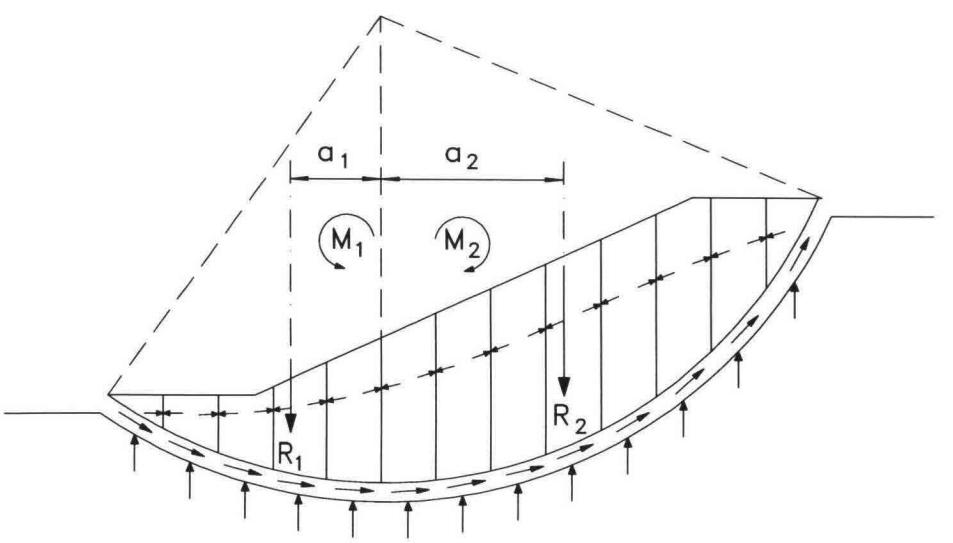
## 3.6.2 Afschuiving

Een talud als overgang tussen twee terreinniveaus wordt in een grondlichaam in stand gehouden door mobilisatie van interne schuifweerstand. Als onvoldoende weerstand kan worden gemobiliseerd zal het talud afschuiven langs een (cirkelvormig) glijvlak.
Het is bij veel glijvlakberekeningsmethoden gebruikelijk, het cirkelvormige deel van het grondlichaam, dat op het punt van afschuiven staat, te verdelen in lamellen. Bij de meeste berekeningsmethoden wordt het krachtenevenwicht per lamel beschouwd, terwijl bij het momentenevenwicht alle lamellen tezamen worden genomen. Voor het 'aandrijvend moment' (dat is het moment dat de bezwijkvorm tot afschuiven wil brengen) geldt (zie Figuur 3-50):

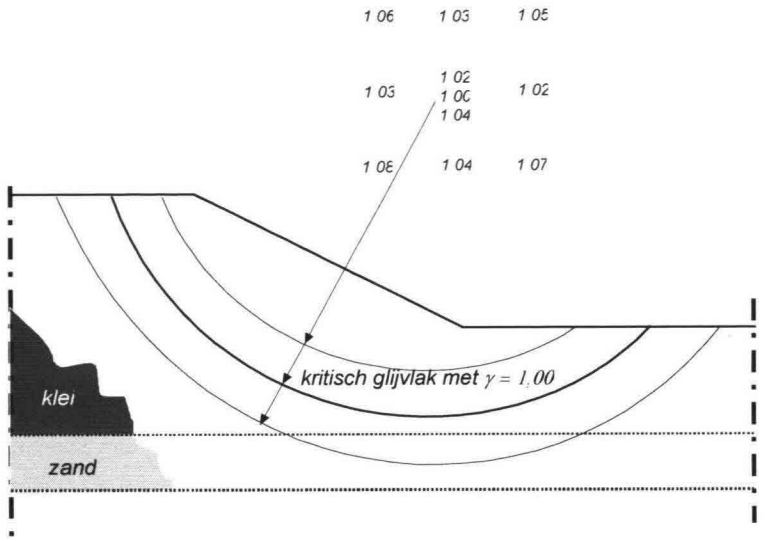
$$M_A = M_1 + M_2 \tag{3.112}$$

In het glijvak werkt een schuifspanning $\tau$, die maximaal gelijk is aan $c + \sigma' tan\varphi$.
Er is evenwicht zolang het aandrijvend moment $M_A$ kleiner is dan het tegenwerkend moment dat wordt opgewekt door de schuifspanning in het glijvlak. In de glijvak berekening wordt de stabiliteitsfactor $\gamma$ bepaald als het quotiënt van het aandrijvend en tegenwerkend moment.
Zowel het middelpunt van de glijcirkel als de straal daarvan worden in de berekening gevarieerd. De glijcirkel, waarvoor de stabiliteitsfactor $\gamma$ minimaal is, wordt kenmerkend geacht voor de stabiliteit (zie Figuur 3-51).

Wanneer er sprake is van het uitvoeren van grondwerken moet rekening gehouden worden met de mogelijkheid van overspannen water. Dit betekent dat bij ophoging de stabiliteit in eerste instantie kritisch zal zijn. Er treedt geleidelijk verbetering op naarmate de consolidatie voortschrijdt.
In de praktijk betekent dit dat ophogingen in fasen moeten worden aangebracht met een wachttijd die bepaald wordt door de voortgang van de consolidatie.



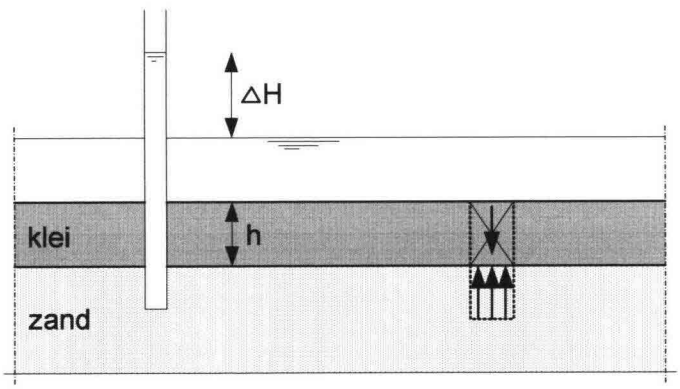

**Figuur 3-50: Krachtenevenwicht per lamel, momentenevenwicht van alle lamellen**




**Figuur 3-51: Bepaling van de maatgevende glijcirkel**

## 3.6.3 Opbarsten

In de praktijk komen veelvuldig situaties voor waarbij lagen van verschillende doorlatendheid elkaar afwisselen. Vaak wordt met opzet gebruik gemaakt van ondoorlatende afdeklagen (bijvoorbeeld klei) om de grondwaterstroming te beperken. Bepalend voor de stabiliteit van dergelijke ondoorlatende lagen is de vraag of het eigen gewicht groter is dan de opdrijvende waterdruk. In principe is dus een eenvoudige evenwichtsberekening voldoende om na te gaan of aan de eisen van stabiliteit wordt voldaan. Wanneer het stijghoogteverschil over de ondoorlatende laag $\Delta H$ bedraagt (zie Figuur 3-52) en de massadichtheid van de ondoorlatende laag $\rho_g$ is, dan geldt:




**Figuur 3-52: Stijghoogteverschil over een ondoorlatende laag**

Netto opwaartse kracht :

$\rho_w \cdot g \cdot \Delta H$ [kN/m$^2$]

Netto neerwaartse kracht :

$\left(\rho_g - \rho_w\right) \cdot h \cdot g$ [kN/m$^2$]

Er bestaat juist evenwicht wanneer

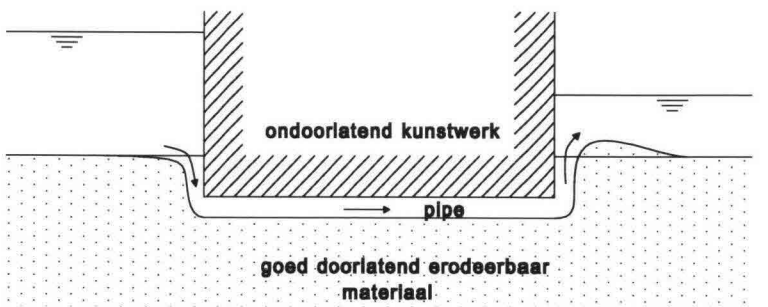
$$h = \frac{\rho_w}{\rho_g - \rho_w} \cdot \Delta H \quad \text{[m]} \tag{3.113}$$

Let op:

$$\rho_g = \rho_{korrel} \cdot (1-n) + \rho_w \cdot n \qquad (3.114)$$

## 3.6.4 Piping

Aan het scheidingsvlak van de ondoorlatende constructie en het loskorrelige materiaal kan "piping" ontstaan. Piping is de stroming van water door een buisvormig kanaal (pipe) onder het kunstwerk dat ontstaan is door interne erosie (zie Figuur 3-53). Rond 1900 is er in het buitenland nogal wat onderzoek gedaan naar het verschijnsel piping naar aanleiding van het bezwijken van een aantal dammen. Hieruit zijn empirische formules ontwikkeld die de kritieke situatie beschrijven waarbij piping op kan treden. Al deze formules zijn van de gedaante: L=C·H , waarin *L* de kwelweg en *H* het verval over de constructie is waarbij piping optreedt. *C* is een constante die afhankelijk is van de grondslag. De bekendste zijn de formules van Bligh en Lane. Hoewel deze formules geen bijdrage leveren aan het inzicht worden zij hier nu eerst gegeven alvorens we dieper ingaan op het verschijnsel piping. Uit deze formules blijkt dat er een kritische verhouding bestaat tussen verval en kwelweglengte. Deze lengte kan onder meer worden vergroot door het toepassen van (damwand)schermen onder en naast het kunstwerk.




**Figuur 3-53: Piping onder een kunstwerk**

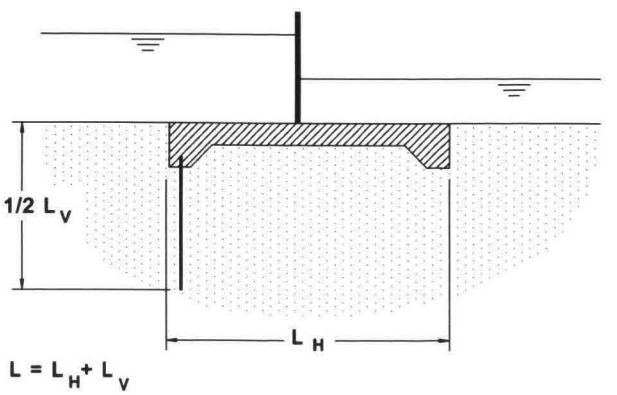
***Bligh*** stelt dat er voldoende veiligheid tegen piping aanwezig is, indien:

$$L \geq 1{,}5 \cdot C_B \cdot \Delta H \qquad (1.115)$$

waarin:
$L$ = totale kwellengte (zie Figuur 3-54) [m]
$\Delta H$ = verval over de constructie [m]
$C_B$ = constante afhankelijk v.d. grondsoort [-]

Bligh geeft de volgende waarden voor $C_B$ aan:

| | |
|---|---|
| zeer fijn slib | $C_B = 18$ |
| fijn zand | $C_B = 15$ |
| grof zand | $C_B = 12$ |
| grind met zand | $C_B = 5\text{-}9$ |



**Figuur 3-54: Definitie van L**

***Lane*** heeft de theorie van Bligh aangevuld op basis van een onderzoek aan ruim 200 dammen van metselwerk. Hij stelt dat de verticaal geplaatste constructiedelen meer weerstand bieden tegen stroming dan horizontale. Hellingen groter dan 45° worden geacht verticaal te zijn, hellingen kleiner dan 45° horizontaal.
Zijn voorstel is de horizontale vlakken slechts voor een derde deel mee te rekenen.

Volgens Bligh was:

$$L = \Sigma L_{vert.} + \Sigma L_{hor.} \tag{3.116}$$

terwijl Lane nu stelt:

$$L = \Sigma L_{vert.} + \Sigma \tfrac{1}{3} L_{hor.} \tag{3.117}$$

Op grond van deze aanname ondergaan ook de grondconstanten wijzigingen:

| | |
|---|---|
| zeer fijn zand of silt | $C_L = 8,5$ |
| fijn zand | $C_L = 7,0$ |
| middelfijn zand | $C_L = 6,0$ |
| grof zand | $C_L = 5,0$ |
| fijn grind | $C_L = 4,0$ |

De verticale en horizontale vlakken mogen echter alleen volledig resp. voor een derde deel in rekening worden gebracht als aan de volgende voorwaarden wordt voldaan:

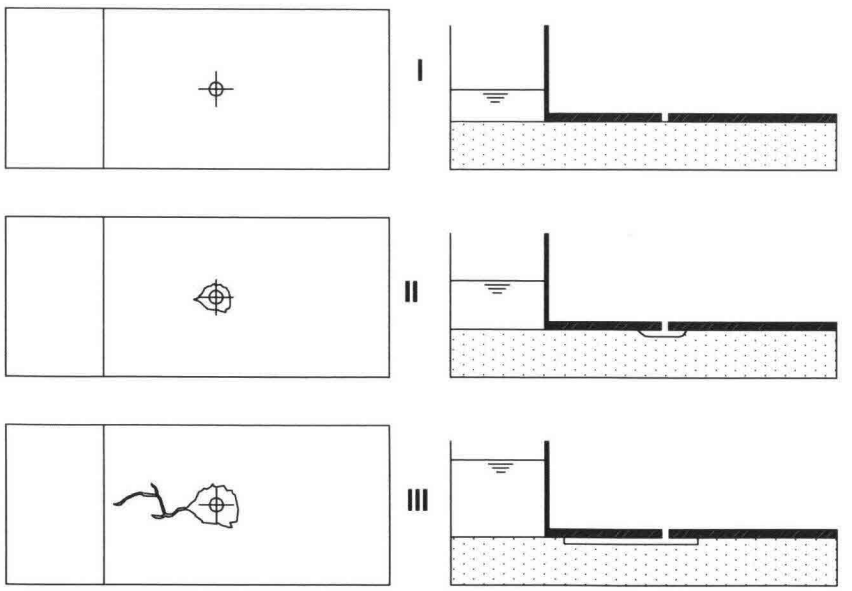
- het bouwmateriaal moet direct aansluiten tegen de ongeroerde omtrek van de sleuf
- de wanden moeten dicht zijn en waterdicht aansluiten op de vloerplaat

Uit de eerste voorwaarde volgt dat indien op een echte spleet onder de constructie moet worden gerekend, dus bij een fundering op harde elementen (palen), de kwelweg langs de bodemplaat in het geheel niet mag worden meegerekend, tenzij maatregelen ter afsluiting van deze spleet worden genomen.
De tweede voorwaarde legt een grote verantwoordelijkheid bij het uitvoerend en toezichthoudend personeel.

***In het algemeen leidt een berekening volgens Bligh tot grotere damwandlengten dan die volgens Lane.***

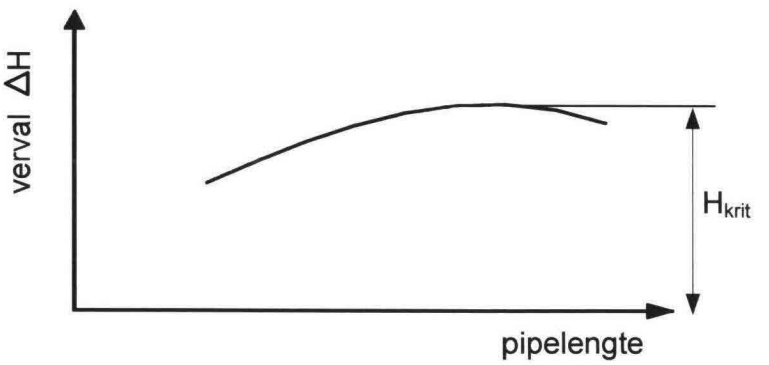
Aan het einde van de zeventiger en begin van de tachtiger jaren is in Nederland en in Duitsland experimenteel onderzoek uitgevoerd om meer inzicht te krijgen in het mechanisme. Dit onderzoek gaf inzicht in de wijze waarop de piping in zijn werk gaat.

De proeven van Müller-Kirchenbauer (1978) werden uitgevoerd op een zandbed dat was afgedekt met een ondoorlatende laag, die op één plaats was geperforeerd (zie Figuur 3-55). In eerste instantie werd er een constant verval ingesteld. Bij dit constante verval ontstond er rondom de perforatie een holle ruimte als gevolg van meevoering van gronddeeltjes door het uittredende kwelwater. Na enige tijd stopte het erosieproces. Na opvoering van het verval strekte de holle ruimte zich uit in het horizontale vlak. Eerst in alle richtingen en later bij groter wordend verval in de richting van het buitenwater. Er ontwikkelde zich één hoofdkanaal (met enkele zijtakjes) dat tot stilstand kwam bij constant gehouden verval. Het verval werd steeds weer opgevoerd totdat uiteindelijk een verval werd bereikt waarbij het erosieproces niet meer stopte en het kanaal bleef groeien tot aan het buitenwater.




**Figuur 3-55: Groei van de "pipe" bij groter wordend verval**

Het tot stilstand komen van het erosieproces bij konstant gehouden verval wordt kennelijk veroorzaakt doordat de kanaalvorming een reducerende werking heeft op de lokale verhangen nabij het kanaal, waardoor na enige tijd de kwelstroom niet meer in staat is om zanddeeltjes mee te nemen. Het constante verval waarbij het erosieproces niet meer tot stilstand komt is het kritieke verval en veroorzaakt piping, zie Figuur 3-56.




**Figuur 3-56: Relatie evenwichtsverhang/pipelengte**

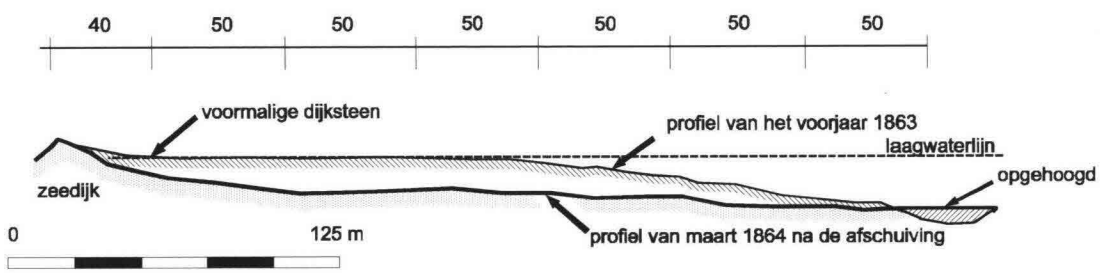
Sellmeijer (1988) heeft het verschijnsel verklaard aan de hand van een theoretisch model. Hierbij is de gedachte dat het stoppen van de groei van het kanaal komt door het bereiken van een evenwichtssituatie ten aanzien van het transport van zanddeeltjes in het kanaal. De stromings-configuratie van grondwater in het zandpakket en van lekwater in het stromingskanaal moet zodanig zijn dat lokale verhangen op de rand van het kanaal net niet in staat zijn tot transport van zanddeeltjes.

Sellmeijer heeft gevonden dat er in de evenwichtssituatie een relatie bestaat tussen de lengte van het kanaal en het verval (zie Figuur 3-55). Uit de figuur blijkt dat bij toename van de kanaallengte eerst ook het evenwichtsverhang toeneemt tot een maximum waarde en daarna weer afneemt. Bij een opgelegd verval dat groter is dan dit maximum zal dus piping optreden. Als ontwerpeis is gesteld dat met in achtname van een bepaalde veiligheid het werkelijke verhang nooit groter mag zijn dan het kritieke verhang. Het model van Sellmeijer zal hier verder niet worden behandeld, maar uit een groot aantal berekeningen zijn eenvoudige formules afgeleid (door curvefitting aan de berekeningsresultaten). Voor het wiskundige model, zie: LGM - MEDEDELINGEN No.96 1988.

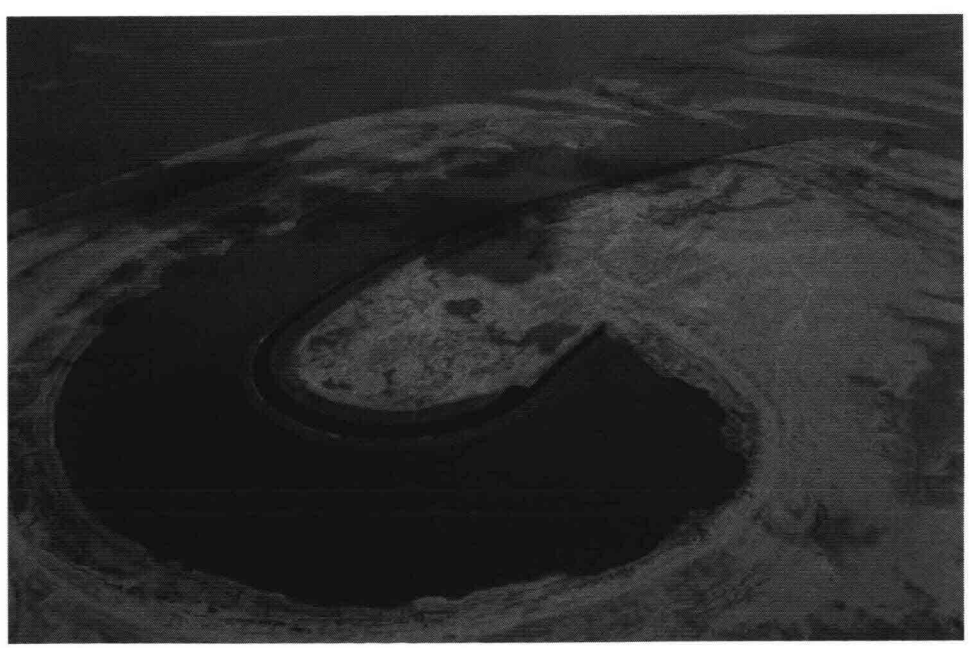
### 3.6.5 Zettingsvloeiing

Zettingsvloeiing kan ontstaan wanneer er afschuiving plaats vindt in losgepakt, slechtdoorlatend zand. Door het beginnende stabiliteitsverlies bewegen de korrels langs elkaar en kunnen in principe een dichtere pakking aannemen. Op deze wijze neemt de waterspanning $p$ toe. Omdat de grondspanning $\sigma$ gelijk blijft neemt de korrelspanning $\sigma'$ af. Hierdoor neemt ook de schuifweerstand af, waardoor het gebied met stabiliteitsverlies steeds groter wordt.
Uiteindelijk ontstaat er een betrekkelijk groot gebied, waar sprake is van min of meer gefluïdiseerd zand. In deze toestand kunnen grote hoeveelheden zand in korte tijd wegstromen tot een nieuwe evenwichtssituatie ontstaat, met een betrekkelijk flauw talud (bijvoorbeeld 1:10).
Zettingsvloeiingen treden in het algemeen op in losgepakt zand, omdat alleen hier sprake is van verdichting bij stabiliteitsverlies. Ook een kleine doorlatendheid is een voorwaarde om te komen tot opbouw van wateroverspanning in het grondmassief.

In Nederland komen zettingsvloeiingen onder andere voor langs de Oosterschelde, met name langs de oever van Noord Beveland (zie Figuur 3-57). In het buitenland zijn de oevers van de Mississippi berucht om dit verschijnsel, en kwamen bijvoorbeeld zettingsvloeiingen voor bij de aanleg van de geleidedammen van de Jamuna Multipurpose Bridge in Bangladesh (Figuur 3-58). In laatst genoemde geval wees het oorspronkelijk grondonderzoek uit dat de relatieve dichtheid van het zand geen gevaar zou zijn voor de stabiliteit. Nadien bleek het zand micahoudend te zijn, hetgeen noodzakelijk maakte de taluds van 1:3,5 aan te passen tot 1:5 à 1:6. Op de foto zijn alleen nog de cirkelvormige afschuivingen te zien van de tijdelijke taluds de nodig waren om de oeverbescherming aan te kunnen brengen (zie ook paragraaf 4.3.2 Permanente reguleringswerken).




**Figuur 3-57: Zettingsvloeiing van 10 maart 1864 aan de Vlietepolder op Noord Beveland**



**Figuur 3-58 Zettingsvloeiingen geleidedam Jamuna Multipurpose Bridge als gevolg van micahoudend zand, 1996 (Royal Haskoning)**

## 3.7 Voorbeeld krachtsoverdracht waterkerende constructie

In deze paragraaf behandelen we de krachtsoverdracht van een waterkerende constructie naar de ondergrond. Met name de uitwendige stabiliteit en enkele daaraan verbonden basisontwerpcriteria worden behandeld. Het voorbeeld kan niet als volledige ontwerprichtlijn worden gezien, maar is bedoeld om inzicht te krijgen in het voorontwerp.

**Te volgen analyse**
Zoals bekend uit de toegepaste mechanica dient er altijd krachten- en momentenevenwicht te zijn. Dit geldt in een constructiedeel, in de constructie als geheel, maar uiteraard ook naar de omgeving toe. Dat laatste betekent dat erop werkende belastingen via de constructie naar de ondergrond dienen te worden overgedragen. De krachten en momenten kunnen bepaald worden uit:

1. horizontaal evenwicht: $\sum H = 0$
2. verticaal evenwicht: $\sum V = 0$
3. momentenevenwicht: $\sum M = 0$

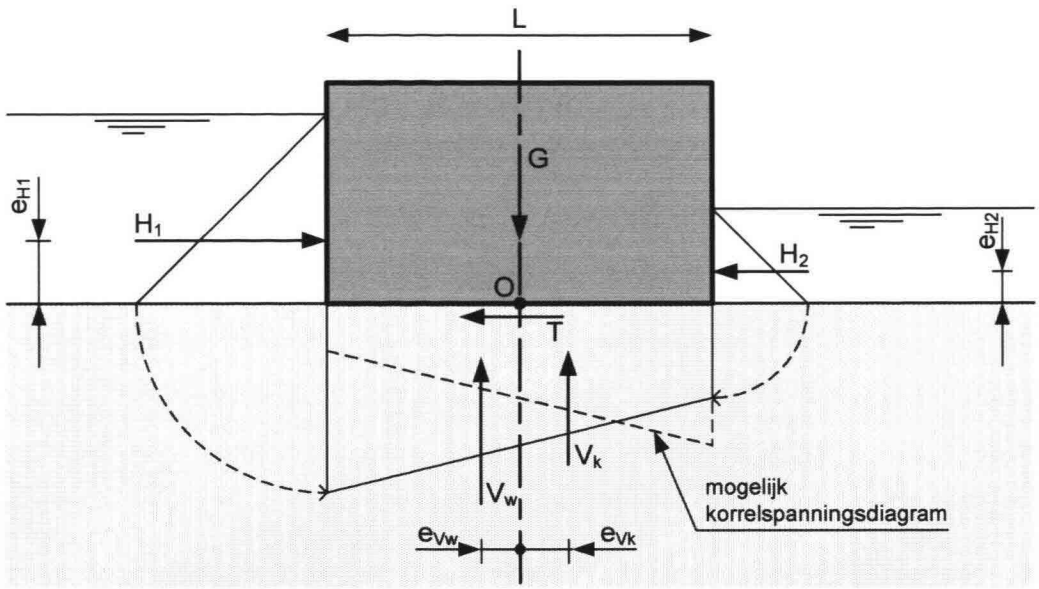
Wanneer er een voldoende draagkrachtige ondergrond aanwezig is, dan zal hierop direct gefundeerd worden (fundering op staal), en volgt toetsing op de volgende grondmechanische criteria:
a) constructie mag niet afschuiven
b) constructie mag niet "kantelen", "geen trek"
c) geen overschrijding van de maximaal toelaatbare korrelspannning

Naast deze noemen we hier nog een tweetal belangrijke waterbouwkundige criteria waaraan voldaan moet worden:
d) geen grondtransport onder of langs de constructie. Dit wordt aangeduidt met piping (bepalend zijn het maximale waterstandsverschil en de geometrie van de constructie)
e) geen ondermijning: voldoende lange bodembescherming ivm ontgrondingen die bijvoorbeeld worden veroorzaakt door de optredende waterbeweging of zettingsvloeiing (bepalend zijn optredende stroomsnelheden en grondeigenschappen). Stabiliteit moet worden getoetst met bijvoorbeeld glijvlakonderzoek.

Bij het toetsen van de criteria kan soms volstaan worden met het bepalen van de resulterende krachten, zodat we bij de uitwerking niet altijd zullen uitgaan van de oplegreacties.

**Aannamen**
- constructie is geschematiseerd tot een "black box", dat wil zeggen we beschouwen hier een vereenvoudigde rechthoekige starre "doos" waarop aan beide zijden waterdruk werkt, en waarvan de massa uniform over de constructie is verdeeld.
- fundering op staal, dus er is een goede draagkrachtige (zand)laag aanwezig
- geen golfbelasting, verondersteld wordt hydrostatische waterdruk
- hier alleen krachten- en momentenevenwicht beschouwd in het vlak van tekening (in praktijk is uiteraard een driedimensionale beschouwing nodig!)

**Belastingschema**
Het belastingschema van de geschematisserde constructie is weergegeven in Figuur 3-59. Het verloop van de opwaartse waterdruk kan lineair worden aangenomen. Dat is namelijk ongeveer zo. Hetzelfde nemen we aan voor de korreldruk. Het verloop is welliswaar afwijkend van de werkelijkheid, maar als eerste benadering in een voorontwerp toegestaan.




**Figuur 3-59 Belastingschema te analyseren constructie**

Hierin is:

$H_1$ = de resultante van de horizontale waterdruk [kN/m$^1$]
$H_2$ = de resultante van de horizontale waterdruk [kN/m$^1$]
$G$ = eigen gewicht van constructie [kN/m$^1$]
$V_w$ = resultante van opwaatse waterdruk onder tegen constructie aan [kN/m$^1$]
$V_k$ = resulatnte van korreldruk onder tegen constructuie aan [kN/m$^1$]
$T$ = schuifkracht a.g.v. wrijving tussen constructie en ondergrond [kN/m$^1$]
$O$ = middelpunt van de constructie aan de onderzijde
$e$ = afstand t.o.v. O [m]

**Uitwerking**

a) ***constructie mag niet afschuiven***

Een resulterende horizontale kracht moeten worden opgevangen door de ondergrond, ofwel:

$\sum H < T$,

*met een in het overdrachtsvlak werkende schuifkracht* $T = V_k \cdot f$

$V_k$ volgt uit het verticale evenwicht $\sum V = 0 \rightarrow G - V_w - V_k = 0 \rightarrow V_k = G - V_w$

De grootte van de kracht $V_w$ wordt bepaald door deze uit het waterspanningsdiagram af te leiden. In dit geval is het diagram eenvoudig te bepalen, doordat we een lineair verloop veronderstellen en er geen onderloopsheidscherm aanwezig is.

De wrijvingscoëfficiënt $f$ kan meerdere mechanisme omvatten, waarbij de zwakste schakel maatgevend is:

1. Wrijving tussen constructie en ondergrond $f_{onderbouw-ondergrond} = \tan\delta$,
   met $\delta$ = wrijvingshoek tussen onderbouw en ondergrond.
   Bijvoorbeeld ondergrond bestaat uit zand met $f_{beton-zand} = 0,5$.
   Wanneer $\delta$ niet gegeven is kan deze benaderd worden met $\delta \approx \frac{2}{3}\varphi$.
2. Inwendige wrijving ondergrond: $f = \tan\varphi$,
   met $\varphi$ = hoek van inwendige wrijving, ofwel de wrijvingshoek tussen de korrels.
   Bijvoorbeeld ondergrond bestaat uit zand met een $\varphi = 30° \rightarrow f = 0,577$.
3. Wat dieper gelegen lagen met een lage glijweerstand.

***b) constructie mag niet "kantelen", "geen trek"***

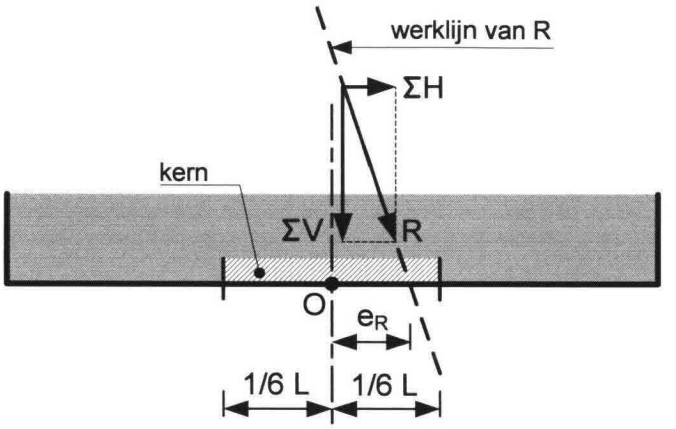
Met kantelen wordt niet bedoeld het letterlijk omvallen van de constructie rond een hoekpunt. Vóór dat dit kan gebeuren is de ondergrond al lang bezweken. We eisen dat de optredende korrelspanning nergens negatief is, in de waterbouw vaak aangeduidt met "geen trek".

Dit kunnen we als volgt controleren. De resulterende krachten $\sum H$ en $\sum V$ kunnen vervangen worden door de resultante $R$, zie Figuur 3-60. Als de werklijn van $R$ het funderingsvlak binnen of op de rand de "kern" snijdt, dan wordt het volledige oppervlak $B \cdot L$ gebruikt voor krachtsoverdracht (de breedte B staat loodrecht op vlak van tekening). Er is dan altijd een postitieve korrelspanning aanwezig: $\sigma_{k,optredend,\min} \geq 0$

De "kern" is gedefinieerd als het gebied ter weerszijde van het zwaartepunt, hier punt O, ter grootte van $\frac{1}{6} L$ aan beide zijden, zie Figuur 3-60.

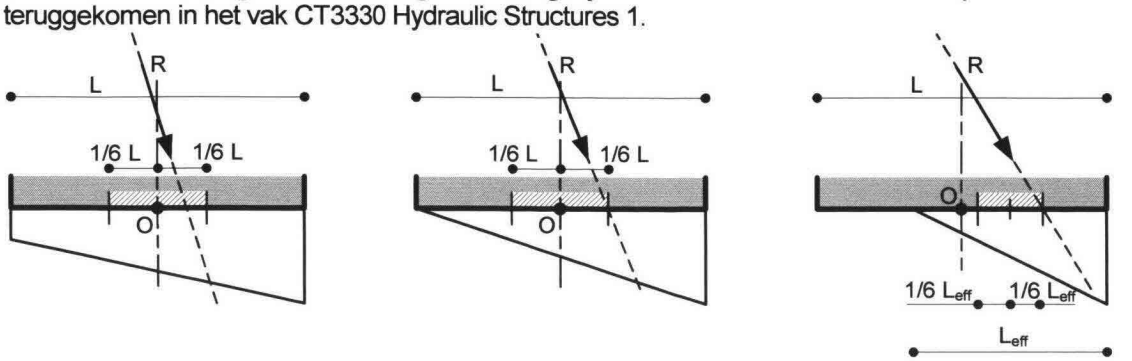
De afstand $e_R = \dfrac{\sum M}{\sum V}$ (ga dit zelf na!).

Het momentenevenwicht $\sum M$ kan in principe om ieder willekeurig punt worden bepaald. Het is echter handig om dit te doen ten opzichte van punt O, het midden van het funderingsvlak. Met de bekende lengte $L$ kan nu gecontroleerd worden of de werklijn van $R$ binnen de kern valt.




**Figuur 3-60 Resultante R vallend binnen de kern**

Het korrelspanningsdiagram kan drie vormen aannemen: trapeziumvormig, driehoekvormig onder volledig funderingsvlak of driehoekvormig onder deel funderingsvlak, zie Figuur 3-61. Als het diagram traperiumvormig is dan valt de resultante R binnen de kern. Treedt een driehoekig spanningsdiagram op onder de volledige constructie, dan valt R precies op de rand van de kern. De minimaal optredende korrelspanning $\sigma_{k,optredend,\min} = 0$. In het geval dat we een driehoekig korrelspanningsdiagram hebben onder een deel van de constructie, dan valt R niet binnen de kern, echter dit kan wel voldoen wanneer de maximale korreldruk niet wordt overschreden, zie criterium c). Dit laatste geval kan gezien worden als een krachtsoverdracht waarbij slechts een deel van het funderingsoppervlak wordt benut (grond kan immers geen trekspanningen opnemen!). In een ander belastinggeval zal weer wel het andere deel of het gehele funderingsvlak nodig zijn voor krachtsoverdracht. Hierop zal worden teruggekomen in het vak CT3330 Hydraulic Structures 1.




**Figuur 3-61 De drie basis korrelspanningsdiagrammen**

***c) geen overschrijding van de maximaal toelaatbare korrelspannning***

De toelaatbare korrelspanning mag niet worden overschreden. Wanneer dat wel gebeurd, zal lokaal bezwijken van de grond optreden, met tot gevolg verzakking en/of verdraaiing van de constructie. Het niet overschrijden van de maximale korrelspanning geld voor alle drie korrelspanningsdiagrammen uit Figuur 3-61.

De optredende korrelspanningen zijn te berekenen met de algemene formule:

$$\sigma = \frac{F}{A} \pm \frac{M}{W}$$

Toegepast op korrelspanningen geeft dit:

maximaal: $\sigma_{k,optredend,\max} = \frac{\sum V}{B \cdot L} + \frac{\sum M}{\frac{1}{6} \cdot B \cdot L^2}$

minimaal: $\sigma_{k,optredend,\min} = \frac{\sum V}{B \cdot L} - \frac{\sum M}{\frac{1}{6} \cdot B \cdot L^2}$

Nu moet gelden $\sigma_{k,optredend,\max} \leq \sigma_{k,toelaatbaar}$

Ter indicatie: voor goed gepakt zand geldt $\sigma_{k,toelaatbaar} \approx 500\,kN/m^2 = 0,5\,N/mm^2$

***d) geen grondtransport onder of naast de constructie: controle op piping***

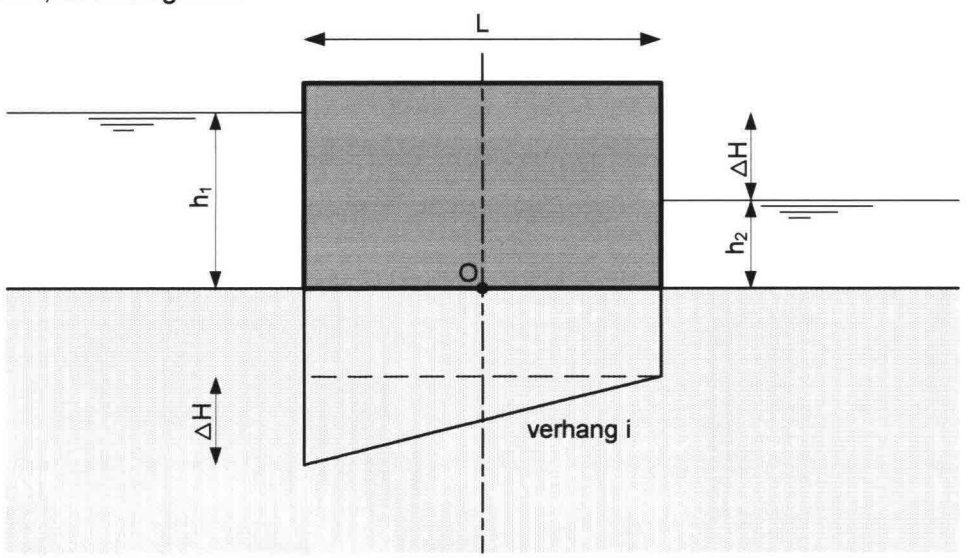
Er mag onder en naast het kunstwerk geen piping optreden. Dit is in een voorontwerp vrij eenvoudig te controleren met de formules van Bligh en Lane, zie paragraaf 3.6.4. Uit deze toetsing komt of het voorontwerp voldoet, of dat er toch maatregelen moeten worden getroffen.

**Dus hoe kunnen we piping te bestrijden?**

We bekijken eenst de bestaande situatie, zonder onderloopsheidscherm (damwand). De lijn i stelt het verhang over de constructie voor, zie Figuur 3-62. $i = \frac{\Delta H}{L}$.

Volgens Darcy is de grootte van de grondwaterstromingssnelheid gelijk aan: $V = k \cdot i$.

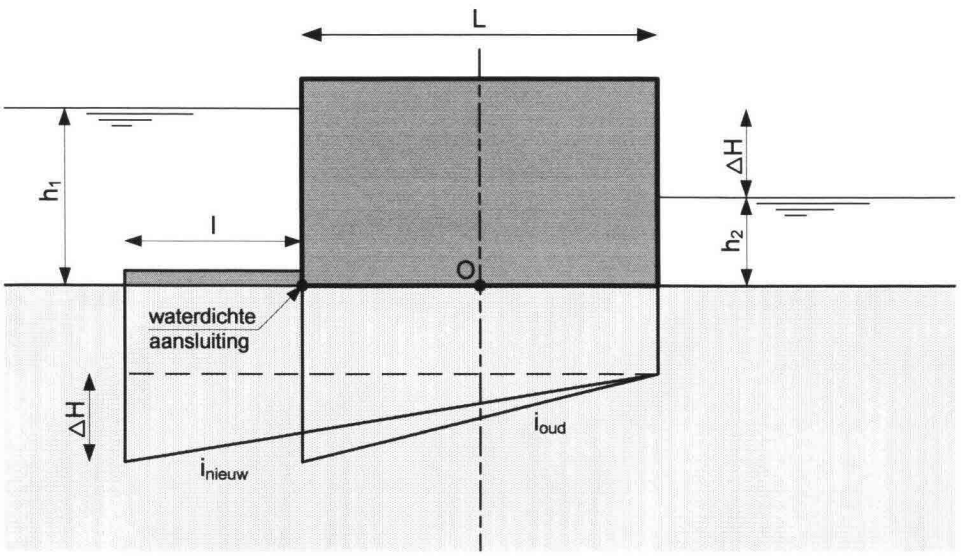
Om de grondwaterstromingssnelheid te verkleinen, moet worden geprobeerd het verhang te verkleinen, dus L vergroten.




**Figuur 3-62 Verhanglijn onder een constructie**

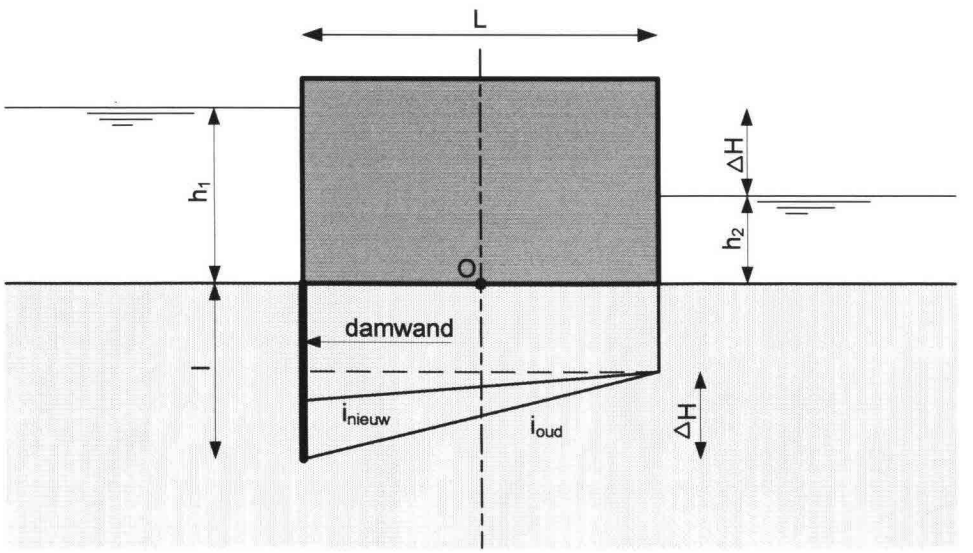
**Verkleining van het verhang kan door:**

1. In horizontale zin: ***lengte van het kunstwerk vergroten*** → dure oplossing.
2. In horizontale zin: een ***betonplaat of asfaltlaag*** waterdicht aan de constructie te bevestigen, zie Figuur 3-63. Het nieuwe verhang wordt: $i_{nieuw} = \frac{\Delta H}{L + l} < i_{oud}$




**Figuur 3-63 Invloed betonplaat / asfaltlaag op verhanglijn**

3. In verticale zin: een ***damwand*** onder de constructie te plaatsen, zie Figuur 3-64. Deze wordt waterdicht verbonden aan de constructie, maar geen krachten opnemend. Het nieuwe verhang wordt: $i_{nieuw} = \frac{\Delta H}{L + 2 \cdot l}$. We zien dus dat het plaatsen van een damwand effectiever is dan het aanbrengen van een horizontale plaat.

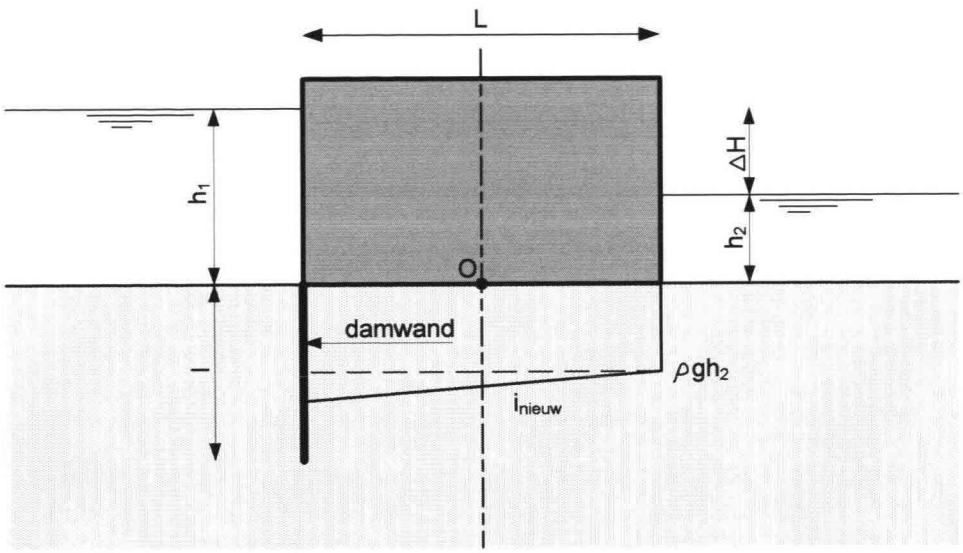



**Figuur 3-64 Invloed damwand op verhanglijn**

4. Een andere effectieve manier om piping tegen te gaan is het plaatsen van een ***filterlaag aan de laagwaterzijde*** van de constructie.

**Invloed van een damwand op de stabiliteit van de constructie**
Hieronder worden een drietal situaties beschreven met hun consequenties voor de stabiliteit.

1. ***Eén damwand aan de hoogwaterzijde*** van de constructie, zie Figuur 3-65.




**Figuur 3-65 Alleen damwand aan hoogwaterzijde**

Verhang $i = \dfrac{h_1 - h_2}{L + 2 \cdot l}$

Waterdruk rechts: $\rho \cdot g \cdot h_2$

Waterdruk links: $\rho \cdot g \cdot h_2 + \left( \dfrac{L(h_1 - h_2)}{L + 2 \cdot l} \right) \rho \cdot g$

De opwaartse waterdruk is kleiner, $V_k$ is groter.
Gunstig voor afschuiven en kantelen.
Ongunstig voor de maximale korrelspanning.

2. ***Eén damwand aan laagwaterzijde***

Verhang $i = \dfrac{h_1 - h_2}{L + 2 \cdot l}$, dus hetzelfde verhang.

Maar nu is $\rho \cdot g \cdot h_1$ onveranderd.

Opwaartse waterdruk wordt groter, $V_k$ wordt kleiner.
Ongunstig voor afschuiven en kantelen.
Gunstig voor maximale korrelspanning.

3. ***Twee damwanden met elk een lengte van ½l, aan beide uiteinden***.

Verhang $i = \dfrac{h_1 - h_2}{L + 4 \cdot \frac{1}{2} l}$, dus hetzelfde verhang.

Symmetrische vormverandering, dus onder O dezelfde opwaartse waterdruk als zonder damwanden.
Opwaartse waterdruk gelijk aan constructie zonder damwanden, dus $V_k$ onveranderd.
Door de vorm wordt moment wel kleiner.
Neutraal voor afschuiven.
Gunstig voor kantelen en maximale korrelspanning.

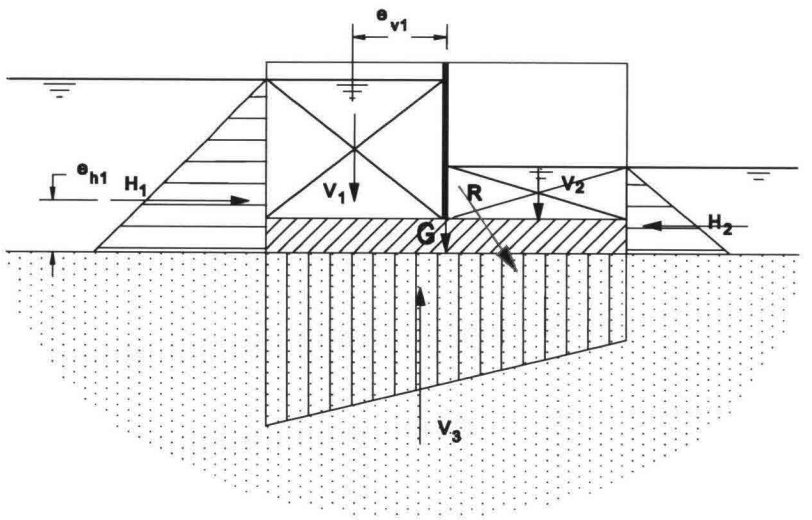
**Terugkoppeling naar aannamen**
Bij de aannamen is de constructie als een "black box"verondersteld, maar in werkelijkheid ziet het kunstwerk er meestal (geschematiseert) uit als in Figuur 3-66. Gewicht G bevat gewicht van de bovenbouw, waaronder de schuif en gewicht van de onderbouw, waaronder de vloer. Per $m^1$ vloer en schuif is alleen een juiste benadering indien de breedte tussen de zijwanden vrij groot is. Zo niet, dan de breedte van het hele kunstwerk in rekening brengen. De krachten zijn dan in kN in plaats van $kN/m^1$.

Een andere aanname was dat er sprake was van een fundering op staal. Bij een fundering op palen gelden uiteraard dezelfde evenwichtsvoorwaarden:

- wordt opgenomen door drukpalen
- wordt opgenomen door schoorpalen
- wordt opgenomen door paaljukken of palengroep

Verwezen wordt naar de vakken grondmechanica, funderingstechnieken en constructieve waterbouw.

Ook de bestrijding van piping gaat op dezelfde wijze als bij een fundering op staal. Alleen de verbinding van de damwand (van de onder- en achterloopsheidschermen) met de constructie is anders. De paalfundering is nagenoeg plaatsvast, waardoor de damwand door de negatieve kleef naar beneden kan worden getrokken. De waterdichtheidseis maakt het daardoor noodzakelijk de damwand in de constructie te verankeren. Door de geringe buigstijfheid van de damwand ten opzichte van de constructie kan worden aangenomen dat de damwand niet meedoet aan de krachtswerking op de constructie.




**Figuur 3-66 Krachten op het kunstwerk**

e) ***geen ondermijning***
Om de stabiliteit van het kunstwerk te kunnen waarborgen sient er een voldoende lange bodembescherming aanwezig te zijn, in verband met ontgrondingen. Om een idee te krijgen hoe omvangrijk dergelijke constructies kunnen zijn, wordt verwezen naar paragraaf 9.2, waarin de deltawerken worden beschreven. Een goed voorbeeld is de Oosterschelde Stormvloedkering, Figuur 9-35. Voor de behandeling hiervan wordt verwezen naar Schiereck, 2004.

## 3.8 Aanbevolen literatuur


Duivendijk, J. van, *Water power engineering, Principles and characteristics*. Delft: VSSD, 2007.

Schiereck, G.J., *Introduction to bed, bank and shore protection, Engineering the interface of soil and water*. Delft: VSSD, 2004.

Verruijt, A., *Grondmechanica*. Delft: Delftse Uitgevers Maatschappij, 2005.

# 4 Natuurlijke waterlopen

## 4.1 Inleiding

Vaak zijn ingrepen in de rivier noodzakelijk om te voldoen aan de wensen van de mens. Denk daarbij aan te hoge waterstanden met als gevolg overstromingen; onvoldoende debiet in droge periodes voor onttrekking van water ten behoeve van de landbouw en drinkwatervoorziening; onvoldoende waterdiepte voor de scheepvaart etc.

Ingrijpen in de natuurlijke toestand van de rivier kan, afhankelijk van de omstandigheden en het doel dat men wil bereiken, op verschillende manieren gebeuren. In het algemeen worden daarbij drie categorieën onderscheiden:

- ***ingrepen in het rivierbed***
- ***ingrepen in de rivierafvoer***
- ***ingrepen in de rivierwaterstand.***

Daarnaast kan men een verdeling maken naar:

- ***permanente ingrepen***
- ***ingrepen van een tijdelijk karakter.***

***Permanente*** ingrepen hebben de bedoeling gedurende een aantal jaren een stabiele toestand te geven. Onder ***tijdelijke*** ingrepen kunnen worden verstaan werkzaamheden of constructies meestal uitgevoerd na het hoogwaterseizoen, die ten doel hebben de toestand gedurende het daaropvolgende laagwaterseizoen te verbeteren. Veelal gaat het resultaat van deze werken weer verloren in het volgende hoogwaterseizoen. De ingrepen hebben een tijdelijk karakter en worden meestal jaarlijks herhaald.

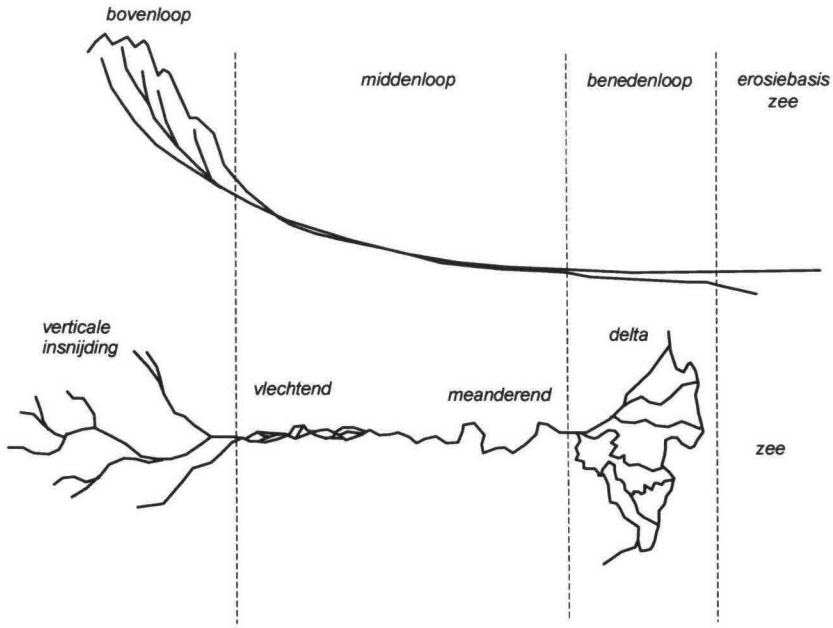
Allereerst zal in dit hoofdstuk enkele hydrologische aspecten worden behandeld, waarna de ingrepen volgen met als afsluiting de paragraaf rivieren als vaarweg.

## 4.2 Hydrologische aspecten

Rivier en zee zijn belangrijke schakels in de bekende kringloop van water: verdamping - condensatie - neerslag - (eventueel) opslag in vaste vorm of in grondwater - afvoer.

Een overgroot deel van het water dat in deze kringloop zit, komt vroeg of laat tot afstroming via een rivier. Elke rivier heeft een specifiek stroomgebied. De neerslag die in dit gebied valt komt exclusief via die rivier tot afstroming. Stroomgebieden worden gescheiden door een waterscheiding, die in het algemeen wordt gevormd door de hoogste (berg)ruggen tussen twee stroomgebieden in. Door geologische processen is het overigens wel mogelijk dat een rivier in de loop van de tijd een ander stroomgebied krijgt.

Binnen het stroomgebied wordt onderscheid gemaakt tussen bovenloop, middenloop en benedenloop (zie Figuur 4-1). Onder de ***bovenloop*** verstaat men dan het stelsel van samenvloeiingen, zoals beken en rivieren waar het water uit het stroomgebied wordt verzameld. De terreinhellingen zijn hier vaak steil, waardoor het verhang en de watersnelheden groot zijn. Het ***verhang*** verschilt van plaats tot plaats, maar is vaak groter dan ***1 m/km of $10^{-3}$***. De rivierafvoer vertoont grote schommelingen in de tijd. Door de hoge stroomsnelheden heeft de rivier een groot eroderend vermogen. Er wordt veel sediment getransporteerd met sterk uiteenlopende afmetingen.




**Figuur 4-1: Geïdealiseerde rivier**

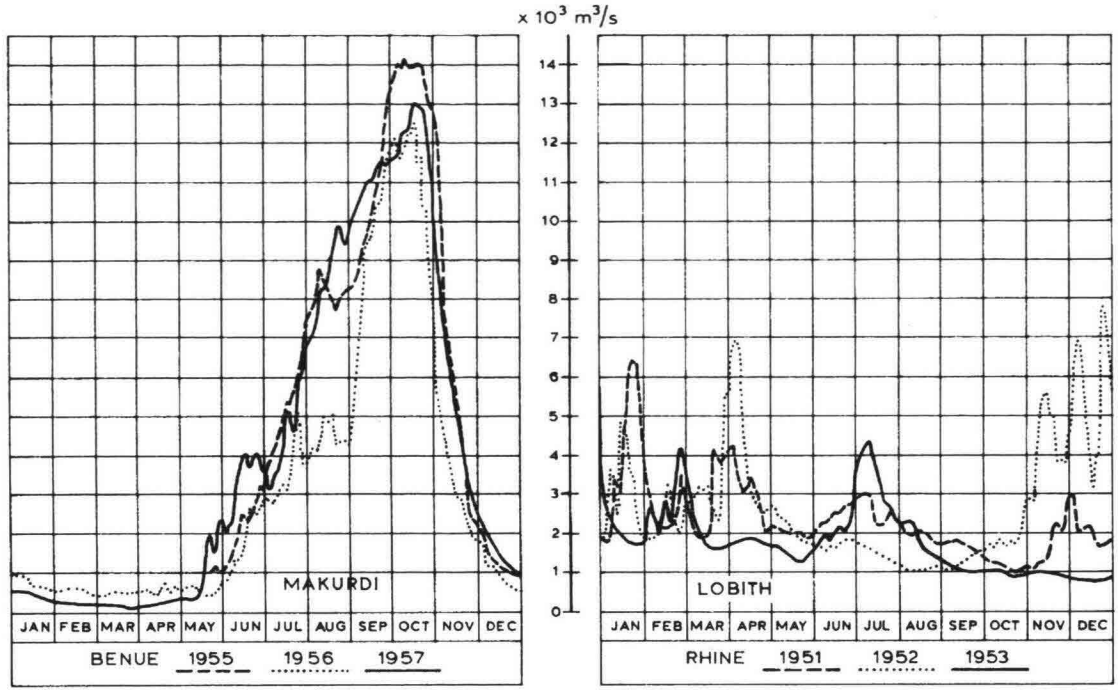
De ***middenloop*** is de eigenlijke transportweg. Het ***verhang*** varieert niet zo sterk en is duidelijk kleiner dan in de bovenloop, orde ***0,1 m/km of $10^{-4}$***. De eroderende kracht is afgenomen en men kan stellen dat erosie en sedimentatie met elkaar in evenwicht zijn. De middenloop kan een aantal heel typische verschijningsvormen hebben. Hoofdtypen zijn:

- Meanderende rivier
- Vlechtende rivier

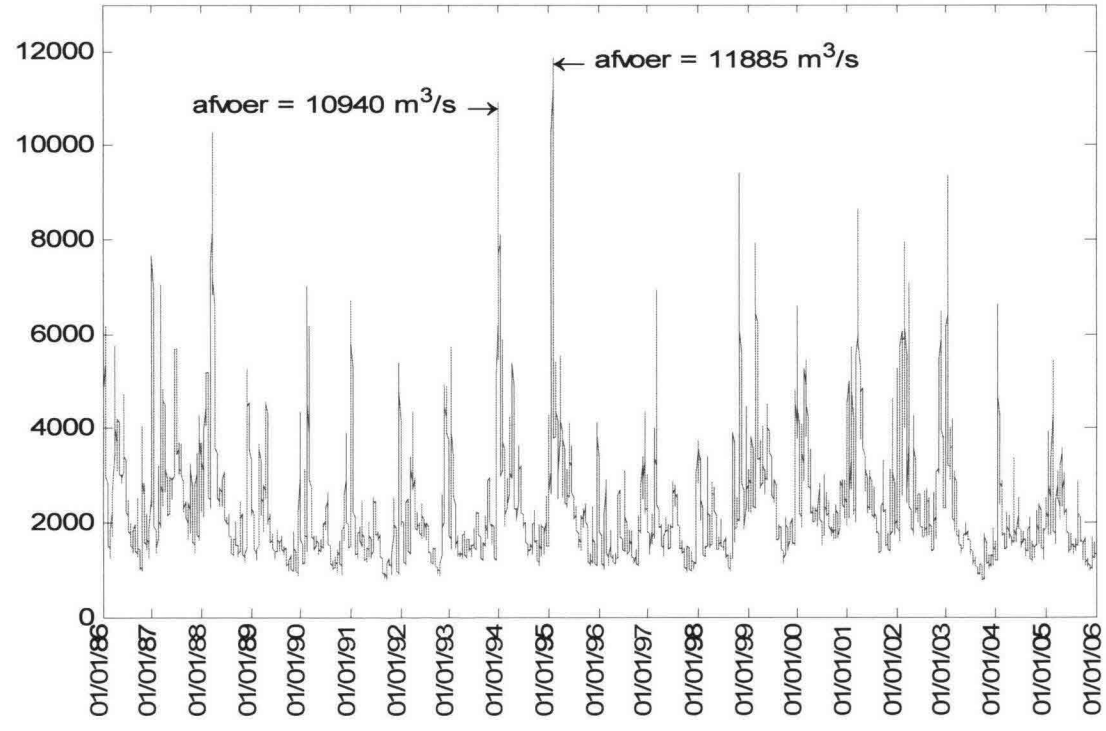
De ***benedenloop*** wordt gekarakteriseerd door een nog kleiner verhang, en de uitstroming in zee. In de benedenloop splitst de rivier zich vaak over meerdere takken, en komt de getransporteerde vaste stof tot bezinking. Er vormt zich een delta, en er treedt in dit gebied menging op met zeewater.

In Nederland wordt er ook nog gesproken van ***bovenrivieren*** en ***benedenrivieren***. Deze Nederlandse definitie leidt snel tot verwarring met de algemene definitie van boven- en benedenloop. Er is sprake van een benedenrivier als een duidelijke invloed van het getij vanuit zee op de rivier merkbaar is. In het geval van een bovenrivier is het getij van geen enkele invloed. Uiteraard is er een overgangsgebied waar bijvoorbeeld bij het optreden van stormvloeden op zee pas getij-invloeden ontstaan. Het zal verder wel duidelijk zijn dat er in Nederland geen bovenloop van een rivier voorkomt.

De neerslag die in het stroomgebied valt, komt afhankelijk van veel factoren sneller of langzamer tot afstroming. Denk hierbij aan grondgesteldheid, begroeiing, temperatuur (ijs, sneeuw, verdamping), helling, regenintensiteit, etc. In bepaalde gebieden leiden deze omstandigheden tot een heel karakteristiek patroon van de rivierafvoer over het jaar, in andere gebieden heeft de verdeling van de afvoer over de tijd een veel meer willekeurig karakter. Figuur 4-2 geeft het karakteristieke afvoerverloop van twee verschillende rivieren: de Benue en de Rijn. Uit deze afvoerkrommes blijkt dat het niet mogelijk is te generaliseren wanneer het gaat om het verloop van de rivierafvoer in de tijd. Dit blijkt ook uit Figuur 4-3 waarin de extreem grote afvoeren van de Rijn in 1993 en 1995 eruit springen. Overigs werd in 1926 een afvoer van de Rijn gemeten van 12.280 $m^3/s$, welke de nodige overstromingen veroorzaakte in Gelderland, Noord-Brabant en Limburg.




**Figuur 4-2: Afvoerverloop van de Benue en de Rijn (Jansen et al., 1979)**




**Figuur 4-3: Afvoerverloop van de Rijn bij Lobith, periode 1986 - 2006 (RWS)**

Het bepalen van de rivierafvoer Q is niet altijd eenvoudig. In een dwarsdoorsnede met een bekend profiel moeten op vele plaatsen snelheidsverticalen worden gemeten, die uiteindelijk worden geïntegreerd tot een debiet[8]. In elke verticaal worden op verschillende hoogtes metingen uitgevoerd om een betrouwbaar beeld te krijgen van het (logaritmisch) snelheidsverloop in de verticaal. Hieruit wordt de gemiddelde stroomsnelheid U en het debiet per eenheid van breedte q bepaald (Figuur 4-4)

[8] Door toepassen van een elektromagnetische meettechniek is tegenwoordig ook een rechtstreekse debietmeting mogelijk (ter indicatie).

Door op meerdere plaatsen in het dwarsprofiel een dergelijke meting uit te voeren krijgt men een beeld van de verdeling van q over de breedte van de rivier. De verschillende snelheidsverticalen moeten simultaan of kort na elkaar worden gemeten, omdat er rekening moet worden gehouden met het feit dat bij verandering van debiet zowel de stroomsnelheid als het dwarsprofiel verandert. Waar nodig wordt geïnterpoleerd op basis van de formule van Chézy (zie paragraaf 3.3.2, pag. 48):

$$U = C\sqrt{Ri} \tag{4.1}$$

of (onder de aanname dat voor een breed ondiep bed de hydraulische straal $R$ ongeveer gelijk is aan de (lokale) waterdiepte) op basis van:

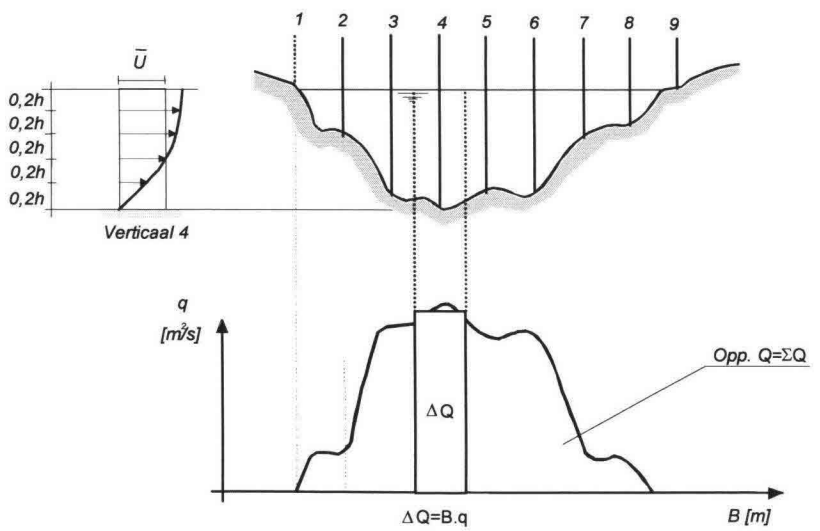
$$q = U \cdot h = (C\sqrt{hi}) \cdot h \tag{4.2}$$

Uit formule (4.2) blijkt dus dat:

$$q \approx h^{\frac{3}{2}} \tag{4.3}$$

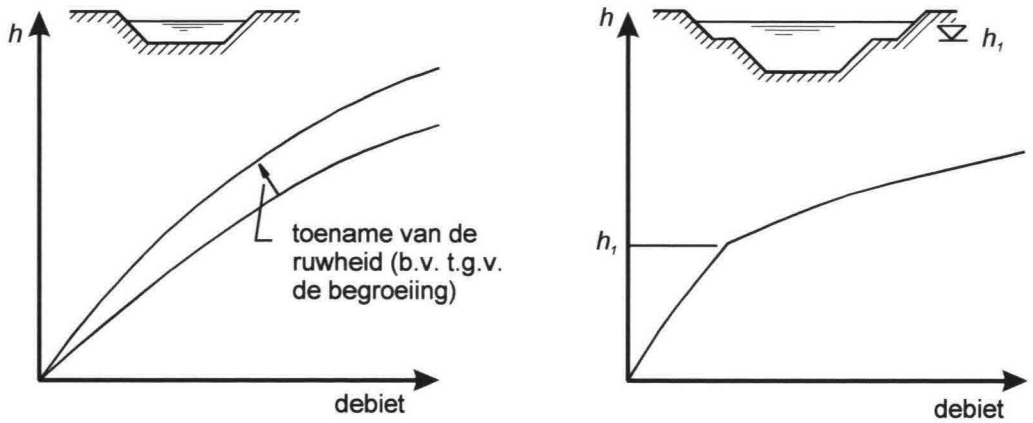
Hierin zijn:
$U$ = gemiddelde stroomsnelheid [m/s]
$h$ = waterdiepte [m]
$R$ = hydraulische straal [m]
$q$ = debiet per eenheid van breedte [$m^2/s$]
$i$ = verhang [-]
$C$ = coëfficiënt van Chézy [$m^{½}/s$] (zie ook paragraaf 3.3.2)

Door integratie van de $q$-verdeling over de breedte wordt het debiet bepaald (Figuur 4-4). Indien deze metingen herhaald worden bij een reeks van waterstanden wordt de Q-h kromme bepaald (Figuur 4-5) Het uitvoeren van stroomsnelheidsmetingen vergt vaak bijzondere voorzieningen en altijd veel inspanning. Door gebruik te maken van de eerder afgeleide relatie $q \approx h^{3/2}$ kan een aanzienlijke besparing op de benodigde stroommetingen worden bereikt. Immers, in principe kan uitgaande van de metingen van slechts één snelheidsverticaal en een bekend diepteverloop in het dwarsprofiel bij waterstand h de q-verdeling (en daarmee het debiet Q) sneller doch wat minder nauwkeurig bepaald worden dan door meting van meerdere snelheidsverticalen.



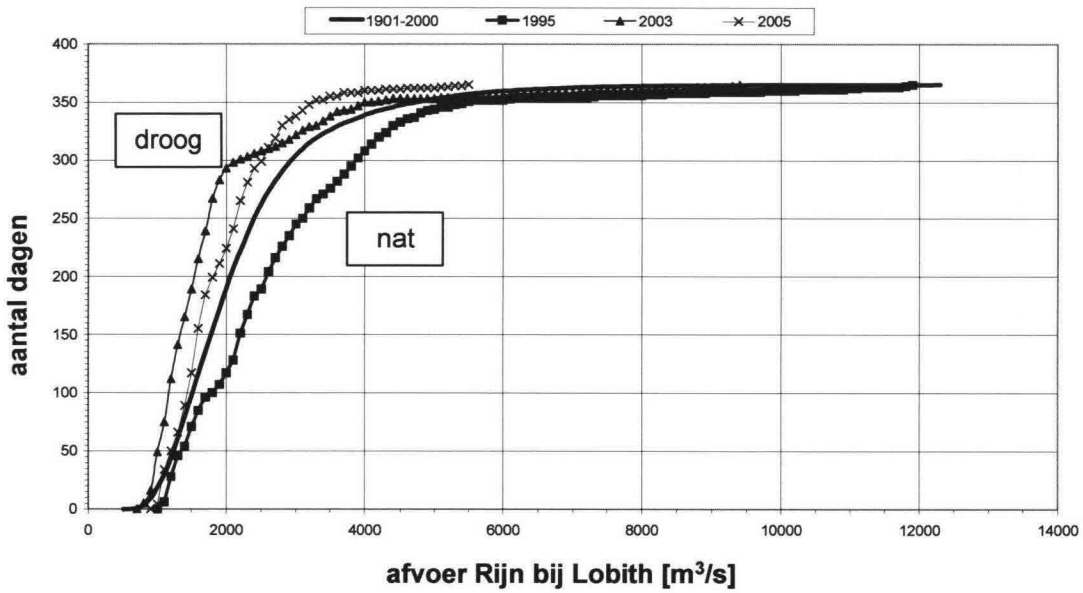

**Figuur 4-4: Bepaling van het debiet in een rivier**

Het verband tussen $Q$ en $h$ is niet steeds eenduidig (Figuur 4-5). Er kunnen bijvoorbeeld verschillen optreden over het jaar als gevolg van een variërende weerstand door verschillen in plantengroei. Ook kan na een periode met hoge afvoer erosie hebben plaats gevonden waardoor afwijkingen ontstaan van de gemeten situatie.




**Figuur 4-5: Q-h kromme**

Ook al vertoont een rivier een karakteristiek afvoerpatroon over het jaar, dan betekent dit allerminst dat afvoer en waterstand van te voren zijn te voorspellen. Er zijn jaren met hoge en lage afvoer, het regenseizoen kan vroeg of laat beginnen en kort of lang duren. Vanwege die onvoorspelbaarheid op lange termijn is men aangewezen op een statistische benadering. Zo worden er zogenaamde duurlijnen voor waterstand en/of debiet opgesteld die de kans aangeven van het overschrijden c.q. niet bereiken van een bepaalde waarde (Figuur 4-6).




**Figuur 4-6: duurlijn voor debiet, (gemiddeld) aantal dagen dat een bepaalde afvoer niet wordt bereikt (RWS)**

Het zal duidelijk zijn dat het overschrijden van hoge waterstanden van belang is voor het bepalen van de kruinhoogte van de rivierdijken, of de doorvaarthoogte van bruggen, terwijl het optreden van lage waterstanden van belang is voor de bevaarbaarheid. Het optreden van periodes met hoge of lage afvoer is van belang voor de beschikbaarheid van water voor drinkwatervoorziening, irrigatie, etc. Het optreden van hoge afvoer is bepalend voor de capaciteit van reservoirs en stuwen.

Hoewel het voorspellen van rivierafvoeren en rivierwaterstanden over langere termijn niet mogelijk is, wordt wel geprobeerd om op basis van gemeten neerslag te komen tot een voorspelling op korte termijn. Ook kan op basis van extreme waterstanden in de bovenloop een verwachting worden opgesteld wanneer die omstandigheden zich naar midden- of benedenloop verplaatsen. Dit is van belang om te waarschuwen bij dreigende calamiteiten.

Een natuurlijke waterloop (rivier, beek etc.) voert water en sediment af uit hoger gelegen gebieden. Hiervoor is beschreven hoe de stroomsnelheid in een open waterloop afhangt van het stroomprofiel, het verhang en de wrijving. In paragraaf 3.5 is het sedimenttransport, erosie en sedimentatie

besproken. Hieruit blijkt duidelijk dat het sedimenttransport sterk afhangt van de stroomsnelheid. Verandering van de stroomsnelheid in de stroomrichting betekent dus verandering van het sedimenttransport en daarmee mogelijk een verandering van de ligging van het rivierbed en/of de oevers. Indien het debiet door de rivier constant is zal er uiteindelijk een evenwichtstoestand optreden waarbij het sedimenttransport niet varieert in de richting van de afvoer.

Door de steeds wisselende afvoeren is er niet één evenwichtstoestand, maar zijn er meerdere. In dit geval is er sprake van een dynamisch evenwicht met een gemiddelde bodemligging, die overigens niet overeenkomt met de evenwichtssituatie die hoort bij het gemiddelde debiet (het bepalen van deze bodemligging komt aan de orde bij de vakken CT3340 River engineering en CT4330 Ports and waterways 1).

## 4.3 Regulering van het rivierbed

Onder regulering van het rivierbed wordt verstaan het geven van een gewenste regelmatige vorm aan het laag- of hoogwaterbed over een bepaalde afstand in verticale of horizontale zin.
Het doel kan zijn: het verbeteren van de hoogwaterafvoer, het verbeteren van de ijsafvoer, het fixeren van de geul op een bepaalde plaats (bijvoorbeeld t.pl.v. een brug of waterinlaat), of het stabiliseren van de geul t.b.v. de scheepvaart, vergroten van de waterdiepte t.b.v. de scheepvaart of wateronttrekking.

Reden tot regulering kan zijn: een onregelmatig verloop van de rivierbodem met uitschuringen en aanzandingen zowel in het lengte- als in het dwarsprofiel van de rivier, de aanwezigheid van harde obstakels, zoals rotsen of keileembanken, scherpe bochten, vernauwingen in het dwarsprofiel of de aanwezigheid van zijrivieren.

Een analyse van de problemen op een bepaald riviertraject leidt tot een programma van eisen en wensen met betrekking tot:
- ***het noodzakelijk minimum dwarsprofiel***
- ***de plaats in verband met inlaatpunten, bruggen etc.***
- ***soms de waterdiepte in verband met scheepvaart.***

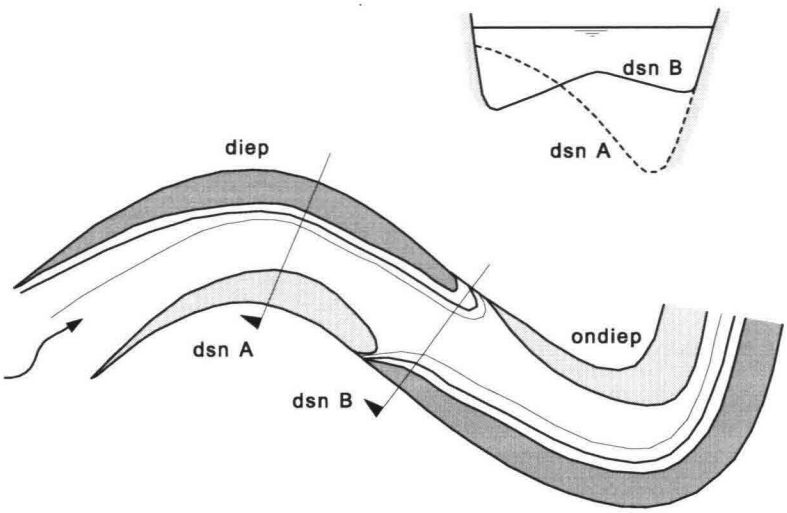
### 4.3.1 Tijdelijke reguleringswerken

Om aan de gestelde eisen te kunnen voldoen kan tijdelijke of permanente regulatie plaats vinden.

Onder tijdelijke reguleringswerken worden verstaan werkzaamheden die tijdelijk verandering brengen in het bed van de rivier. Zij zijn over het algemeen van lokale betekenis en beïnvloeden nauwelijks de waterafvoer of de waterstand. Bijna altijd gaat het om de verwijdering van bodemmateriaal. Het doel kan zijn het maken of onderhouden van een stroomgeul voor het aftappen van irrigatiewater of van de vaarweg voor de scheepvaart.

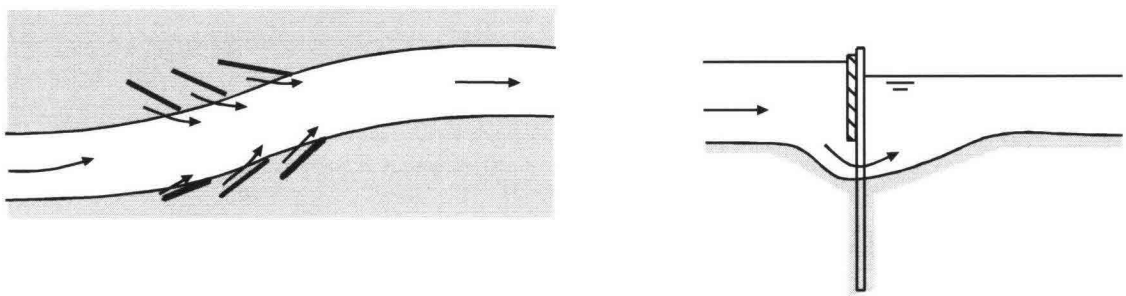
Een voorbeeld ter toelichting.
Een rivier vormt in het algemeen een aaneenschakeling van bochten in afwisselende richting, die worden gescheiden door overgangsgedeelten.

In een bocht (zie dsn. A, Figuur 4-7) wijkt het dwarsprofiel van de rivier sterk af van het dwarsprofiel in het overgangsgedeelte (dsn. B).
Door de uitschurende werking van het stromende water wordt in de buitenbocht de grootste diepte aangetroffen, waar de scheepvaart uiteraard gebruik van zal maken. Bij de oversteek van de ene naar de andere buitenbocht zullen de schepen het veel minder diepe overgangsgedeelte moeten passeren. Deze ***"crossing"*** vormt vaak een hindernis voor de scheepvaart.
De crossings worden ondieper in het hoogwaterseizoen en schuren in het daaropvolgende laagwaterseizoen weer langzaam uit. Om de rivier na het hoogwaterseizoen bevaarbaar te houden, zal bodemmateriaal moeten worden verwijderd.




**Figuur 4-7: Bodemligging van de rivier in het dwarsprofiel**

***Bandeling*** is een methode om bodemmateriaal te verwijderen op een bepaalde plaats door het aanbrengen van schermen direct naast de geul onder een kleine hoek met de stromingsrichting (zie Figuur 4-8).
De gedachte achter deze oplossing is dat de waterafvoer wordt geconcentreerd in de te verdiepen geul, waardoor de stroomsnelheid en de zandtransportcapaciteit zullen toenemen. Er moet wel voldoende ruimte naast de geulen aanwezig zijn om de schermen te plaatsen. Een groot bezwaar van deze oplossingen is de onzekerheid over de plaatsen waar het afgevoerde bodemmateriaal zal neerslaan. Een verplaatsing van het probleem naar een ander deel van de rivier is lang niet denkbeeldig.
Ofschoon deze methode wel voordelen kan bieden (kosten laag), is zij tijdrovend, arbeidsintensief en bovendien is er geen garantie voor een goede oplossing. In ontwikkelingslanden kan deze methode een aantrekkelijk alternatief zijn, i.v.m. de relatief lage kosten.



*Bovenaanzicht van de geplaatste schermen* *Doorsnede over een scherm*

**Figuur 4-8: Het principe van het plaatsen van schermen (bandals)**

***Baggeren*** zal daarom in het overgrote deel van de gevallen de voorkeur hebben. Bij het baggeren komen de volgende drie vragen naar voren:

- *Waar laat men het opgebaggerde materiaal?*
- *Hoe transporteert men het gewonnen materiaal naar de stortplaats?*
- *Hoe verwijdert men het bodemmateriaal?*

Bij de beantwoording van de eerste vraag is de reden van het baggerwerk en de aard van het baggerslib van belang.

Er doen zich drie gevallen voor, n.l.:

- *onderhoudsbaggerwerk*
- *grind- of zandwinning*
- *verwijdering van vervuild slib (bodemsanering)*

Bij ***onderhoudsbaggerwerk***, zoals bijvoorbeeld bij de eerder genoemde "crossings", zal meestal bodemmateriaal op de ene plaats worden weggenomen en een eind verderop in de rivier

stroomafwaarts worden gestort. Deze ingreep heeft verder nauwelijks gevolgen voor de rivier. Uitzonderingen hierop vormen de gevallen waarbij het weg te nemen bodemmateriaal in hoeveelheid groot is t.o.v. de jaarlijkse sedimentvracht en die waarbij de samenstelling van het bodemmateriaal op de opnameplaats en de stortplaats veel van elkaar verschilt.

In het algemeen is het verloop van het afzettingsmateriaal langs de rivier stroomafwaarts gezien van grind in de hogere gebieden via zand naar slib in de laaggelegen gebieden (zie collegedictaat CT3340, Rivierwaterbouwkunde). Bij een grote verplaatsing stroomafwaarts van het gebaggerde materiaal zouden problemen kunnen ontstaan doordat het teruggestorte materiaal grover is dan het bodemmateriaal ter plaatse. Het teruggestorte materiaal zal dan niet verder worden getransporteerd (kleiner verhang; lagere snelheden).

Bij ***grind- en zandwinning*** wordt het gebaggerde bodemmateriaal niet in de rivier teruggebracht maar verwijderd. Daardoor zal zich benedenstrooms van de plaats van baggeren op den duur een kleiner evenwichtsverhang van de rivier instellen en daarmee een grotere waterdiepte. Het is mogelijk om de winning van grind en zand af te stemmen op het sedimentaanbod van de rivier en de gewenste bodemligging en waterdiepte, waardoor onderhoudsbaggerwerk vervalt. De rivierbodem en daarmee de waterstanden zullen worden verlaagd (ook bovenstrooms). De ontwikkeling van dit verschijnsel in de tijd hangt in sterke mate af van de hoeveelheid sedimentonttrekking t.o.v. de sedimentvracht van de rivier. Ook zal onttrekking van sediment uit de uiterwaarden of naast de natuurlijke loop van de rivier een ander effect hebben dan onttrekking uit de permanente stroomgeul.
In Nederland is de onttrekking van sediment geregeld door het afgeven van vergunningen. Hierin worden de plaats en de hoeveelheden te onttrekken sediment vastgelegd.

Een bijzonder geval is de ***verwijdering van vervuild (bagger)slib***.
Het materiaal dat gebaggerd moet worden kan vervuild zijn door lozing van chemicaliën en afvalstoffen in de rivier. De verontreiniging (zware metalen, koolwaterstoffen) hecht zich vooral aan de kleine deeltjes ($D < 16\ \mu m$). Alvorens te starten met het baggerwerk moet daarom worden gekeken naar de mate van verontreiniging van het baggermateriaal en de gevolgen daarvan voor het baggeren en het opslaan.

In sommige gevallen is de bodem dermate verontreinigd, dat er bezwaar ontstaat voor de omgeving. In deze gevallen is het verwijderen van de verontreiniging de reden van het baggerwerk en wordt gesproken van bodemsanering.

In Nederland is een indeling in klassen gemaakt waarbij de minst vervuilde klasse vrij mag worden gestort en de meest vervuilde klasse als chemisch afval moet worden behandeld.
Tot op heden zijn er nog geen economisch verantwoorde wijzen van behandeling van het verontreinigde slib. Derhalve wordt het slib gedumpt op tijdelijke opslagplaatsen. Bij sterke verontreiniging is het belangrijk dat er geen uitloging van b.v. zware metalen en verspreiding daarvan plaats vindt. Veelal zal er dus zorg moeten worden gedragen voor een betrouwbare isolatie.
Omdat de vervuiling zich hecht aan de fijnste deeltjes kan het zinvol zijn de verschillende fracties te scheiden. De grovere fracties hoeven dan vaak niet met bijzondere zorg te worden opgeslagen.

Betreffende de inzet van materieel worden vaak aanpassingen aan de zuigmond toegepast. Het doel hiervan is het losgewerkte materiaal dat niet wordt opgezogen = ***mors,*** en ***vertroebeling*** naar de omgeving tot een minimum te beperken. Naast aanpassingen aan bestaand materieel is er bijvoorbeeld ook de wormwielzuiger. Deze zuiger is uitgerust met een horizontaal buislichaam, waarin twee tegendraadse schroefbladen de losgesneden grond naar het midden van de zuigbuis transporteren. Hiermee is de wormwielzuiger zeer geschikt voor het baggeren van dunne (verontreinigde) lagen. Zijn het kleine hoeveelheden die gebaggerd moeten worden, dan kan ook gebruik worden gemaakt van een draadkraan met grijper binnen een slibscherm. Het slibscherm vormt dan een wand vanaf de waterlijn tot op de bodem, waarmee een vak ontstaat waarbinnen vrij gebaggerd kan worden. Voorts bestaan er grijpers die vrijwel geheel gesloten zijn. Opgemerkt wordt dat ook niet verontreinigd materiaal schade aan het watermilieu kan veroorzaken, zodat soms ook hierdoor speciale eisen worden gesteld aan baggerwerk. Dit was onder andere van toepassing bij de aanleg van het eiland en het uitbaggeren van de afzinksleuf voor de tunnel van de Øresund oeververbinding tussen Denemarken en Zweden.

Bij de ***wijze van transport*** van het gebaggerde materiaal kan men denken aan transport over land (bijvoorbeeld per rail, vrachtwagens, pijpleidingen) en over water (drijvende leidingen,

transportbakken, hoppers). De keuze zal vooral worden bepaald door de aard van het sediment en de bestemming. Bij grotere afstanden is varend transport veruit het meest economisch.

***De keuze van het materieel*** waarmee het baggerwerk moet worden verricht is sterk afhankelijk van de aard van het sediment, het doel van het baggerwerk en de omstandigheden op de rivier zoals verkeersintensiteit i.v.m. hinder van de scheepvaart e.d.
In principe worden er voor dit werk op een rivier vier types baggerwerktuigen gebruikt. Gemeenschappelijk kenmerk is dat zij een vlak bed moeten kunnen opleveren. De types zijn:

- *een emmerbaggermolen*
- *een snijkopzuiger (cutterzuiger)*
- *een dustpanzuiger*
- *een sleepzuiger*

De voornaamste kenmerken van deze eenheden zijn als volgt:

Met een ***emmerbaggermolen*** (zie Figuur 4-9) wordt de grond ontgraven en opgevoerd door een ketting van aaneengesloten emmers. De grond wordt met een stortgoot in een langszij liggende transportbak gedumpt en vervolgens afgevoerd. De baggermolen ligt verankerd aan draden. Hij beweegt zich langzaam vooruit in een zigzaggende beweging en vormt daardoor een obstakel voor de eventuele scheepvaart. Een baggermolen is ook geschikt om wat harder materiaal te verwijderen zoals geconsolideerde klei. De produktie is laag. De transportbakken lossen hun lading via bodemdeuren in diepere delen van de rivier, of zij worden leeggezogen door een z.g. bakkenzuiger.

De ***snijkopzuiger*** (cutterzuiger) (zie Figuur 4-9) is uitgerust met een roterende snijkop die voor de zuigbuis uitsteekt. De bladen van deze snijkop snijden de grond los, die daarna vermengd met water door de zuigbuis wordt opgezogen. Dit mengsel wordt afgevoerd via een (drijvende) persleiding. Deze persleiding kan een obstakel vormen voor de scheepvaart.

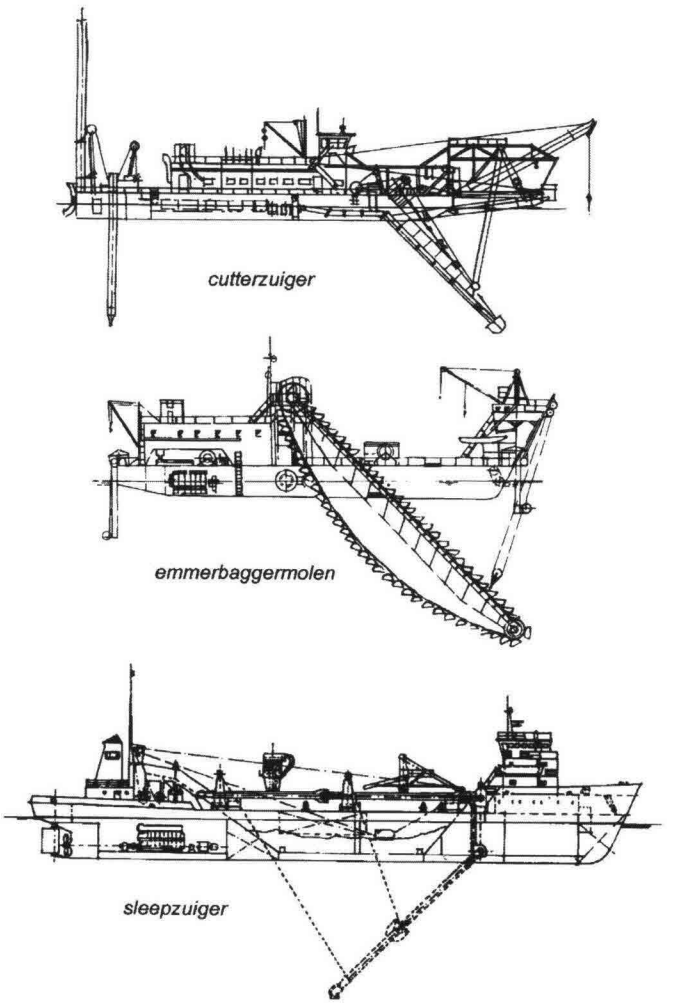
De snijkopzuiger wordt in positie gehouden door een verticale paal op het achterschip (de spud). Tijdens het werken scharniert het schip rond de spud en beweegt het zich stapsgewijs naar voren, waarbij gebruik wordt gemaakt van een z.g. hulpspud. Ook de snijkopzuiger is in staat om harder materiaal te verwijderen. Via de persleiding kan de baggerspecie naar diepere delen van de rivier worden gepompt, of juist naar ondiepe plaatsen, zelfs buiten het rivierbed. In dit laatste geval wordt natuurlijk sediment onttrokken aan het evenwichtssysteem!

De ***dustpanzuiger*** is evenals de snijkopzuiger uitgerust met een in hoogte verstelbare zuigbuis. De voorzijde van de zuigbuis is echter verbonden aan een zeer brede platte zuigmond, de dustpan. Deze zuigmond kan een breedte hebben variërend van 10 tot 25 m. Door de zuiger via een boegdraad langzaam naar voren te trekken wordt een dunne laag (bijvoorbeeld 0,30 m) materiaal van de bodem verwijderd. Met dit werktuig kan alleen niet cohesief materiaal worden verwijderd, in principe alleen materiaal dat recent is afgezet. Het opgezogen zand/water mengsel wordt vaak weer via een drijvende persleiding afgevoerd.

Een ***sleepzuiger*** (zie Figuur 4-9) is in tegenstelling tot de andere genoemde werktuigen een vrij varend schip. De zuigbuis is hier flexibel aan het schip verbonden en sleept naast het schip over de bodem. Ook hier wordt een zand/water mengsel opgezogen dat in het laadruim van het schip wordt gepompt. In het ruim bezinkt het zand terwijl het overtollige water afstroomt via een z.g. overvloei.
Wanneer het laadruim vol is, wordt de zuigbuis aan boord gehesen en vaart het schip naar een plaats waar de lading kan worden gelost, hetzij via bodemkleppen, hetzij door het overboord te pompen.
Doordat een sleepzuiger een vrij varend schip is veroorzaakt het nauwelijks overlast voor andere scheepvaart.

Een bijzondere vorm van baggeren vindt soms plaats in de benedenloop van een rivier, waar permanent sediment wordt afgezet. Om hier ongewenste verondieping te voorkomen kan zandwinning worden toegestaan. Hierbij wordt dus bewust sediment aan de rivier onttrokken. De uitkomende specie (grind en zand) vertegenwoordigt vaak een aanzienlijke waarde.
Omdat hier het opleveren van een vlak bed niet altijd een vereiste is wordt hier ook wel gebruik gemaakt van de z.g. steekzuiger. Een steekzuiger is een binnenschip dat is uitgerust met een niet flexibele zuigbuis. Het zuigproces vindt plaats terwijl het schip voor anker ligt. Het schip wordt gelost

door een kraan aan de loswal. De steekzuiger is niet geschikt voor onderhoudsbaggerwerk omdat het na het zuigen een bodem vol kraters achterlaat.




**Figuur 4-9: Enkele baggerwerktuigen**

Met nadruk wordt gewezen op de noodzaak om voor de aanvang van baggerwerkzaamheden een grondonderzoek uit te voeren. De grondeigenschappen zijn bepalend voor de keuze van het baggermaterieel, zowel qua type als qua capaciteit (vermogen). Een foutieve keuze gebaseerd op onjuiste of onvolledige informatie kan leiden tot zeer hoge kosten.

## 4.3.2 Permanente reguleringswerken

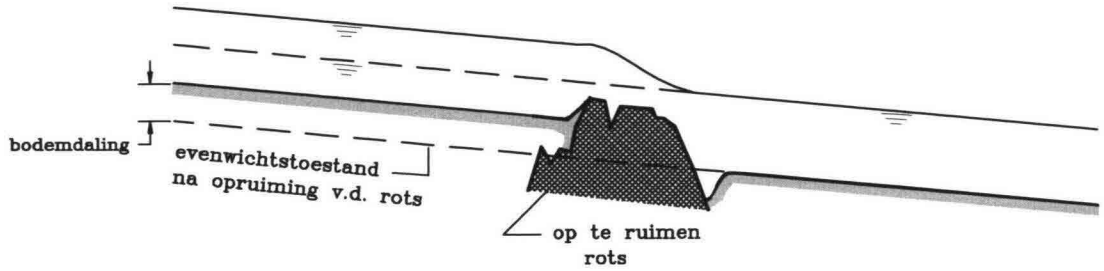
In tegenstelling tot de tijdelijke werken wordt bij permanente reguleringswerken de gewenste toestand in stand gehouden. Dit betekent dus het stabiliseren van de gewenste regelmatige vorm en ligging van het rivierbed. De voornaamste doelen, eisen en wensen werden reeds besproken bij de tijdelijke werken. De definitie van regulering van het rivierbed leidt tot het volgende onderscheid naar oplossingsprincipes:

- ***vastlegging in verticale zin**, d.i. op de juiste hoogte brengen van de rivierbodem.*
- ***vastlegging in horizontale zin**, d.i. in de juiste ligging brengen van het geulenstelsel.*

***Regulering in verticale zin*** omvat meestal het opruimen van harde obstakels of gedeelten ervan in het rivierbed. Meestal gaat het om een typisch scheepvaartbelang, maar het kan ook van belang zijn voor in- of uitlaatwerken.

De uitvoering van het werk gebeurt door het wegbaggeren van (harde) klei-, leem- of rotslagen of, indien deze te hard zijn, worden ze verwijderd met behulp van explosieven (zie Figuur 4-10).

Het weghalen van zo'n drempel kan verstrekkende gevolgen hebben. De drempel zorgt ervoor dat de bodem t.p.v. de drempel vastligt. Indien er sprake is van een evenwichtssituatie is het sedimenttransport benedenstrooms en bovenstrooms van de rotsformatie gelijk. Bij gelijke rivierbreedte zullen de boven- en benedenstroomse verhangen dus gelijk zijn.
Wordt de drempel nu volledig weggenomen dan leidt dit tot uitschuring van de bodem direct bovenstrooms. Dit verschijnsel plant zich verder stroomopwaarts door net zo lang tot de evenwicht op het bovenstroomse traject is bereikt waarbij het oorspronkelijke verhang weer optreedt.




**Figuur 4-10: Gevolg van het opruimen van obstakels**

Het gevolg is een bodemdaling van de gehele bovenstroomse rivier gelijk aan de drempelhoogte van de opgeruimde rotsformatie. Funderingen van kunstwerken stroomopwaarts komen bloot te liggen, evenals soms nieuwe harde drempels in de rivierbodem.
Oeververdedigingen lopen gevaar in te storten evenals de pijlers van bruggen. De grondwaterstand in het gebied zal gaan dalen met kans op zettingen en verliezen in opbrengsten uit de oogst.
Totdat de evenwichtstoestand is bereikt zal benedenstrooms van de verwijderde drempel gedurende langere tijd sterke aanzanding optreden en daarna weer erosie.

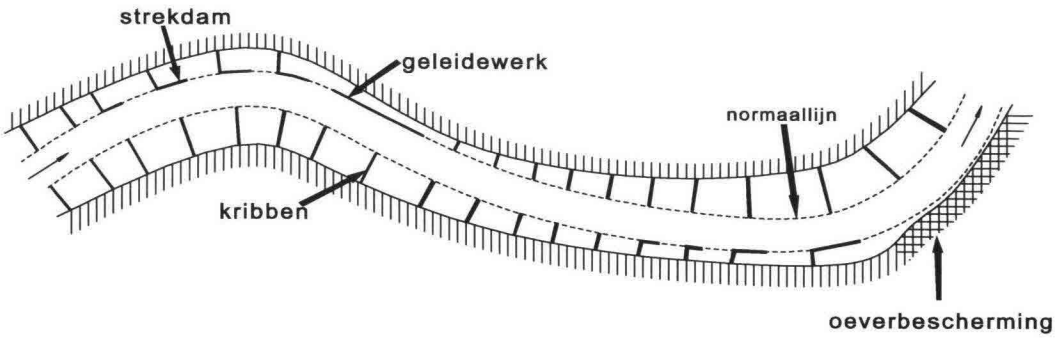
In sommige gevallen zal het niet gaan om een bodemverlaging, maar juist om een verhoging ervan. Dit doet zich bijvoorbeeld voor in het benedenrivierengebied als men de indringing van zoutwater landinwaarts wil tegengaan.

Bij ***regulering in horizontale zin*** (geulfixatie) zal het voornamelijk gaan om de regulering van het laagwaterbed, d.i. het riviergedeelte waarin de laagwaterafvoeren een weg vinden. Een enkele maal zal men ook het hoogwaterbed willen reguleren. Het stroomvoerend dwarsprofiel wil men dan zoveel mogelijk constant houden langs de rivier om plaatselijke uitschuringen of aanzandingen tegen te gaan. Verder zou het ten doel kunnen hebben de vorming van ijsdammen tegen te gaan.

Bij het principe van de bedregulering gaat het om het veranderen van een meanderende geul of een geulenstelsel in één enkele stabiele, flauw bochtende geul. In sommige gevallen staat men wel een blijvende situatie van meerdere geulen toe, maar dan moet men er wel zeker van zijn dat de afvoerverdeling over de geulen stabiel is en blijft. Anders kan bij verandering van de afvoerverdeling in de geulen bijvoorbeeld toch één van de geulen aanzanden. Normaal wordt gestreefd naar één enkele geul.

Het is natuurlijk mogelijk het totale rivierbed te fixeren (bodem- en oeverbescherming aanbrengen), maar in verband met de kosten is het meestal beter van alleen een ***oever-fixatie*** uit te gaan. In dit geval worden alleen de oevers beschermd tegen erosie. Men moet er wel aan denken om een bodemverdediging toe te passen bij kunstwerken, zoals sluizen en brugpijlers.

Men kan bij het vastleggen van laagwatergeulen gebruik maken van doorgaande constructies evenwijdig aan de oever, zoals strekdammen en geleidewerken of van puntopleggingen loodrecht op de oever, zoals kribben (zie Figuur 4-11).



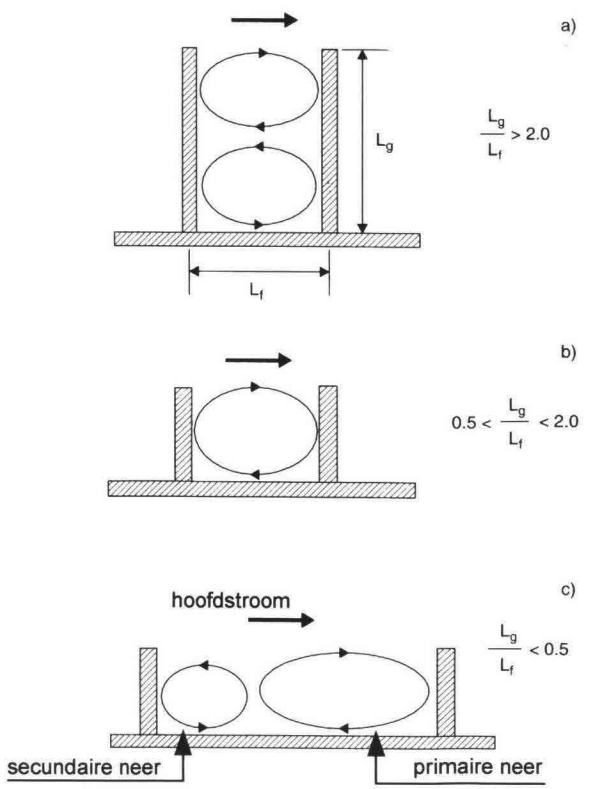

**Figuur 4-11: Geulfixatie**

### Kribconstructies

De meest voorkomende soort is de ***krib***. Een krib is een constructie die meestal loodrecht op de overheersende stroomrichting staat en tot doel heeft een stabiel stroombeeld te verzorgen. De voornaamste functies van een krib zijn:

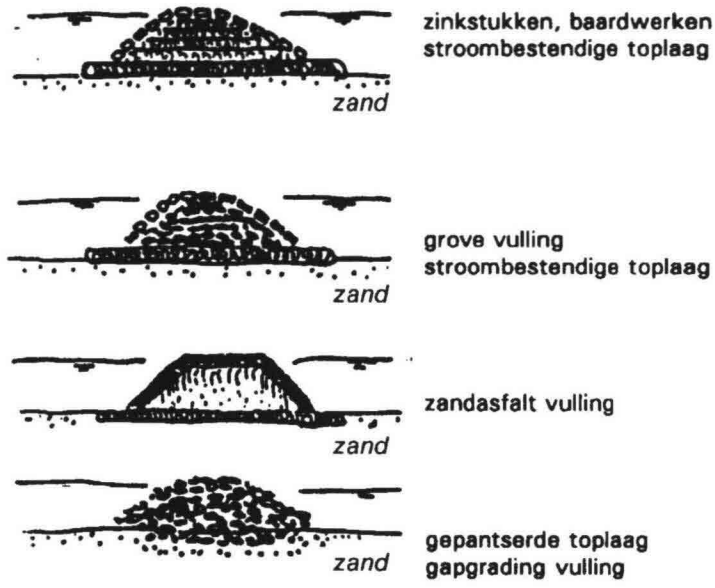
- ***geulfixatie**, het vormen van een discontinuë oeverbescherming in verband met erosie bestrijding.*
- ***geulverbetering**, het sturen van ontgrondingen met behulp van stroomconcentraties om bijvoorbeeld voldoende waterdiepte voor de scheepvaart te verkrijgen.*

In de kribvakken worden door de hoofdstroom neren aangedreven die zich min of meer als kogellagers gedragen en een soort elastische ondersteuning aan de rivier geven. De maximale stroomsnelheid in zo'n primaire neer bedraagt globaal 1/3 van de stroomsnelheid in het gereguleerde rivierbed, van de secundaire neer 1/3 van de primaire, etc. Voor een goede geleiding van de stroming in de rivier is het gewenst dat het kribvak tussen twee opeenvolgende kribben wordt opgevuld door slechts één neer. Eén stabiele neer zal in het algemeen een elliptische vorm hebben en ontstaan bij een kribvaklengte van ongeveer *1 à 2 · de kriblengte* (zie Figuur 4-12). Uit kostenoverwegingen wordt in Nederland een kribvaklengte van ongeveer *3 · kriblengte* aangehouden.

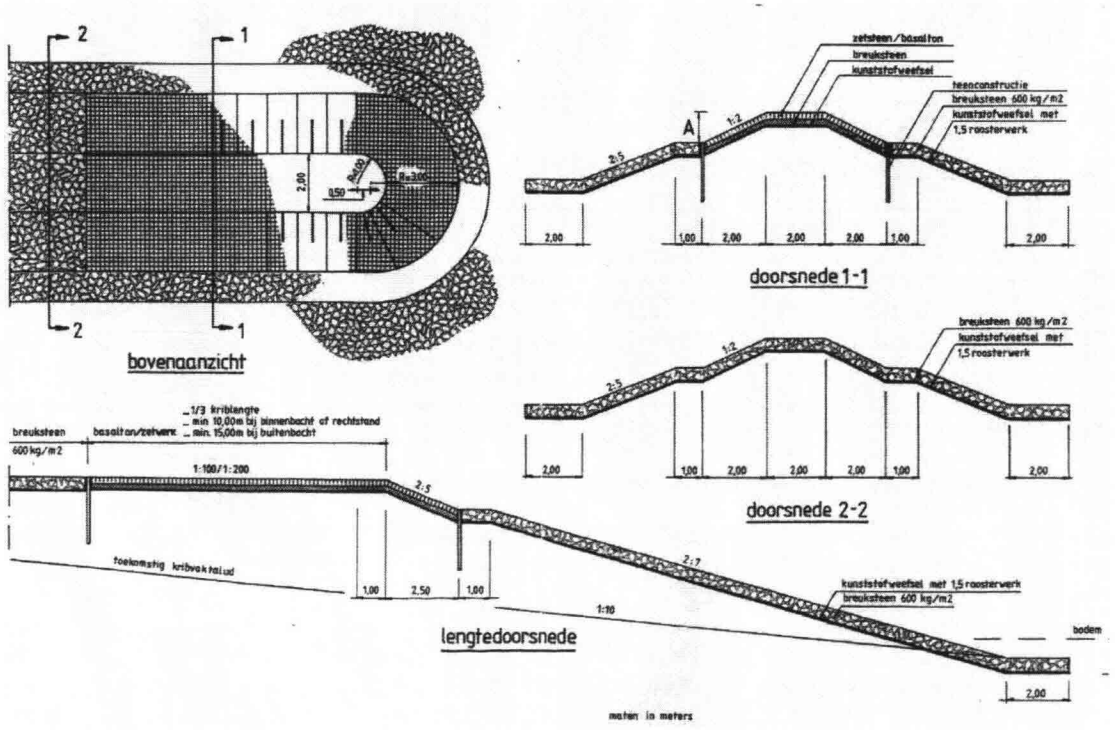



**Figuur 4-12: Neervorming bij verschillende waarden van $L_g$ / $L_f$ (Sukhodolov et al., 2002)**

De kruinhoogte van kribben wordt enerzijds bepaald door de kosten en de uitvoeringsmogelijkheden en anderzijds door de functionele eisen. Kribben zijn nodig bij lage afvoeren. Bij hoogwaterafvoeren hebben zij het nadeel dat zij het stroomprofiel van de rivier verminderen en bovendien een extra ruwheid creëren. De maximale kruinhoogte moet daarom lager liggen dan het erop aansluitende hoogwaterbed. De minimale kruinhoogte wordt vooral bepaald door de uitvoeringseisen. De kruin moet sterk genoeg zijn om het overstromende water bij hogere rivierwaterstanden te weerstaan. Een sterke kruin vraagt om zetwerk van bijvoorbeeld basaltblokken en dit werk moet in den droge worden uitgevoerd. Het gedeelte onder water wordt opgebouwd met zinkstukken met daarop een gegradeerde vulling van grind tot stortsteen om uitspoeling van de bodem te voorkomen. Enkele voorbeelden van kribconstructies worden in Figuur 4-13 aangegeven. Meer gedetailleerd is de weergave in Figuur 4-14 van een standaard krib zoals de laatste jaren wordt toegepast.

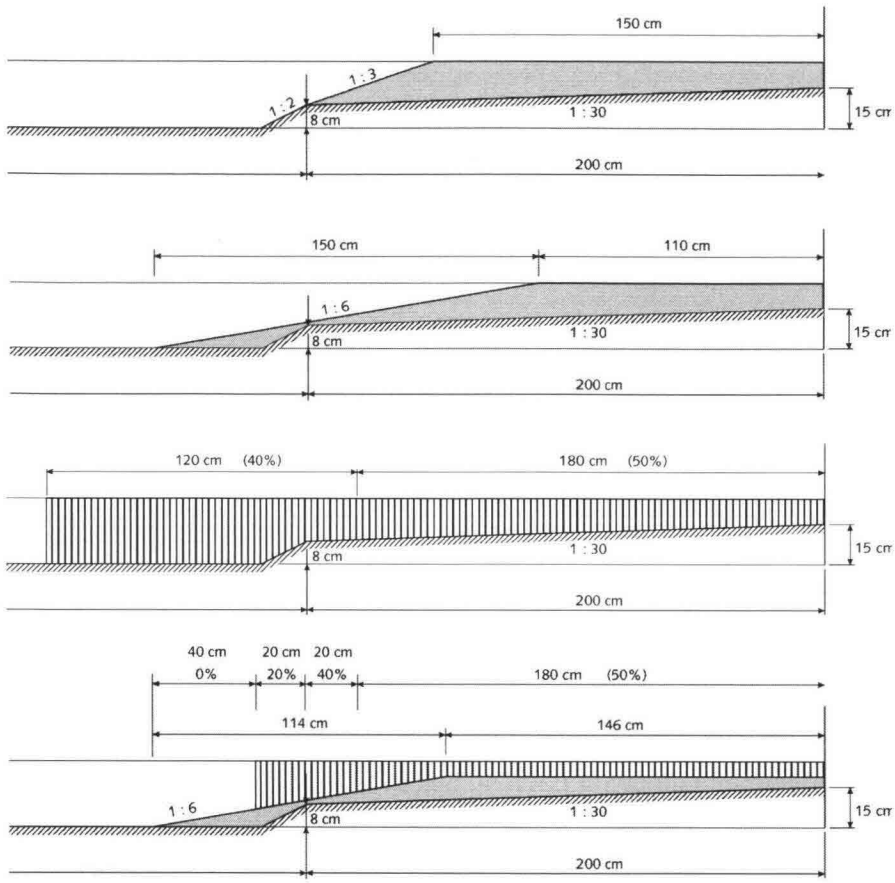



**Figuur 4-13: Enkele kribconstructies**

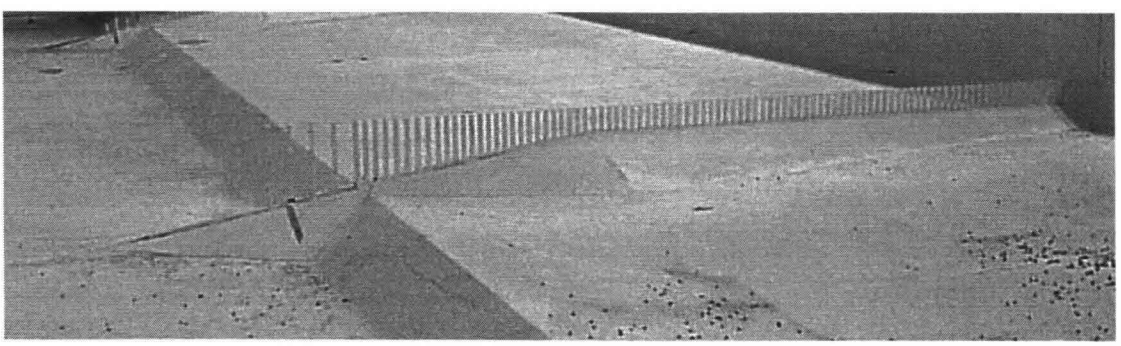



**Figuur 4-14: Standaard kribconstructie riviergedeelte IJsselkop-Deventer (RWS, 1993)**

Onderzoek wordt verricht naar het aanbrengen van kribben met bijzondere constructievormen zoals zandworsten (zand verpakt in doek) en schanskorven (stortsteen verpakt in korven van gaas). Daarnaast richt modelonderzoek zich meer op de lokale stroming en optredende snelheden van het water van verschillende kribben, zie Figuur 4-15. Een voorbeeld is de ***hybride krib*** = verlaagde krib met daarop een palenrij en een verflauwde kribkop (zie Figuur 4-16). Het doorstroomprofiel van de rivier blijft gelijk, echter tussen de kribben ontstaat een rustiger stroombeeld en de overgang van het kribvak naar de rivier verloopt geleidelijker.




**Figuur 4-15: Lengtedoorsnedes van kribben met gelijkblijvend doorstroomprofiel voor modelonderzoek (Uijttewaal, 2005)**



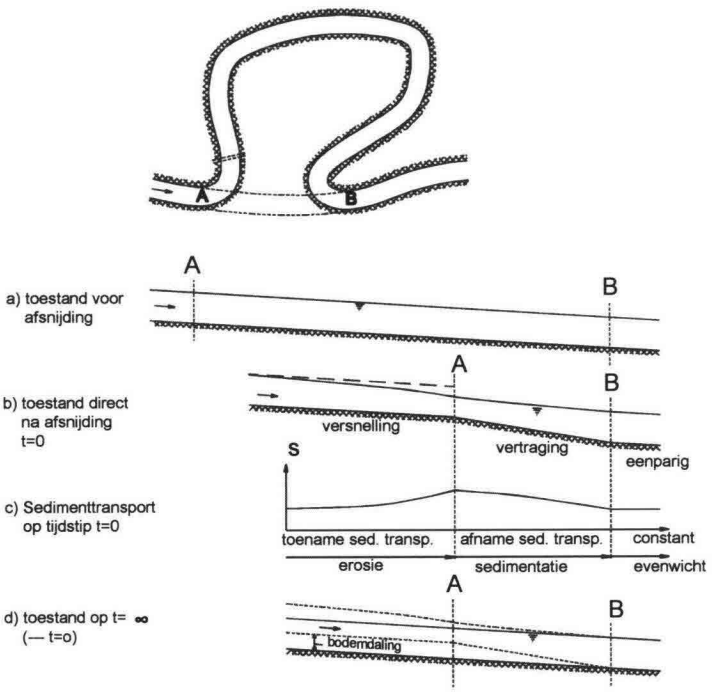
**Figuur 4-16: Hybride krib in het laboratorium**

## Ingreep bochtafsnijding

Bij een sterk meanderende enkelvoudige geul is een geulvastlegging soms niet voldoende. Men moet dan overgaan tot een zwaardere ingreep, n.l. de ***bochtafsnijding***. Deze oplossing komt vooral in aanmerking wanneer een verbetering van de hoogwaterafvoer noodzakelijk is of wanneer een te scherpe bocht problemen oplevert voor de scheepvaart. In Figuur 4-17 is een bochtafsnijding en de gevolgen ervan weergegeven. Tussen A en B wordt een geul gebaggerd, die nog door een dam in de buurt van A van de rivier blijft afgesloten. Nadat in deze geul de oeververdedigingen zijn aangebracht,

wordt deze dam doorgestoken. Vaak wordt dan de oude geul op haar beurt afgesloten zodat de nieuwe geul het volle debiet zal krijgen. De bochtafsnijding kan ook op natuurlijke wijze ontstaan. Door sterke erosie van de oevers in de buitenbochten wordt de afstand tussen de bochten steeds kleiner en kan er een verbinding tot stand komen.
We zijn geïnteresseerd in de gevolgen van de bochtafsnijding. Hiertoe beschouwen we allereerst het water- en sedimenttransport op het tijdstip ($t = 0$) waarop de bochtafsnijding tot stand is gebracht en het tijdstip waarop er weer sprake is van een evenwichtssituatie ($t=\infty$).
Het gedrag in de tijd hiertussen is minstens zo interessant, omdat het vaak om de afvoer van grote hoeveelheden bodemmateriaal gaat, hetgeen tot problemen kan leiden benedenstrooms in de rivier. Het gaat echter te ver om dit hier te behandelen wel is dit een onderwerp van het vak CT3340 River engineering.

***Tijdstip t=0***
De waterstand in B zal niet veranderen. Bovenstrooms van B neemt het verhang sterk toe en is er geen sprake van eenparige stroming. Vanaf B moet er een verhanglijn[9] worden berekend.




**Figuur 4-17: Bochtafsnijding**

In Figuur 4-17b staat deze getekend. Volgens paragraaf 3.5.1 wordt de verandering in de bodemligging bepaald door:

$$\frac{\partial(Bz)}{\partial t} = -\frac{\partial S_b}{\partial x} \tag{4.4}$$

waarin:
$z$ = bodemniveau [m]
$B$ = breedte van de dwarsdoorsnede [m]
$S_b$ = het sedimenttransport [$m^3/s$]
$x$ = plaats in het lengteprofiel [m]
$t$ = tijd [s]

Omdat

$$S_b = B \cdot f(U) \tag{4.5}$$

[9] Zie voor verhanglijnen collegedictaat CT2100

geldt:

$$\frac{\partial(Bz)}{\partial t} = -\frac{\partial(B \cdot f(U))}{\partial x} \tag{4.6}$$

met f($U$) = functie van de stroomsnelheid en $B$ = rivierbreedte.
Hiermee is dus direct uit de verhanglijnen te halen waar erosie of sedimentatie zal optreden.

***Tijdstip t = ∞***
Voor de uiteindelijke evenwichtstoestand geldt dat het sedimenttransport in elke doorsnede gelijk is, dus:

$$\frac{\partial S}{\partial x} = B\frac{\partial f(U)}{\partial x} = 0 \tag{4.7}$$

(bij constante breedte) en hieruit volgt dat de snelheid in elke doorsnede gelijk is.
Dit betekent dat bij een constante rivierbreedte het verhang constant is. In B zal de bodemligging weer gelijk zijn als bij de uitgangssituatie. In Figuur 4-17d staat het verloop van de bodem op $t = \infty$. Hieruit blijkt duidelijk de bodemdaling bovenstrooms van B. Hier zijn weer dezelfde gevolgen te verwachten zoals genoemd bij de regulering in verticale zin.

De afsluiting van de oude geul is geen moeilijk vraagstuk; het verval over de afsluitdam (van A naar B) is direct na de bochtafsnijding meestal niet groot door de verlaging van de waterstand in A (zie Figuur 4-17b). Door het grote verschil in het verhang van de bocht en het verhang van de afsnijding zal de oude geul ook uit zichzelf wel dichtzanden.

**Ingreep gesplitse geulen**
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 totale breedte groter is dan die van de ongesplitste geul; de diepte is dan kleiner (Figuur 4-18).

Controleer zelf dat m.b.v. $S_b = B \cdot m \cdot U^n$, $\frac{\partial S_b}{\partial x} = 0$ en $\frac{\partial Q}{\partial x} = 0$
geldt:

$$h_1 = \left(\frac{B_0}{B_1 + B_2}\right)^{\frac{n-1}{n \cdot h_0}} \tag{4.8}$$

en dat met Chézy geldt:

$$i_1 = \left(\frac{B_1 + B_2}{B_0}\right)^{\frac{n-3}{n \cdot i_0}} \tag{4.9}$$

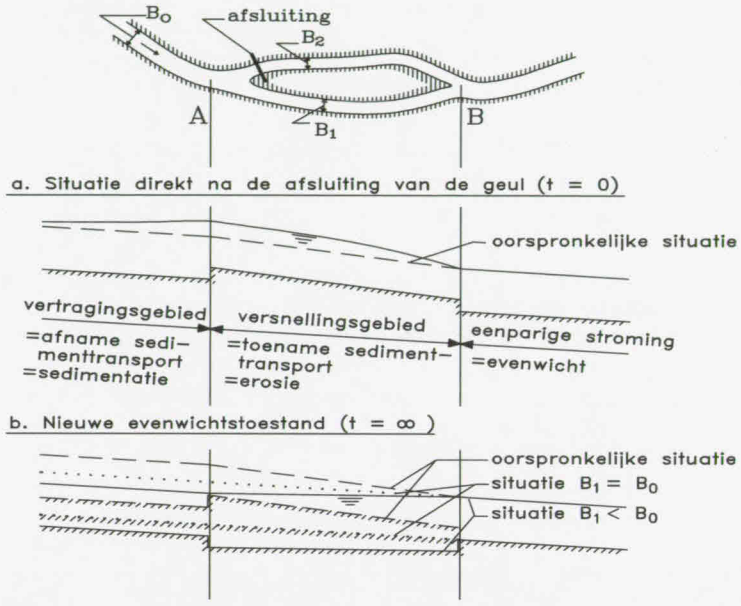
Sluiten we nu één geul af dan wordt de breedte tussen A en B verkleind. We beschouwen nu wederom het tijdstip $t$=0 waarop de geul juist is afgesloten en het tijdstip $t = \infty$ waarop er weer sprake is van een evenwichtstoestand.

***Tijdstip t = 0***
Benedenstrooms van doorsnede B verandert het dwarsprofiel niet en daardoor blijft de waterstand in B voor en na de sluiting gelijk. De waterstand in B vormt een randvoorwaarde voor een verhanglijnberekening (zie Figuur 4-18). Door het verkleinen van de breedte op het vak A-B zal de evenwichtswaterdiepte in dit vak groter zijn dan de waterdiepte benedenstrooms van B. Er zal daardoor sprake zijn van toenemende stroomsnelheid tussen A en B en daarmee een toename van het sedimenttransport, dus erosie.

De waterstand in A wordt bepaald door de verhanglijn over A-B en is groter dan de evenwichtswaterstand bovenstrooms van A. Er treedt dus opstuwing op. Dit betekent een afname van de stroomsnelheid en daarmee een afname van het sedimenttransport, dus sedimentatie.

***Tijdstip t = ∞***

De nieuwe evenwichtstoestand is afhankelijk van de uiteindelijke breedte van de stroomgeul tussen A en B. In het geval de oevers erodeerbaar zijn zullen het dwarsprofiel en het verhang in vak A-B gelijk worden aan het dwarsprofiel en verhang bovenstrooms van A (en benedenstrooms van B). Er treedt dan vrij grote bodemdaling op ter plaatse van vak A-B en kleinere bodemdaling bovenstrooms van A. Indien de breedte van de geul tussen A en B kleiner blijft dan bovenstrooms en is vastgelegd dan zal de waterdiepte in het vak A-B op $t = \infty$ groter zijn dan bovenstroomse diepte. Het bodemverhang zal kleiner zijn dan bovenstrooms waardoor ook een grotere bodemdaling benedenstrooms van A zal optreden (zie Figuur 4-18).




**Figuur 4-18: Geulafdichting (controleer de bodemligging m.b.v. de formules op de vorige bladzijde)**

In de afgesloten tak is de waterspiegel horizontaal (er is geen afvoer) en het verschil in waterstand boven en beneden de afsluitdam is gelijk aan het verval tussen A en B. Door dit meestal grote verval is bij bovenrivieren de afsluitingstechniek 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 sluitgat kan worden gebracht dan de stroom wegvoert. De stroomsnelheid is bij benadering gelijk aan $\sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta H}$ , waarin $\Delta H$ 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 (bijvoorbeeld 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 één van de aanwezige geulen.

De regulering van een samengesteld bed is dus een gecompliceerd probleem en kan gepaard gaan met teleurstellingen en onvoorziene kosten door aanpassing van de plannen gedurende de uitvoering en schade aan werken. Moeilijker is wellicht nog het vraagstuk van de omvang van een regulering. Bijvoorbeeld de keuze van regulering van een korte riviervak of de fixatie van de rivier op een punt ten behoeve van een oeververbinding.

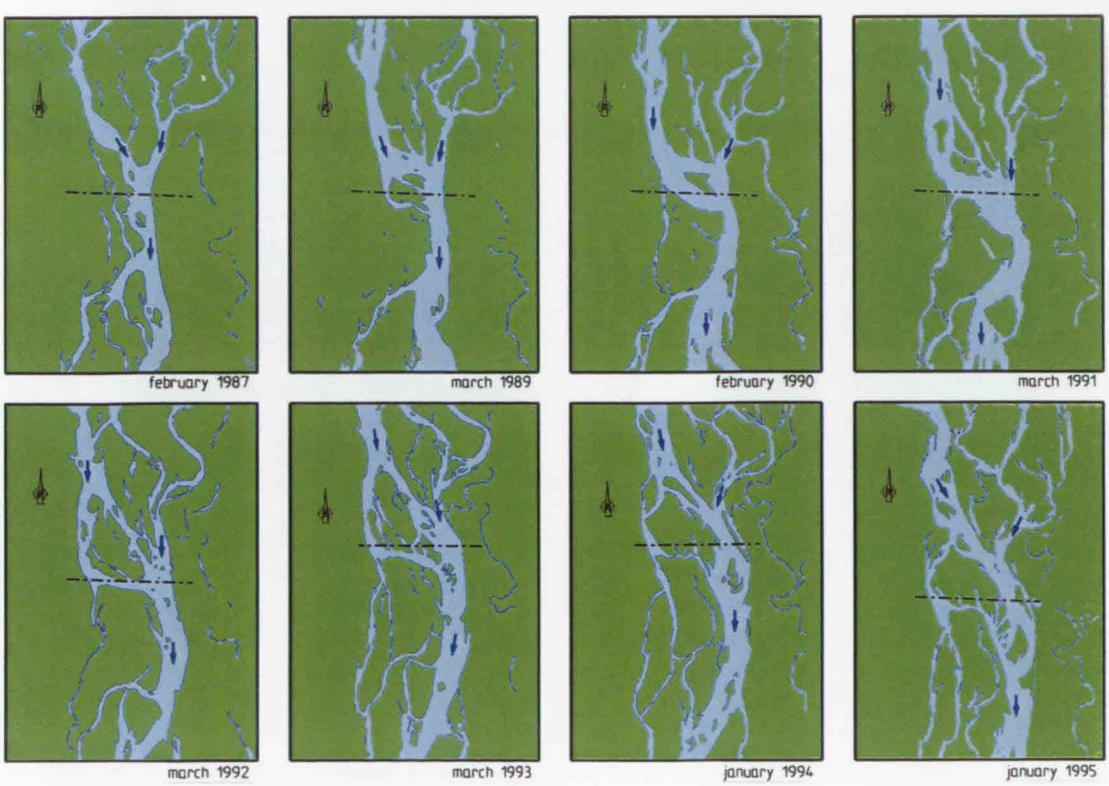
**Voorbeeld 4-1**

*Een goed voorbeeld van voorkomende moeilijkheden is de fixatie van de Jamuna rivier in Bangladesh die is uitgevoerd voor de Jamuna Multipurpose Bridge.*

*Enkele kenmerken van de Jamuna rivier zijn:*

- *gemiddelde jaarlijkse max. afvoer van 65.000 $m^3/s$;*
- *ontwerpafvoer van 90.000 $m^3/s$;*
- *voordurend verplaatsende laagwatergeulen met gezamenlijke breedten van 3,5 km;*
- *tijdens hoogwaterseizoen breedten van 15 tot 40 km;*
- *bodemmateriaal $D_{50}$ = 0,2 mm, uitschuring van geulen tot diepten van 45 m.*

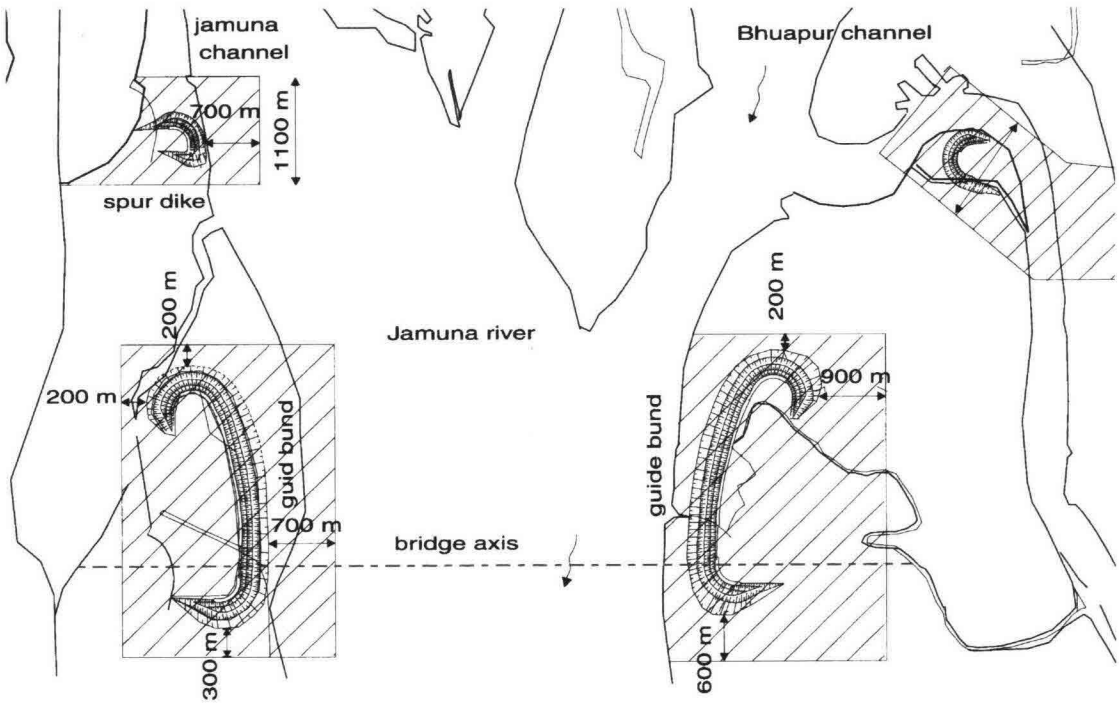
*Voor het bouwen van deze brug was het nodig om de vlechtende rivier te fixeren en de breedte van het hoogwaterbed te minimaliseren, opdat een economische bruglengte werd verkregen.Een brug ter plaatse van de smalste doorgang van het hoogwaterbed zou tenminste 15 km lang moeten zijn. Daar dit niet haalbaar was is besloten voor een 5 km lange brug, waarbij de ontwerpafvoer geen onacceptabele opstuwing bovenstrooms veroorzaakt. Als locatie werd gekozen de brug 10 km ten zuiden van Sirajganj aan te leggen. Uit satellietopnamen van 1976 t/m 1986 was geconstateerd dat op deze locatie het rivierbed redelijk vast lag, doordat bovenstrooms natuurlijke harde punten aanwezig waren. Figuur 4-19 laat echter zien dat toch behoorlijke veranderingen kunnen optreden.*



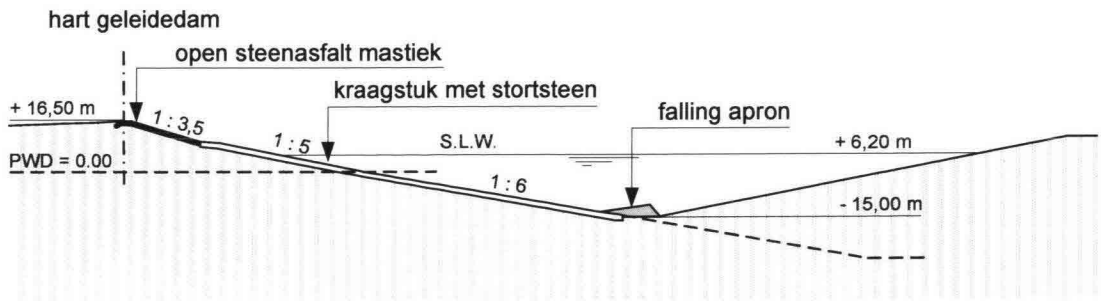

**Figuur 4-19 Satellietopnamen van rivierbed ter plaatse van de bouwlocatie (Royal Haskoning)**

*Het ontwerp bestaat uit 3 km lange geleidedammen ter plaatse van de landhoofden, die samen met de 2 bovenstrooms gelegen harde punten de rivier dwingen onder de brug te stromen, zie Figuur 4-20. De geleidedammen hebben een hoogte van 4,5 m boven de uiterwaarden en reiken tot 30 meter beneden maaiveld. Omdat uitschuring tot 45 m diepte kan voorkomen, is aan de teen een zogenaamde* ***falling apron*** *toegepast waarmee ondermijning van het talud wordt tegengegaan, zie Figuur 4-21. De exacte plaats en vormgeving van de geleidedammen werd pas tijdens de bouw duidelijk als gevolg van geulverleggingen en beperkingen van grondaankoop. Eerstgenoemde oorzaak had tot gevolg dat tijdens aanbesteding niet bekend was hoe lang de brug zou moeten worden: 4.800 m ± 400 m. De uiteindelijke brug (4.875 m) bestaat uit 49 pijlers en 2 landhoofden waarvoor 121 stalen buispalen zijn ingeheid met een lengte van 80 m, diameters 2,50 of 3,15 m. Door deze uit de offshore afkomstige funderingsconstructie was het niet nodig de bodem ter plaatse van de pijlers tegen ontgronding te beschermen.*

*Afwijkend van traditionele Nederlandse bouwmethoden zijn de toepassing van bamboe wiepen op de zinkstukken in plaats van rijshouten wiepen, en de grote hoeveelheden stortsteen (tot 60 kg) die door locale werklui handmatig zijn verwerkt. Een ander uitvoeringsaspect dat tijdens de bouw naar voren kwam waren zettingsvloeiingen. Uit aanvullend grondonderzoek kwam naar voren dat er micahoudend zand met een relatieve dichtheid van 40 % of minder, het noodzakelijk maakte om de taluds van 1:3,5 aan te passen tot 1:5 à 1:6, zie paragraaf 3.6.5. Als laatste wordt nog genoemd de korte bouwtijd van 6,5 maand, opgelegd door de rivierafvoer tijdens de laagwaterperiode.*




**Figuur 4-20 Plaats geleidedammen en harde punten (CUR, 1995)**




**Figuur 4-21 Dwarsdoorsnede geleidedam**

## 4.4 Regulering van de waterafvoer

Onder afvoerregulering verstaat men het op ieder moment bewust aanpassen van de rivierafvoer. Primair gaat het hierbij om de ***afvoeren***, de aanpassing van de waterstanden is een gevolg van deze ingrepen.
Bij de peilregulering in de volgende paragraaf gaat het in de eerste plaats om de regeling van de waterstanden. Dat de afvoeren ook veranderen is een gevolg daarvan.

Rivieren hebben vaak een grote variatie in afvoer. Vooral in de tropen kan tijdens de regentijd de afvoer vele malen groter zijn dan in de droge tijd. Er zijn zelfs rivieren die in de droge tijd geen afvoer hebben terwijl in de regentijd aanzienlijke debieten worden afgevoerd. In veel gevallen is het daarom gewenst om de afvoer te reguleren.

Redenen om de afvoer te reguleren zijn bijvoorbeeld:
- de continue beschikbaarheid van water voor irrigatiedoeleinden of drinkwatervoorziening
- de mogelijkheid van continue energieproduktie door waterkrachtcentrales
- het tegengaan van overstromingen. De waterstand is immers evenredig met het debiet, zodat hogere afvoeren ook hogere waterstanden betekenen.

Het doel bij de irrigatie zal zijn het verhogen van de lage afvoeren.
Het doel bij de waterkrachtwinning zal zijn het produkt $Q \cdot H$ zo constant mogelijk te houden. Het vermogen van een centrale kan namelijk in dit produkt worden uitgedrukt.
Het doel bij de hoogwaterbestrijding zal juist zijn het verlagen van de hoge afvoeren.

Het gaat er meestal om de afvoer uit te smeren over een langere periode. Dit is te bereiken door de aanleg van een reservoir. De hoge afvoeren vullen dit reservoir, waarna tijdens de lage afvoeren extra water uit het reservoir kan worden afgelaten. In de dam zullen daarom afsluitbare openingen moeten worden aangebracht waar het water in de gewenste hoeveelheden kan worden doorgelaten. De eisen die aan de grootte en de exploitatie van het reservoir moeten worden gesteld worden bepaald door het doel. Zo zal men een reservoir dat gebruikt wordt voor waterontrekking (irrigatie) het liefst zo vol mogelijk houden terwijl men een reservoir voor het afvlakken van hoogwaterafvoeren (detentiereservoir) het liefst zo leeg mogelijk heeft vlak voor de hoogwaterafvoer. Voor de bepaling van de capaciteit van een reservoir en het gebruik van reservoirs voor hoogwaterbestrijding wordt verwezen naar het collegedictaat CT1310 Hydrologie.

Bij ***waterkracht toepassing*** geeft een vol reservoir het grootste verval in de turbines. Het waterkrachtvermogen (= bruto vermogen) wordt gehaald uit een debiet $Q$ dat over een hoogte $H_{bruto}$ kan vallen (zie Paragraaf 3.4.2):

$$P_{br} = \rho \cdot g \cdot Q \cdot \Delta H_{br} \quad [\text{W}] \tag{4.10}$$

Bij daling van het waterniveau in het reservoir zal er meer debiet worden afgetapt om dezelfde hoeveelheid vermogen te kunnen leveren. In droge perioden bestaat er het gevaar dat het reservoir nagenoeg leeg raakt. Een leeg reservoir of zelfs een lage waterstand in het reservoir is funest omdat dan voor de energievoorziening een andere centrale beschikbaar moet zijn, hetgeen hoge extra investeringen met zich meebrengt (zie ook paragraaf 4.5.7).

## 4.5 Regulering van de waterstanden

### 4.5.1 Doel van waterstandsregulering

Hieronder wordt verstaan het kunstmatig veranderen van de waterstand in de rivier volgens een bepaald programma met zo min mogelijk wijziging in de rivierafvoer. Het gaat hierbij altijd om waterstandverhogingen.

De doelen die hiermee worden nagestreefd zijn bijvoorbeeld:
- ***Peilbeheersing ter plaatse van een inlaatwerk*** (t.b.v. drinkwater, irrigatie, etc.)

Door het opstuwen van de waterstand kan een hoger waterniveau t.p.v. inlaatpunt worden verkregen. Hierdoor is er meer verval beschikbaar voor het irrigatiesysteem waardoor de bouw en exploitatie van het systeem goedkoper zijn. Een constant waterniveau is wenselijk voor de bedrijfszekerheid van het irrigatiesysteem.

- ***Winning van waterkracht***
  Door de opstuwing van de waterstand wordt de energie van het water geconcentreerd in een plaatselijk groot verval, waardoor de turbines van de waterkrachtcentrale kunnen worden aangedreven.
- ***Erosiebestrijding***
  De stroomsnelheid bovenstrooms van het stuwmiddel neemt af, waardoor sedimentatie kan optreden, maar in ieder geval de uitschuring wordt gestopt. Benedenstrooms van de stuw zal echter wel weer sterke erosie plaats vinden en wordt het probleem min of meer verplaatst.
- ***Vergroting van de vaardiepte voor de scheepvaart***
  Dit is in het algemeen het belangrijkste doel van de peilregulering (in Nederland). In de ontwerpboom van Figuur 2-2, waar als Primaire Functionele Behoefte was gesteld, het bevaarbaar maken van een riviertraject, komt aan het eind de oplossing van het verkleinen van het verhang in de rivier naar voren. In wezen is dat de oplossing van het reguleren van de waterstand.

De vereiste regulering (dus verhoging) van de rivierwaterstand wordt verkregen d.m.v. een stuw, dit is een kunstwerk dat tegelijkertijd een waterkerende en een waterafvoerende functie heeft. Deze stuw bevindt zich dikwijls in een stuwcomplex indien er behalve het opstuwen van het water nog andere eisen moeten worden gesteld, waarbij de verschillende functies door verschillende kunstwerken kunnen worden vervuld. In dit dictaat worden de belangrijkste functies nader toegelicht.

De hier beschreven functies zijn:

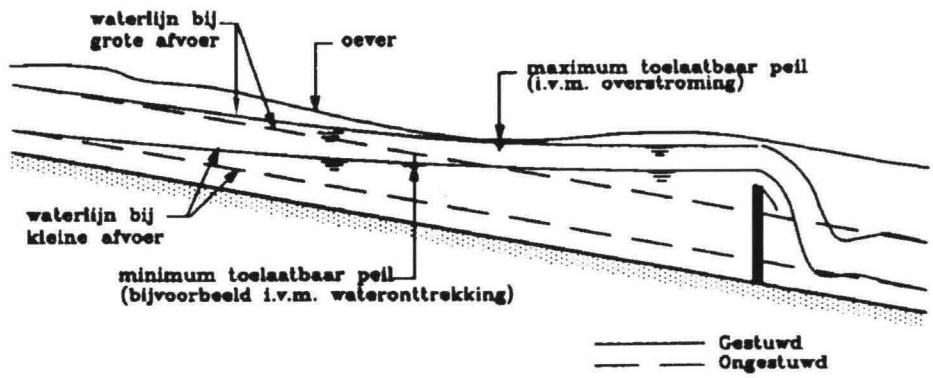
| | | |
|---|---|---|
| hoofdfuncties: | - ***peilbeheersing*** | (4.5.2) |
| | - ***waterafvoer*** | (4.5.3) |
| secundaire functies: | - ***scheepvaartdoorlaat*** | (4.5.4) |
| | - ***doorvoer van vaste stoffen*** | (4.5.5) |
| | - ***vistrek*** | (4.5.6) |
| | - ***energiebenutting*** | (4.5.7) |

## 4.5.2 Peilbeheersing

De randvoorwaarden voor de peilbeheersing worden bepaald door het doel en economische haalbaarheid, zij bestaan uit:

- ***vereiste peilen***: *voorgeschreven waterniveau's op een bepaalde locaties*
- ***over- en onderschrijdingsfrequentie***: *gemiddeld aantal dagen per jaar dat er niet voldaan wordt aan de vereiste peilen.*

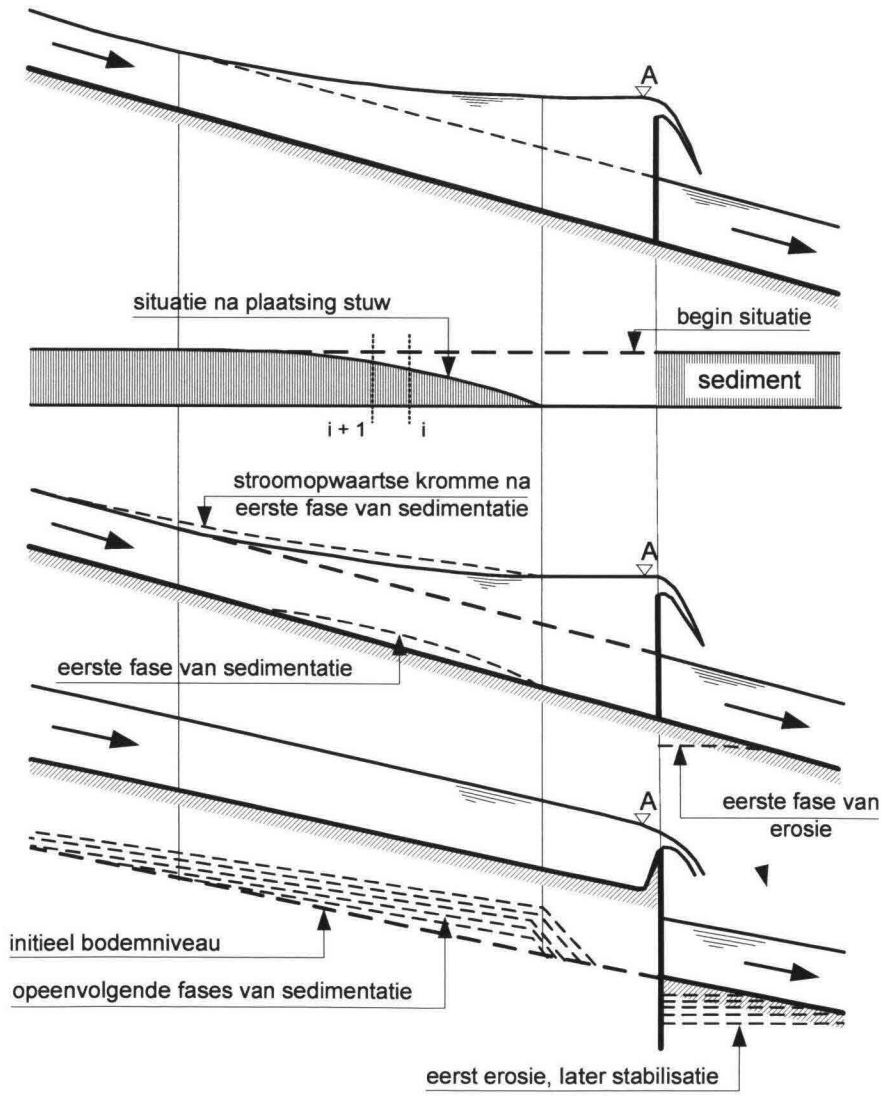
Het beheersen van de peilen geschiedt met behulp van de stuw. Het opstuwen van de waterspiegel heeft gevolgen voor de sedimenttransportcapaciteit. Bij de beschouwing van de peilbeheersing en de verandering van de bodemligging t.g.v. de peilbeheersing wordt onderscheid gemaakt tussen de vaste en beweegbare stuw.




Figuur 4-22: Peilregeling met een vaste stuw

Als eerste beschouwen we de ***vaste stuw*** (zie Figuur 4-22).
Met behulp van een kansverdeling voor de debieten kunnen een minimum en een maximum debiet worden gedefinieerd die horen bij de vereiste onder- en overschrijdingsfrequentie. Bij het minimum debiet mogen de minimum vereiste peilen, die voortkomen uit bijvoorbeeld scheepvaarteisen niet worden onderschreden. Bij het maximum debiet mogen de maximum vereiste peilen, die voortkomen uit bijvoorbeeld overstromingsgevaar niet worden overschreden.
De vaste stuw moet zodanig worden ontworpen dat de relatie afvoer/opstuwing voldoet aan de gestelde eisen. Dit kan bijvoorbeeld door het aanbrengen van doorstroomopeningen en overlaten op verschillende niveaus en verlopende overlaatlengte over de hoogte (bijv. V-vormig). Een nadeel van de vaste stuw is dus dat er ook opstuwing plaats vindt indien dit eigenlijk niet gewenst of nodig is.

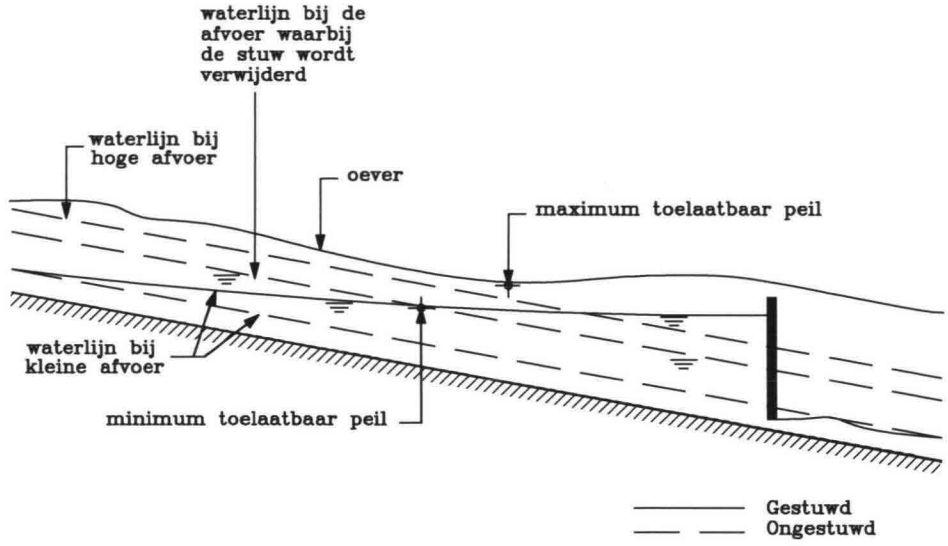
Door het opstuwen vindt er bovenstrooms vertraging van de stroom plaats waardoor het sedimenttransport afneemt. Hierdoor ontstaat er sedimentatie bovenstrooms van de vaste stuw. Het door de stuw afgevoerde water is sedimentarm een veroorzaakt erosie direct achter de stuw. In de uiteindelijke evenwichtstoestand zal zowel beneden- als bovenstrooms van de stuw weer het oorspronkelijke verhang optreden, maar met een verhoogde bodemligging bovenstrooms zie Figuur 4-23.




**Figuur 4-23: Verandering van de bodemligging**

Bij de beschouwing van de ***beweegbare stuw*** zijn wederom de vereiste peilen en de debieten waarbij aan de peilen moet worden voldaan van belang. In het geval de stuw volledig wegneembaar is, dan speelt voor de opstuwing bij grote debiet alleen de profielvernauwing ter plaatse van de onderbouw van de stuw een rol.

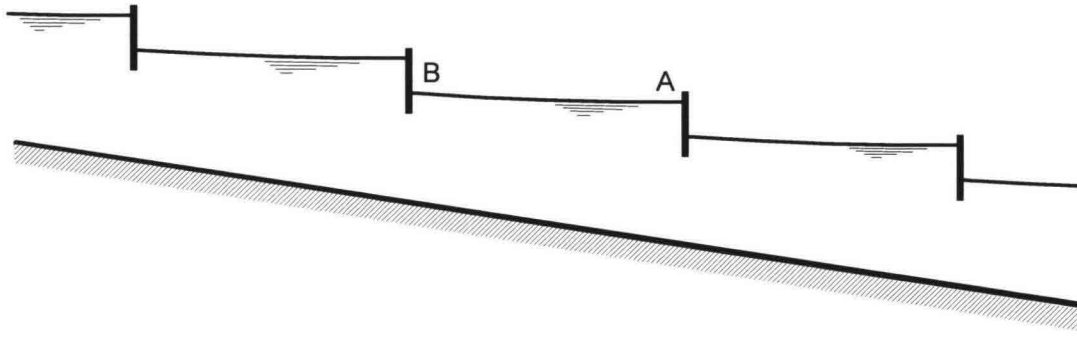
De hoogte van de stuw wordt bepaald door het minimum ontwerpdebiet en de minimum vereiste peilen. Bij toename van het debiet wordt de stuw geleidelijk verwijderd en zal de relatieve opstuwing afnemen. De verstoring van de stroming wordt daardoor beperkt tot het minimaal noodzakelijke (zie Figuur 4-24).




**Figuur 4-24: Peilbeheersing met behulp van een beweegbare stuw**

Er zijn gevallen waarbij één stuw niet voldoende is om aan de geëiste minimum en maximum peilen te kunnen voldoen. Er zal dan moeten worden gezocht naar een oplossing met een serie stuwen. Bijvoorbeeld bij het bevaarbaar maken van een rivier, om overal aan het minimum vereiste peil (minimum waterdiepte) te kunnen voldoen (zie Figuur 4-25).

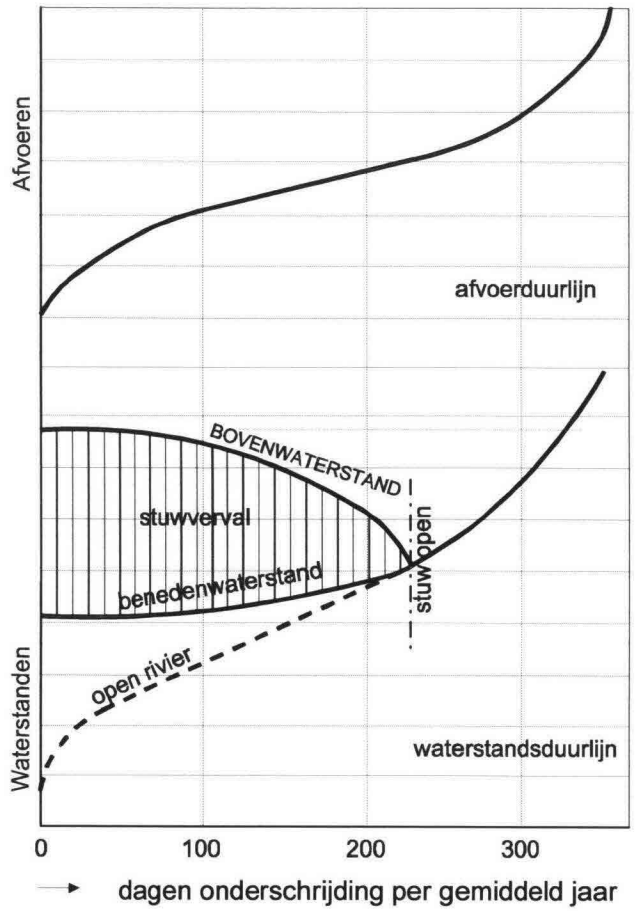
Met behulp van een verhanglijnen-berekening kan het vereiste waterniveau in A worden berekend waarbij het vereiste peil in B wordt gehaald. Dit peil is afhankelijk van het debiet (hoe groter het debiet des te kleiner de opstuwing).



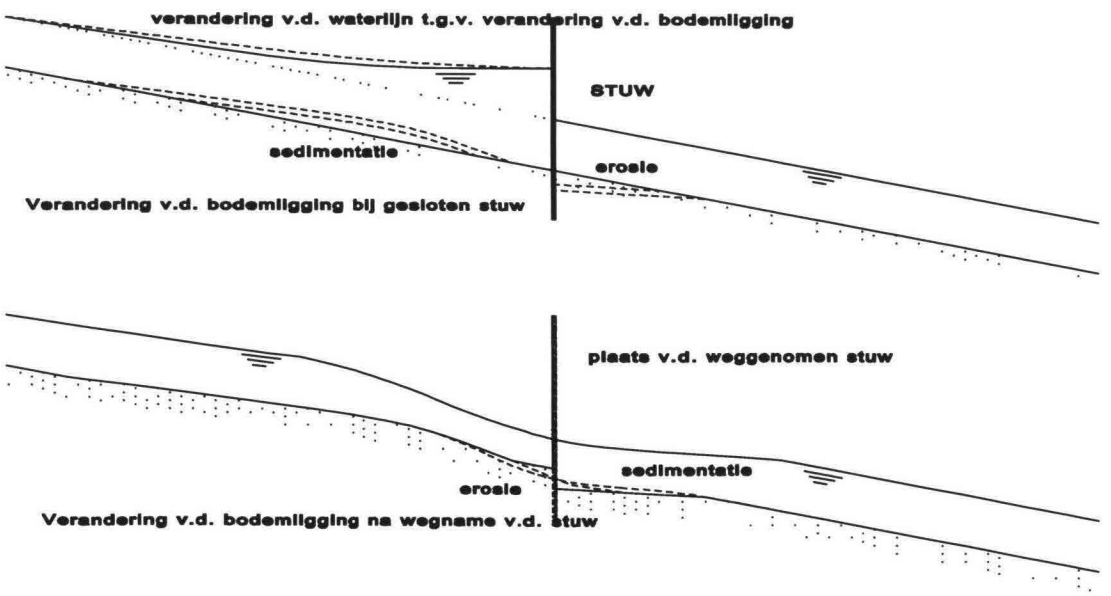

**Figuur 4-25: Serie van stuwen**

Het debiet is niet constant maar kan worden weergegeven met een afvoerduurlijn. Deze geeft de relatie tussen de afvoer en de gemiddelde overschrijding in dagen per jaar. Met behulp van de *Q-h* relatie kan vanuit de afvoerduurlijn een waterstandsduurlijn ter plaatse van de stuw worden samengesteld. Een dergelijke waterstandsduurlijn wordt het stuwprogramma genoemd (zie Figuur 4-26).

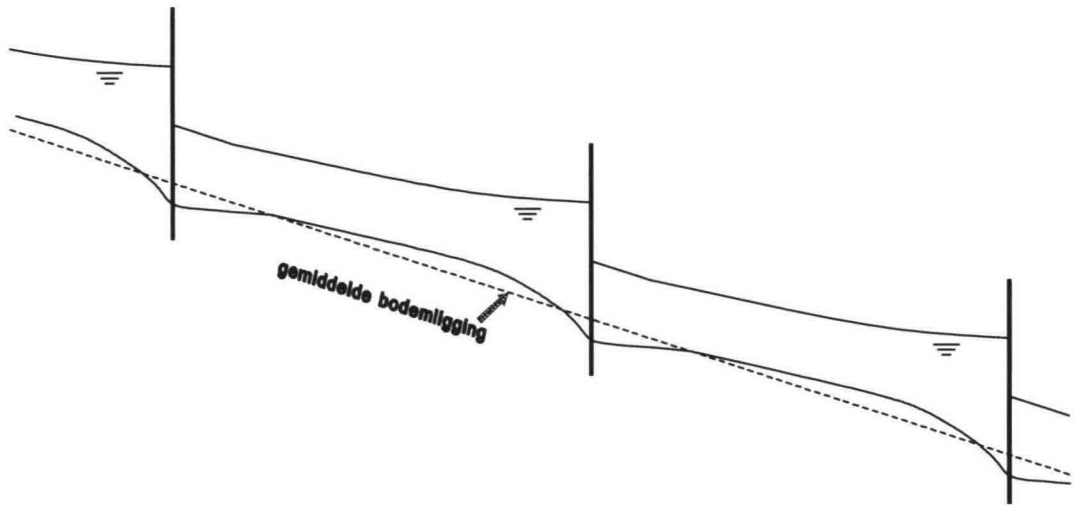
Voor de sedimentatie bij opstuwing door de beweegbare stuw geldt min of meer hetzelfde als bij de vaste stuw. Bij de geopende stuw zal er echter weer erosie plaats vinden bovenstrooms van de stuw en sedimentatie benedenstrooms van de stuw (zie Figuur 4-27). Door verandering van het doorstroomprofiel t.p.v. het kunstwerk ontstaat er sterkere turbulentie direct achter de stuw, waardoor plaatselijk extra verdiepingen (ontgrondingskuilen) kunnen ontstaan. Bij een serie van beweegbare stuwen zal er een gemiddelde bodemligging ontstaan als aangegeven in Figuur 4-28.




Figuur 4-26: Stuwprogramma




Figuur 4-27: Erosie en sedimentatie bij weggenomen stuw




Figuur 4-28: Gemiddelde bodemligging bij een serie beweegbare stuwen

### 4.5.3 Waterafvoer

In perioden met zeer lage afvoeren zal het afstromende water worden gebruikt om de stuwpanden gevuld te houden.
Bij hogere afvoeren, waarbij gebruik van het stuwmiddel nog wel nodig is, zullen de stuwmiddelen een bepaalde hoeveelheid water moeten kunnen doorlaten, zonder hinder te geven in het benedenstroomse pand.

Worden de afvoeren nog groter, dan is stuwen niet meer nodig. Vooral bij de zeer hoge afvoeren van de rivier is het van belang dat het doorstromingsprofiel bij het stuwmiddel zoveel mogelijk het oorspronkelijke dwarsprofiel van de rivier benadert. Dit in verband met de optredende stroomsnelheden, die niet teveel van de normale stroomsnelheden mogen afwijken. Gebeurt dit wel dan kan de sedimenttransportcapaciteit plaatselijk sterk fluctueren met als gevolg ongewenste geulvormingen en aanzandingen op kritieke plaatsen.
Bij de zeer hoge afvoeren zal men ervoor moeten zorgen dat net als bij de normale rivier, de aanwezige uiterwaarden kunnen worden gebruikt, als afstroommogelijkheid voor het rivierwater.

### 4.5.4 Scheepvaartdoorlaat

Het debiet waarbij de rivier bevaarbaar is zonder regulering van de waterstanden wordt $Q_{bevaarbaar}$ genoemd (in Figuur 4-24 is dit de "afvoer waarbij de stuw wordt verwijderd").

Bij afvoeren lager dan $Q_{bevaarbaar}$ zal het stuwlichaam moeten functioneren om de minimum benodigde waterdiepte voor de scheepvaart te realiseren. De scheepvaart moet het verval, dat over het stuwmiddel staat, overwinnen met behulp van een apart kunstwerk zoals een schutsluis. De schutsluis heeft dus een dubbele functie, n.l. het doorlaten van schepen en het keren van water.

Worden de afvoeren groter dan $Q_{bevaarbaar}$, dan kunnen de stuwmiddelen worden verwijderd. Voor de scheepvaart bestaat dan eventueel de mogelijkheid om van de doorstroomopening(en) in de stuw gebruik te maken. Dan hebben de schepen immers geen tijdverliezen, die bij het passeren van de schutsluis wel aanwezig zijn.

Bij zeer hoge afvoeren wordt de stroomsnelheid op de rivier in het algemeen zo groot, dat geen scheepvaart meer mogelijk is. Deze situatie kan enkele dagen per jaar voorkomen. Men dient dan voor voldoende vluchthavens voor de scheepvaart te zorgen.

Tegen het gebruik van de doorstroomopeningen of van aparte doorvaartopeningen in de stuw door de scheepvaart is een aantal bedenkingen in te brengen. Allereerst is voor de scheepvaart een opening met een grote dagwijdte noodzakelijk. De breedte van deze opening is o.a. afhankelijk van het soort schepen, het aantal schepen, de grootte van de schepen, is er sprake van opvaart en afvaart en de

grootte van de stroomsnelheid. Men moet in het algemeen minstens rekenen op een breedte van ***2 à 2,5 maal de maatgevende scheepsbreedte***. Dit betekent bijvoorbeeld bij de aanwezigheid van ***4-baks duwconvooien*** een breedte van *45 à 50 m*, wat als regel belangrijk meer is dan de economische overspanning van waterbouwkundige staalconstructies. Dit betekent dat een aparte doorvaartopening in de stuw, alhoewel vaak vereist, relatief duur is.

Ook de eerdergenoemde maximum toelaatbare stroomsnelheid in de stuw met betrekking tot de scheepvaart maakt dat de doorstroomopening in de stuw niet veel mag verschillen van het effectieve dwarsprofiel van de rivier bij hoge afvoeren, als er nog scheepvaart mogelijk is. Dit leidt tot grote openingen, wat een kostbare zaak is.

Een ander probleem is de bodemligging van de rivier bij de aansluiting met de stuw. Om de scheepvaartgeul constant op de scheepvaartopeningen in de stuw gericht te houden zijn vaak kostbare voorzieningen noodzakelijk. Immers door de wisseling van open en gesloten stand van het stuwmiddel wordt het sedimenttransport steeds op andere wijze beïnvloed.

Tenslotte zal de scheepvaartbeweging door de stuw ook in verticale zin beperkingen opleggen aan het ontwerp. Hierbij moet met name worden gedacht aan vrije hoogte en waterdiepte.

De slotconclusie luidt dat aparte scheepvaartopeningen in de stuw altijd veel extra geld kosten. Als het aantal dagen per jaar dat de scheepvaart door de stuw kan of moet varen slechts gering is, bijvoorbeeld 30 dagen per jaar, dan is het in het algemeen niet economisch verantwoord scheepvaartopeningen aan te brengen. Zo zijn bijvoorbeeld bij de kanalisatie van de Donau en de Mississippi geen mogelijkheden voor de scheepvaart om door de stuw te varen. In Nederland bij de kanalisatie van de Maas en de Nederrijn echter wel.

### 4.5.5 Doorvoer van vaste stoffen

Hierbij moet worden gedacht aan:
- ***drijvend materiaal zoals vuil en ijs***
- ***sediment***

Van het ***drijvende materiaal*** is het ijs de belangrijkste factor. Om de ijsvelden en grote ijsschotsen goed te kunnen afvoeren en het ontstaan van ijsdammen te voorkomen, dienen de openingen voor de ijsdoorlaat tamelijk groot te zijn. Verder zal men bij het ontwerp van de pijlers en landhoofden terdege rekening dienen te houden met de ijsbelasting. Andere drijvende voorwerpen zullen hoogstens tot stootbelastingen op het stuwmiddel aanleiding kunnen geven en stellen geen aparte eisen aan de doorlaatopeningen. Voor uit het roer lopende schepen moet eventueel een opvanginstallatie worden aangebracht.

Voor wat betreft het ***sedimenttransport*** moet nog worden gewezen op het gevaar van afzettingen op de drempel, met het oog op de beweegbare onderdelen zoals het afsluitmiddel. Is er veel sedimenttransport, of komen er stenen e.d. voor, dan zal men een profielvernauwing toepassen. Deze moet zodanig zijn dat de stroomsnelheid zo groot wordt, dat een afzetting in de stuw wordt voorkomen. Wel betekent dit een extra belasting op het rivierbed door de verhoogde turbulentie achter de stuw, waardoor ontgrondingen kunnen ontstaan. Deze (lokale) ontgrondingen kunnen een bedreiging vormen voor de stabiliteit van het kunstwerk. In het college CT4310, Bed, bank and shore protection wordt hier nader op in gegaan.

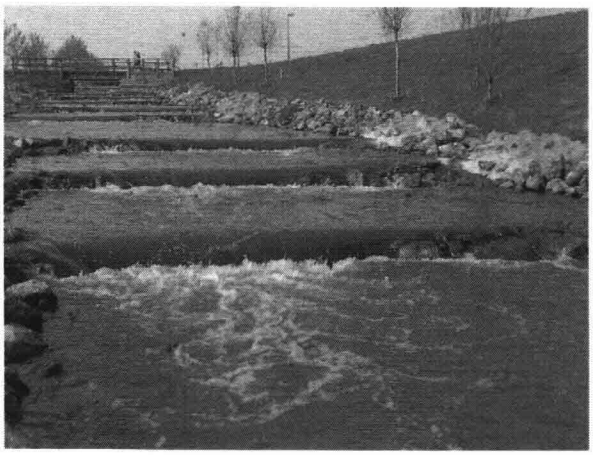
### 4.5.6 Vistrek

Verschillende vissoorten zoals zalm en forel zullen in het seizoen dat zij kuit gaan schieten stroomopwaarts willen zwemmen. Het stuwmiddel vormt dan zonder bepaalde voorzieningen een onneembaar obstakel, waardoor het ecologische systeem wordt onderbroken, zie Paragraaf 2.8. Daarom wordt in de landhoofden of in de pijlers wel een z.g. ***vistrap*** of vislift aangebracht. Er is dus een aantal functies waaraan het stuwcomplex moet voldoen. Dat kan nooit in één kunstwerk worden verenigd, zodat in een stuwcomplex in een scheepvaartweg een aantal aparte kunstwerken moet worden aangebracht.

Zonder hier nader op in te gaan kunnen worden genoemd:
- het eigenlijke stuwmiddel
- één of meer schutsluizen
- een waterkrachtcentrale
- een vistrap
- aansluitingswerken, zoals geleidewerken naar de schutsluizen, toeleidingskanalen, oeververdedigingen, vluchthavens etc.

De onderlinge situering van deze kunstwerken moet zodanig zijn dat, zowel de afvoer van het rivierwater en van het ijs als de doorvaart van de schepen zo ongestoord en gemakkelijk mogelijk kan plaatsvinden. Daarbij moet men niet alleen denken aan de ongestuwde toestand, maar ook aan de perioden dat het stuwmiddel is gesloten. Als voorbeeld is in Figuur 4-29 de situatie van de stuw bij Linne weergegeven, met links de vistrap, in het midden de waterkrachtcentrale en daarnaast de stuw. De benodigde ruimte voor de vistrap word bepaald door de minimale diepte en maximale stroomsnelheid, afhankelijk van de vissoort. Via de bekkens kan de vis in Linne een hoogteverschil van 4 m overbruggen. In Figuur 4-30 is de constructie van de vistrap van de stuw te Hagestein weergegeven. Het gaat hierbij om 24 treden met elk een hoogteverschil van 16 cm, en een bekkenbreedte van circa 10 m. In het midden van de overlaten is een verticale gleuf gemaakt van 30 cm breed, voor vissen die zich graag op de bodem ophouden. Vooral typische riviervissen als zalm, barbeel en rivierdonderpad profiteren van vispassages.

**Figuur 4-29: Vispassage naast waterkrachtcentrale en stuw te Linne, 1985 (Royal Haskoning)**



**Figuur 4-30 Bekkens vistrap stuw te Linne / Detail constructie vistrap stuw te Hagestein, 2004 (RWS / www.georgefoto.nl)**

## 4.5.7 Energiebenutting

De energie van het water wordt door de opstuwing geconcentreerd in een plaatselijk verval, waardoor de turbines van de waterkrachtcentrale worden aangedreven. Het ***arbeidsvermogen*** van de turbines wordt bepaald door het produkt van de waterafvoer en het verval, $Q \cdot \Delta H$ . Een waterkrachtcentrale is dus gebaat bij een constant debiet en een zo groot mogelijk verval; een combinatie derhalve van afvoerregulering en waterstandsregulering.

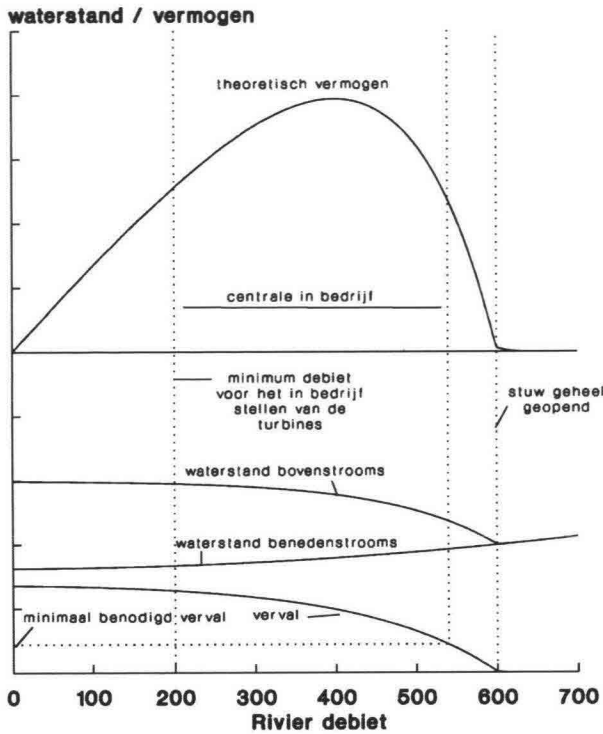
Om te functioneren heeft de centrale een bepaald minimaal debiet nodig. Bij zeer lage afvoeren moet met behulp van de stuwmiddelen overal in het stuwpand een minimale waterdiepte in stand worden gehouden. Het is dan lang niet altijd mogelijk om een voldoende debiet uit het stuwpand af te tappen en de centrale zal moeten worden stilgelegd. Daarnaast is een bepaald minimaal verval nodig om de turbines te laten draaien. Wordt de afvoer zodanig dat een kleiner verval over het stuwmiddel wordt bereikt, dan zullen de centrales moeten worden stopgezet. Er is een maximum debiet dat de turbines kunnen verwerken. Het deel van het rivierdebiet dat dit maximum overschrijdt zal door de stuw moeten worden afgevoerd. In Tabel 4-1 is een overzicht gegeven van mogelijke bedrijfsvoeringen bij beschikbare rivierdebieten.

**Tabel 4-1 Mogelijke bedrijfsvoering waterkrachtcentrale bij beschikbaar rivierdebiet**

| beschikbaar rivierdebiet: | bedrijfsvoering: |
|---|---|
| $Q_r$ < minmaal benodigd debiet | centrale ligt stil |
| minimaal debiet < $Q_r$ < maximaal verwerkbaar debiet | alle afvoer gaat door de centrale |
| maximaal debiet < $Q_r$ < debiet bij minimaal benodigd verval | er gaat een debiet van $Q_{max}$ door de centrale en de rest gaat door de stuw |
| $Q_r$ > debiet bij minimaal benodigd verval | centrale werkt niet meer → de totale afvoer gaat door de stuw |

Men zal tot winning van waterkracht overgaan als het geschetste beeld een rendabele bedrijfsvoering oplevert en de centrale niet te lang stil ligt (zie Figuur 4-31).

Voor de regeling van de afvoer zal men bijzondere aandacht dienen te besteden aan de situaties dat de centrale moet worden uitgeschakeld en ineens het volledige debiet door het stuwmiddel moet worden doorgelaten.




**Figuur 4-31: Bedrijfsvoering centrale**

# 4.6 Verbetering van een riviertraject A - B

In het voorgaande is reeds een aantal verbeteringswerken behandeld die in de eerste plaats tot doel hadden de afvoer van de rivier te verbeteren. Daarbij werd op diverse plaatsen al vermeld dat de afvoerverbetering en de verbeteringen voor de scheepvaart niet altijd los van elkaar konden worden gezien, maar dat de verbeteringen een kwestie waren van accenten leggen.

In vogelvlucht wordt daarom nu langs de diverse aanpassingswerken gegaan. Als handvat wordt gebruik gemaakt van de ontwerpboom voor het bevaarbaar maken van een rivier, zoals die in hoofdstuk 2, Figuur 2-2, staat vermeld. In de ontwerpboom is het probleem aan de orde gesteld van de slechte bevaarbaarheid van een riviertraject A-B. Oplossingen worden aangedragen om het maatgevende schip toch op dit traject te laten varen. Deze oplossingsprincipes zullen nu worden getoetst op hun realisering vooral wat betreft hun technische uitvoerbaarheid.

## 4.6.1 Toetsing van oplossingsprincipes

Voor de nummering van de oplossingsprincipes wordt verwezen naar de corresponderende nummers in Figuur 2-2.

**1 VERVANGENDE VAARWEG**

***1a natuurlijke vaarweg***

- Andere rivier gebruiken (parallelroute); Deze rivier moet natuurlijk wel aanwezig zijn, goed bevaarbaar zijn en niet teveel tijd kosten voor de scheepvaart dat het omvaren met zich meebrengen.
- Nieuwe "rivier" tussen A en B graven.

In de eerste plaats moet de oplossing geografisch mogelijk zijn. Het is te beschouwen als een grootschalige bochtafsnijding, waarvan de gevolgen uit paragraaf 4.3.2 bekend zijn. Daarnaast zal bij een nieuw traject, dat korter is dan het oude traject A-B, bovenstrooms van dit traject uitschuring ontstaan, terwijl benedenstrooms van het traject juist aanzanding zal optreden. Er ontstaat een nieuw evenwicht en het is maar de vraag of de eindsituatie er beter op is geworden.

***1b kunstmatige vaarweg***

Hier zou men gebruik kunnen maken van functiesplitsing door de waterafvoer langs de bestaande rivier te laten plaatsvinden en de scheepvaart langs een nieuw traject te laten afwikkelen. Voor dit laatste zou men kunnen denken aan een scheepvaartkanaal (geen stromend water, dus nagenoeg horizontale waterspiegel), waarbij het verval tussen A en B in één of meerdere stappen wordt overwonnen. Het kanaal bestaat dan uit een aantal panden, onderling verbonden door bijvoorbeeld schutsluizen of scheepsliften. Meestal zal dit scheepvaartkanaal vlak langs de rivier lopen en daarom worden aangeduid als lateraal kanaal. Een bekend voorbeeld in Nederland is het Julianakanaal langs de Maas. Hier wordt nog nader op teruggekomen bij de scheepvaartkanalen.

***1c schipverplaatsingsmiddel***

Het schip beweegt niet zichzelf voort, maar wordt voortbewogen, bijvoorbeeld in een bak met water. Het probleem is dan terug te voeren tot het brengen van het schip van het niveau in A tot het niveau in B over de afstand A-B. In paragraaf 8.2 worden deze oplossingen nader uitgewerkt. Deze oplossing komt alleen in aanmerking bij een afstand A-B, minder dan circa 2 km.

**2 SCHEEPVAART BEÏNVLOEDEN**

***2a bestaande schepen met kleinere diepgang***

- De waterverplaatsing en daarmee de diepgang van een schip wordt voornamelijk bepaald door het totale gewicht van het schip, dus eigen gewicht + lading. De factor, die het gemakkelijkste is te beïnvloeden, is het gewicht van de lading. In de praktijk betekent dit dat de hoeveelheid lading en daardoor de diepgang wordt aangepast aan de op dat moment aanwezige waterdiepte. Dat is economisch gezien nadelig omdat om dezelfde hoeveelheid vracht te vervoeren meer schepen moeten worden ingezet. Toch wordt deze oplossing nog veel toegepast omdat andere ingrepen nog veel kostbaarder zijn. Denk bijvoorbeeld in dit verband aan de regelmatig terugkerende perioden met lage waterstand op het Duitse gedeelte van de Rijn.
- Opdrijfmiddelen gebruiken. Te denken valt hierbij aan tanks of pontons, die naast het schip worden gebracht, vastgemaakt en leeggepompt. Dit idee is hoogstens rendabel te maken over een zeer korte afstand, dus bijvoorbeeld door een schip over een plaatselijke ondiepte heen te tillen. In Nederland werden zo vroeger bij Pampus - een ondiepte in de Zuiderzee vóór Amsterdam - wel ***scheepskamelen*** ingezet.

***2b andere scheepstype ontwerpen of gebruiken***

Het doel moet zijn het schip, met behoud van de hoeveelheid te vervoeren lading, een kleinere diepgang te geven. Dit zou op de volgende manieren gerealiseerd kunnen worden:

- Zoeken naar een gunstige verhouding tussen het gewicht van de lading en het eigen gewicht van het schip. Dit kan men bijvoorbeeld bereiken door het voortstuwingsmechanisme los te koppelen van de laadeenheid, zoals bij duwconvooien het geval is.
- Zoeken naar een andere verhouding tussen de lengte, breedte en diepgang van het schip. Als voorbeeld hiervan kan gelden het ontwerp van een "restricted draught" tanker (beperkte diepgang) die door de geul bij de Maasvlakte Europoort moet kunnen bereiken.
  In het algemeen zijn de oplossingen in deze categorie zeer ingrijpend en zeer kostbaar.

**3 VERLAGING VAN DE BODEM VAN DE RIVIER**

In de ontwerpboom is onderscheid gemaakt tussen een continu en een discontinu proces. Bij een continu proces moet men denken aan werkzaamheden die een tijdelijk karakter hebben, dus telkens opnieuw dienen plaats te vinden. Bij een discontinu proces is er sprake van werken die een permanente ingreep in de bodemligging betekenen.

***3a tijdelijke ingreep***

De meest bekende tijdelijke ingreep in de bodemligging is het baggeren. Dit moet steeds weer gebeuren als de ondiepten zich opnieuw gevormd hebben, zoals bijvoorbeeld na het optreden van een hoogwaterafvoer. Het baggeren heeft daarom slechts zin als een plaatselijke ingreep, zoals bijvoorbeeld bij ondiepten ontstaan als de geul in de rivier van de ene naar de andere oever oversteekt ***(crossings).*** Bovendien moet men eraan denken dat de baggerschepen hinder kunnen opleveren voor de scheepvaart. Zie paragraaf 4.3.1.

***3b Permanente ingreep***

Hierbij wil men een permanente verlaging van de rivierbodemligging bereiken. Er zal in dat geval een regulering van het rivierbed moeten worden toegepast over het gehele riviertraject of over het gedeelte dat de hinderlijke ondiepten bevat. Men zou dan kunnen denken aan de volgende oplossingen:

- **Opruiming van plaatselijke "harde" obstakels**

Deze obstakels kunnen worden gevormd door bijvoorbeeld rotsdrempels of leembanken. Het opruimen hiervan kan soms verstrekkende gevolgen voor de rivier en de omgeving hebben. Zie voor de uitwerking hiervan eerder in dit hoofdstuk.

- **Bedregulering**

Door gebruik te maken van een vergroting van de stroomsnelheid in de rivier kan men een verdieping tot stand brengen. Daarvoor zal men de rivier smaller dienen te maken, wat in de praktijk gebeurt door middel van het aanbrengen van ***kribben*** en ***strekdammen***. De versmalling van de rivier kan nadelige gevolgen voor de scheepvaart met zich meebrengen. In de eerste plaats kan de voor de verdieping benodigde breedte kleiner zijn dan de voor de scheepvaart vereiste minimale breedte. Verder kan door de verdieping de stroomsnelheid toenemen tot een voor de scheepvaart onaanvaardbare grootte. Een ander nadeel kan zijn dat de rivier ongeschikt is geworden voor het afvoeren van grote debieten.

**4 WATERSTANDSVERHOGING IN DE RIVIER**

***4a Waterafvoer vergroten***

De waterafvoer van een rivier over het gehele jaar bezien, en zeker ook over een aantal jaren, is lang niet altijd constant en kan soms grote variaties opleveren, met name in tropische gebieden. Door het water in tijden van overvloed bij hoge rivierafvoeren op te sparen en bij watertekort af te laten op de rivier, kan een nivellering van de rivierwaterafvoer worden bereikt. Men kan zo over een aantal jaren de gemiddelde afvoer vaststellen: $Q_{gem}$.
Voor een goede bevaarbaarheid van de rivier is een bepaalde waterafvoer noodzakelijk: $Q_{vereist}$.
Deze $Q_{vereist}$ is te berekenen uit de volgende formule:

$$Q = C \cdot b \cdot h^{3/2} \cdot i^{1/2} \qquad (4.11)$$

waarin:

| | |
|---|---|
| $C$ | = de bodemruwheidscoëfficiënt, bijvoorbeeld 50 $m^2$/sec |
| $b$ | = aanwezige, evt. benodigde rivierbreedte voor de scheepvaart [m] |
| $h$ | = vereiste waterdiepte [m] |
| $i$ | = het verhang over het riviertraject A-B [-] |

Met formule (3.45) gaat (4.11) over in:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot b \cdot h^{5/3} \cdot i^{1/2} \qquad (4.12)$$

waarin:

| | |
|---|---|
| $n$ | = ruwheidsfactor volgens Manning, $n \approx 0{,}02$ [s/$m^{1/3}$] |

Men kan nu twee gevallen onderscheiden:

- $Q_{vereist} > Q_{gem}$

De rivierwaterafvoer is, ook over een aantal jaren genomen, niet toereikend om de gewenste bevaarbaarheid te leveren. Een oplossing zou dan nog kunnen bestaan uit het aanvoeren van water van elders, zoals uit meren of andere rivieren met behulp van zijrivieren of stroomkanalen. Dit systeem is o.a. toegepast in de Rhein-Main-Donauverbinding op het gedeelte waar de aansluiting van de Donau met het Europa-kanaal plaatsvindt.
Een eerste vereiste is natuurlijk dat een geschikte waterbron aanwezig is.

- $Q_{vereist} \leq Q_{gem}$

Als de rivier gemiddeld gesproken wel voldoende afvoer heeft, dan zal men het water bij hoge rivierafvoeren dienen te kunnen opvangen (buffervorming).
Daarvoor zal men meestal in de bovenloop van de rivier op een geschikte plaats een reservoir moeten creëren door het aanbrengen van een stuwdam in de rivier. Een dergelijke dam, die ook gebruikt kan worden bij de hoogwaterbestrijding of t.b.v. waterkracht, brengt wel een grote

verandering in het benedenstroomse regime van de rivier met zich mee. Uit hoofdstuk 5, paragraaf 4, is bekend dat door de onderbreking van het zandtransport, direct benedenstrooms van de dam uitschuring zal optreden. Door deze verdieping zal het verhang kleiner worden en de waterspiegel gaan dalen.
Bovenstrooms van de dam zal juist aanzanding plaatsvinden, waardoor het bassin (reservoir) kan dichtslibben en zijn functie als bergingsmogelijkheid kan verliezen.
Een voorbeeld van deze methode is de dam met reservoir in de Niger bij Timboektoe. Door op geregelde tijden water af te laten kan de bevaarbaarheid van de Niger benedenstrooms van de dam met enkele maanden per jaar worden verlengd.

***4b Verkleining van rivierbreedte***
Deze oplossing is eerder indirect ter sprake gekomen bij 3b-2, normalisatie van de rivier. De bezwaren, die daar zijn genoemd tegen een kleinere rivierbreedte, gelden ook hier. Bovendien moet men eraan denken dat een plaatselijke versmalling van de rivier een discontinuïteit geeft in de stroomvoerende breedte, waardoor sprongen in het rivierbed kunnen optreden.

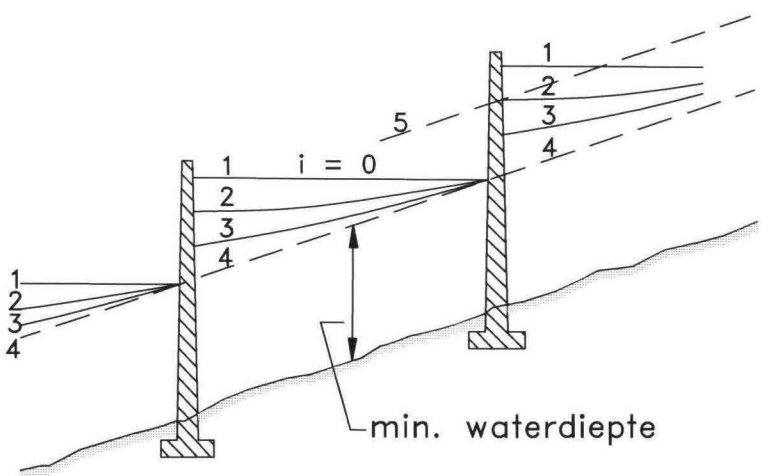
***4c Weerstandscoëfficiënt C verkleinen***
Dit betekent dat men de rivierbodem en oevers ruwer moet maken. Het principe komt neer op een vergroting van de weerstand. In het laagwaterbed van de rivier is een kunstmatige ingreep vrijwel niet mogelijk omdat de natuur zelf daar de zandribbels vormt, die bepalend zijn voor de *C*-waarde. Deze oplossing wordt daarom ook verworpen.

***4d Verkleining van het verhang $i = H / L$***
- **Lengte van riviertraject vergroten**

Deze oplossing lijkt erg op die genoemd bij 1a een vervangende vaarweg. Er gelden dezelfde bezwaren met nu nog het feit dat de schepen een langere weg dienen af te leggen, wat de oplossing minder rendabel maakt. Wat betreft de aansluiting aan het niet veranderde riviergedeelte kan worden gesteld, dat ook daar aanzandingen en uitschuringen zullen optreden, maar nu juist tegengesteld aan die genoemd bij de bespreking in 1a.

- **Het hoogteverschil *H* in één of meer stappen verkleinen (kanalisatie)**

Door het aanbrengen van stuwmiddelen in het riviertraject is het mogelijk overal voldoende vaardiepte te krijgen. Maatgevend is hierbij de waterstand direct bij de stuw aan de benedenstroomse zijde bij een minimale rivierafvoer (zie Figuur 4-32).




**Figuur 4-32: Minimum stuwprogramma**

Heeft de rivier helemaal geen afvoer, dan is i=0 en loopt de waterspiegel dus horizontaal. Bij elke gestuwde toestand van de rivier, dus als $Q_{optredend} < Q_{vereist}$ is, zal een middel ter overwinning van het verval door de scheepvaart aanwezig moeten zijn.

### 4.6.2 Keuzebepaling van oplossingsprincipes

Uit de veelheid van mogelijke oplossingsprincipes is niet gemakkelijk één, zij het voorlopige, keuze te maken. Bij de bespreking van de verschillende mogelijkheden is zo goed mogelijk aangegeven wat de haalbaarheid van de oplossing is, evenals de beperkingen die het principe in zich houdt. Veelal zal de keuze toch worden bepaald door de minimale totaalkosten voor de voorgestelde oplossing. Een goede kostenraming is in dit stadium van het ontwerpproces echter nog niet zo eenvoudig.
Stel er is gekozen voor een kanalisatie van het riviertraject A-B. In het algemeen kan worden gezegd dat bij de aanleg van een groot aantal stuwen er een klein verval over de stuw staat. Dit is gunstig voor de aanlegkosten, terwijl er weinig verhoging van de waterstanden bovenstrooms van de stuwen optreedt. Hierdoor dienen de dijken maar weinig te worden opgehoogd en vertoont de grondwaterspiegel van het terrein slechts een geringe verhoging. Daartegenover staat als ongunstig effect van een groot aantal stuwen dat de scheepvaart meer oponthoud heeft door het grote aantal schutsluizen.

De voornaamste factoren, die een globale kostenraming bepalen, zijn:
- aanlegkosten van de stuwlichamen, de schutsluizen, de bedijkingen etc.
- kosten door oponthoud voor de scheepvaart
- schade aan omgeving door de hogere waterstand en de kosten die moeten worden gemaakt om de nadelige invloed te beperken
- exploitatie- en onderhoudskosten.

## 4.7 Aanbevolen literatuur

Jansen, P.Ph., et al., *Principles of River Engineering, The non-tidal alluvial river*. Delft: Delftse Uitgevers Maatschappij, 1979.

# 5 Kunstmatige waterlopen

## 5.1 Open waterlopen

### 5.1.1 Inleiding

Kunstmatige open en gesloten waterlopen kunnen in hun algemeenheid twee functies hebben, te weten transport van water (stroomkanaal) en transport te water (scheepvaartkanaal).
Het doel van het transport van water kan betrekking hebben op de aanvoer van water ten behoeve van huishoudelijk gebruik, industrieel gebruik, waar onder koelwater, bevloeiing van landbouwgronden of ten behoeve van waterkrachtcentrales. Bij waterkrachtcentrales wordt veelal gebruik gemaakt van drukleidingen. Het kan echter ook betrekking hebben op de afvoer van overtollig of gebruikt water, al dan niet verontreinigd met afvalstoffen of thermische verontreiniging.
Het doel van het transport te water, waarbij het water als dragend medium wordt gebruikt, kan betrekking hebben op zowel scheepvaart als op het hydraulisch transport van zand en van ertsen door drukleidingen en in feite ook het hydraulisch vervoer van afvalstoffen.

In de praktijk wordt veelal getracht beide genoemde doeleinden te verenigen, bijvoorbeeld een scheepvaartkanaal dat tevens een waterafvoerende functie vervult, dan wel een irrigatiekanaal dat wordt gebruikt voor transport van landbouwproducten.

De variaties in afmetingen van waterlopen zijn zeer groot, vanaf de poldersloot met waterdiepten van enkele decimeters en bodembreedtes in de orde van een meter tot aan het grote zeescheepvaartkanaal met waterdiepten van bijvoorbeeld 20 m en breedtes van enige honderden meters.

Gezien de grote diversiteit van doeleinden en afmetingen, zal het duidelijk zijn, dat hier slechts enkele voorbeelden met een beperkt aantal randvoorwaarden kunnen worden uitgewerkt. Zo zal nauwelijks aandacht worden besteed aan randvoorwaarden betreffende kosten van aanleg zoals grondaankoop, grondwerken en oever- en bodemverdediging, de nodige kunstwerken, de bedrijfs- en onderhoudskosten, enz. en de randvoorwaarden betreffende de baten van het waterbouwkundige werk.

De wijze waarop een stroom- c.q. scheepvaartkanaalproject moet worden aangepakt en uitgevoerd is veelal gecompliceerd, mede gezien de vele variabelen zoals keuze van tracé, lengteprofiel en dwarsprofiel. In de praktijk zien we dan ook dat vele voorstudies worden verricht waaruit een aantal alternatieven voortkomt. Na een afwegingsproces (politiek, milieu, economie) wordt tenslotte een definitief ontwerp vastgesteld.

Bij het ontwerp van een stroomkanaal kan worden begonnen met de beschouwingen voor het dwarsprofiel, dus in feite ligging, vorm en afmetingen van het dwarsprofiel, uitgaande van een ***eenparige waterbeweging***.
Uiteraard gelden voor de stroming in een dergelijk dwarsprofiel de wetten van de vloeistofmechanica, zoals de continuïteitsvergelijking en de bewegingsvergelijking. De hierin voorkomende variabelen, de waterafvoer $Q$, het verhang van de energielijn $i$ en de ruwheid $C$ kunnen bij stroomkanalen een zeer grote variatie vertonen. Ook als deze variabelen gegeven worden, zijn ligging, vorm en afmetingen van het dwarsprofiel nog niet bepaald.

Daarnaast is een studie van lengteprofiel en tracé noodzakelijk. In feite wordt het tweedimensionale probleem (dwarsprofiel) hiermee uitgebreid tot een driedimensionaal probleem.

Bij de studie van tracé en lengteprofiel moet vaak een keuze gemaakt worden tussen:
- het accepteren van grote afwijkingen van de kortste verbinding tussen begin- en eindpunt
- de aanleg van grote delen van het kanaal in ophoging c.q. ingraving
- de bouw van gecompliceerde kunstwerken die discontinuïteiten in de waterspiegel mogelijk maken.

Veelal zal men komen tot een optimalisering, waarbij alle drie deze elementen voorkomen.
Verschillende tracés kunnen worden bezien, die op het eerste gezicht aantrekkelijke oplossingen bieden. Vooral in heuvelachtig terrein kan dit leiden tot vele mogelijke oplossingen, waarbij combinaties kunnen voorkomen van opeenvolgende verdedigde en onverdedigde stroomkanalen, drukleidingen, aquaducten, tunnels, hevels, sifons, hellende goten, stortwerken en pompstations. In de praktijk is het meestal niet mogelijk om lengteprofiel en tracé onafhankelijk van elkaar te bepalen.

In het voorgaande is steeds uitgegaan van een enkelvoudige leiding, die water transporteert van een begin- naar een eindpunt. Er zijn echter vele voorbeelden van meer gecompliceerde stelsels van leidingen met parallel- en serieschakelingen. Gedacht kan worden aan meervoudige drukleidingen, aan drainagestelsels, stadsgrachten enz. Aan dergelijke netwerken wordt hier geen verdere aandacht besteed.

## 5.1.2 Kanalen voor watertransport[10]

Bij de behandeling van de stroomkanalen zal nu wat dieper worden ingegaan op het dwarsprofiel. Voor het lengteprofiel en het tracé wordt verwezen naar het collegedictaat CT3041, Geometrisch en constructief ontwerp van wegen en spoorwegen.

In de formule van de waterbeweging ($Q = CA\sqrt{Ri}$ of $Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} i^{1/2}$, zie hoofdstuk 3) zijn het natte oppervlak *A* en de hydraulische straal *R* representatief voor vorm en afmetingen van het dwarsprofiel. De waterafvoer Q, de ruwheidscoëfficiënt *C* of de ruwheidsfactor n en het verhang *i* zijn dan de factoren, die deze vorm en afmetingen een schaal geven.

Het debiet *Q* is een van buitenaf opgelegde grootheid; deze wordt enerzijds bepaald door de behoefte aan aanvoer of afvoer van water, anderzijds door de mogelijkheid van wateronttrekking of waterlozing. Deze behoefte en mogelijkheid zullen tot gevolg kunnen hebben, dat de afvoer varieert in de seizoenen, in de dagen van de week, en soms zelfs in de uren van de dag. Voor de bepaling van de afmetingen van het dwarsprofiel zal in de meeste gevallen het maximum debiet bepalend zijn. Indien de afvoer kunstmatig geregeld wordt, bijvoorbeeld door een regelbaar inlaatwerk of door een pomp, kan men inderdaad spreken van een maximum afvoer, al zal door regelonnauwkeurigheden toch een kleine variatie kunnen optreden.

Afhankelijk van de functie van het kanaal is niet alleen het "maximum" debiet voor de bepaling van vorm en afmetingen van belang, maar ook een lagere afvoer, bijvoorbeeld het "minimum" debiet. Dit is bijvoorbeeld het geval bij irrigatiekanalen. In dit geval is het belangrijk dat bij het minimum debiet bepaalde waterstanden niet worden onderschreden.

Een tweede variabele factor bij de bepaling van vorm en afmetingen van het dwarsprofiel is het verhang *i*. In feite is dit het ***verhang van de energielijn***. Bij uniforme stroming in open leidingen is dit, zoals we eerder zagen, even groot als het ***waterspiegelverhang*** en het ***bodemverhang***.

Het energieverhang kan in sommige gevallen door de topografie gegeven zijn. Binnen bepaalde grenzen kan het verhang gevarieerd worden, waardoor verschillende oplossingen mogelijk worden. In het algemeen wordt getracht sedimenttransport in kunstmatige waterlopen te voorkomen. Dit legt dus eisen op aan het verhang om te voorkomen dat sedimentatie of erosie zal optreden.

Bij irrigatiekanalen is men over het algemeen gebaat bij een klein verhang, om te komen tot het grootst mogelijke gebied dat kan worden bevloeid.

[10] Kanalen voor scheepvaart worden behandeld in hoofdstuk 7

Dit betekent lage snelheden en dus een lage transportcapaciteit. Een methode om sedimentatie in het stroomkanaal te voorkomen kan zijn het aanbrengen van een **zandvang** in het begin van het kanaal. Dit is een verbreed en vooral verdiept gedeelte waar door het grotere dwarsprofiel de stroomsnelheid afneemt en het sediment in het water tot bezinking kan komen. Periodiek wordt zo'n zandvang dan doorgespoeld.

In het geval van een toevoerkanaal t.b.v. een waterkrachtinstallatie geldt min of meer hetzelfde. Hoe kleiner het gekozen verhang in de leiding, hoe groter het beschikbare verval in de waterkrachtinstallatie. Dit resulteert enerzijds in een groter dwarsprofiel, dus grotere kosten van de leiding, maar anderzijds in een grotere opbrengst aan elektrische energie. Dit optimalisatievraagstuk behoort tot het specifieke vakgebied waterkracht en zal hier verder buiten beschouwing blijven.

Het ontwerp is sterk afhankelijk van factoren zoals:
- waarde van de grond
- beschikbare ruimte
- kosten van het grondverzet
- kosten van een eventueel toe te passen bodem en taludbescherming bij hoge stroomsnelheid
- mate waarin de grondwaterstanden mogen worden beïnvloed, etc.

Indien de beschikbare ruimte beperkt is en (daardoor) de waarde de van de grond relatief hoog t.o.v. de overige factoren, zal gekozen worden voor een maximaal mogelijk verhang en dus een minimaal dwarsprofiel dat afhankelijk van de stroomsnelheid voorzien is van een bodem- en taludbescherming. Het verhang wordt bij voorkeur toch niet veel groter gekozen dan het verhang van het terrein om diepe insnijdingen te voorkomen. Bij diepere insnijdingen wordt de bovenbreedte immers groter, waardoor meer terreinverlies en meer grondverzet ontstaat.
Bij groot verhang kan schietend water ontstaan. Over het algemeen zal men in open leidingen geen schietend water toelaten, omdat er een zware bodembescherming moet worden aangebracht en omdat bij een overgang van schietend naar stromend water een watersprong plaats vindt. Ter plaatse van de watersprong moet veel energie worden gedissipeerd. Dit vraagt om een goede bescherming van bodem en oevers. De plaats van de watersprong is niet exact te bepalen en is gevoelig voor verandering van het debiet. Daarom wordt meestal aan het benedenstroomse einde van een kanaal met schietend water een ***woelbak*** geconstrueerd om zo de plaats van de ***watersprong te fixeren***.
In wezen is de keuze van het verhang weer een kostenvraagstuk. Daar, waar de topografie dit vraagt, zullen dan ook hellende goten met schietend water gevolgd door een woelbak toepassing kunnen vinden. Bij een gegeven debiet en een gegeven energiehoogte zijn twee waterstanden mogelijk, een kleine bij schietend water en een grote bij stromend water. De optredende waterstand is afhankelijk van de stroomsnelheid (verhang). Er bestaat een energieniveau waarbij slechts één waterdiepte mogelijk is bij een gegeven debiet. Het verhang dat hierbij hoort heet het ***grensverhang*** en is het verhang waarbij ***stromend*** water overgaat in ***schietend***.

$$i_{gr} = \frac{g}{C^2} \cdot \frac{A}{BR} \tag{5.1}$$

of:

$$i_{gr} = gn^2 \cdot \frac{A}{BR^{4/3}} \tag{5.2}$$

waarin:
$C$ = coëfficiënt van Chezy [$m^2/s$]
$n$ = ruwheidsfactor volgens Manning [$s/m^{1/3}$]
$A$ = stroomvoerende doorsnede [$m^2$]
$B$ = breedte van de waterspiegel [m]
$R$ = hydraulische straal [m]
*(voor afleiding van de formule wordt verwezen naar het collegedictaat CT2100, Vloeistofmechanica)*

Bij zeer brede kanalen nadert de waarde $A/B{\cdot}R$ tot *1*, bij een half cirkelvormig kanaal is deze waarde *1,6*.

We kunnen dus globaal berekenen welk maximum verhang we mogen toelaten om geen schietend water te krijgen. Bij een zeer ruwe brede goot zou dit bij een $C = 30\ m^{1/2}/s$ of $n=0,035\ s/m^{1/3}$ dus zijn $i_{gr} = 0,01$; bij een zeer gladde goot met $C = 70\ m^{1/2}/s$ of $n = 0,015\ s/m^{1/3}$ wordt dit: $i_{gr} = 0,002$.

De derde factor die van directe invloed is op vorm en afmetingen van het stroomkanaal is de coëfficiënt $C$ of $n$ die verband houdt met de ruwheid.
Bij het ontwerpen en berekenen van stroomkanalen levert de bepaling van de waarde $C$ of $n$ de meeste moeilijkheden op.

Na behandeling van de factoren $Q$, $i$ en $C$ of $n$, zal nu nader ingegaan worden op de afmeting $A$ van het dwarsprofiel en de vorm van dit dwarsprofiel, gekenmerkt door de verhouding tussen breedte en diepte.

Om economische redenen zal er in vele gevallen naar gestreefd worden om het dwarsprofiel van een stroomkanaal zo klein mogelijk te houden (kosten van grondverzet, waarde van de grond, beperkt beschikbare ruimte). Indien $Q$, $i$ en $C$ gegeven zijn, kan een minimum alleen nog bereikt worden door de hydraulische straal $R = A/P$ zo groot mogelijk te maken, of liever gezegd: men zal proberen de natte omtrek $P$ zo klein mogelijk te maken. Dit heeft bij toepassing van bekleding tevens het voordeel, dat de kosten hiervan een minimum zullen zijn.
Voor een gesloten, gevulde leiding is dit de cirkelvormige buis, waarvoor geldt:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{\pi r^2}{2\pi r} = 0,5r \qquad (5.3)$$

Bij open waterlopen geeft de halve cirkel het meest economische dwarsprofiel indien we alleen kijken naar de minimale natte omtrek. Ook hier is $R = 0,5r$.

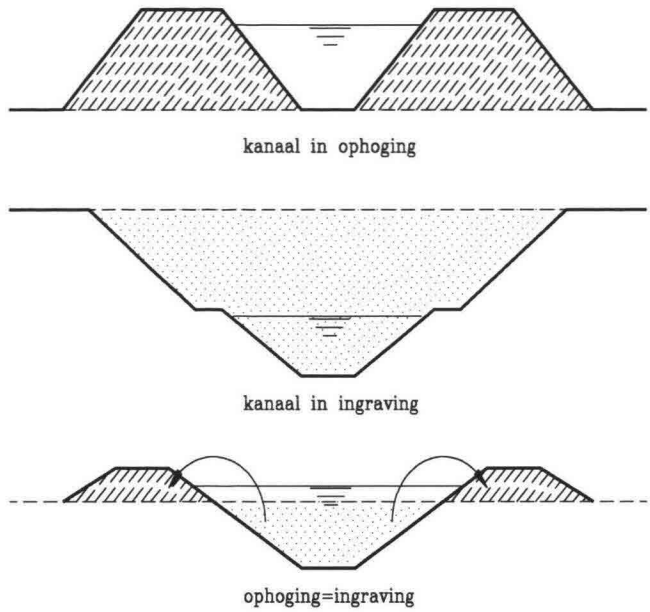
Alleen bij leidingen met kleine diameter, waarbij gebruik wordt gemaakt van geprefabriceerde betonelementen, wordt het halve cirkelvormige type wel toegepast. Bij grotere kanalen wordt de trapeziumvorm het meest toegepast. Hierbij kan het talud recht, gebroken of zelfs gebogen zijn.
De taludhelling wordt steeds bepaald aan de hand van grondmechanische beschouwingen over de stabiliteit, waarbij de grondwaterstroming een belangrijke rol speelt. Bij de keuze van de diepte zullen grondmechanische en geologische overwegingen eveneens een belangrijke rol spelen (denk aan zeer harde of sterk doorlatende lagen).

**Ligging t.o.v. het maaiveld**
Indien volledige vrijheid bestaat om de waterspiegelhoogte van een open waterloop te kiezen, dan zal deze toch over het algemeen niet op maaiveldhoogte worden gelegd. Een zekere waakhoogte is nodig in verband met de onzekerheden in de ontwerpafvoer $Q$ en in de te verwachten coëfficiënt $C$. Afhankelijk van een in te stellen gevoeligheidsonderzoek zal de waakhoogte minimaal 0,50 m zijn. Andere factoren die hierbij een rol kunnen spelen zijn de opwaaiing, golfslag, dwarsverhang in bochten, translatiegolven bij afvoerregeling enz. Door deze waakhoogte zal de ontgraving dus groter zijn dan die van het natte dwarsprofiel alleen. Bij een kanaal in diepere ingraving zal dit extra grondverzet een steeds grotere rol gaan spelen; het optimale dwarsprofiel wordt hierdoor anders van vorm.

Het zal duidelijk zijn, dat nu de breedte van de waterspiegel een belangrijke rol gaat spelen. Deze zal zo klein mogelijk worden genomen. Dit betekent in de eerste plaats, dat de optimale bodembreedte kleiner wordt en bij een ingraving van enige betekenis tot nul wordt gereduceerd, behoudens een kleine afronding in de overgang. Verder zullen de taluds zo steil mogelijk worden gemaakt. De keuze van een onverdedigd kanaal kan hierdoor worden gewijzigd in een kanaal met bekleding, of zelfs in een bakvormig kanaal met grondkerende muren.
Moet de waterspiegel nog lager komen dan kan een tunnel met vrije waterspiegel tenslotte goedkoper worden dan een open ingraving. Dan zal de verhouding breedte/hoogte vrijwel uitsluitend bepaald gaan worden door de uitwendige drukken op de koker.
In Figuur 5-1 zijn voorbeelden gegeven van hier genoemde oplossingen.

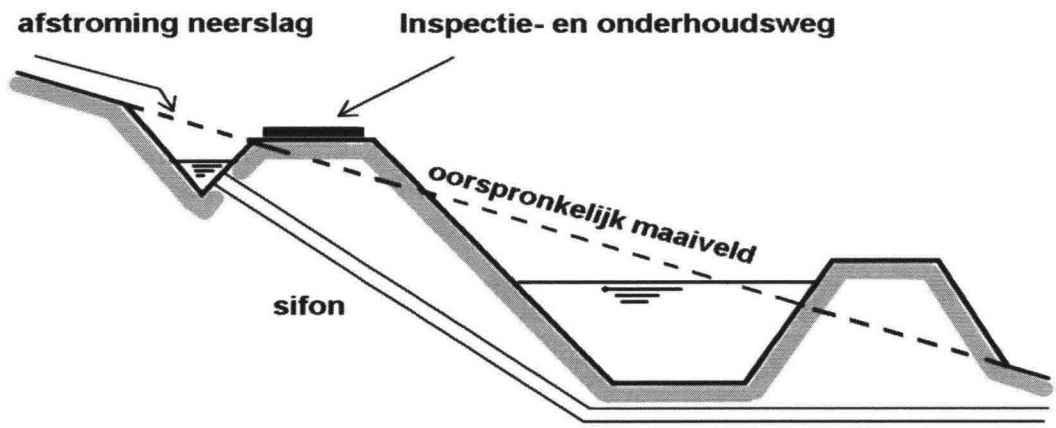
Behalve de hoogteligging van het maaiveld ten opzichte van de waterspiegel in de open waterloop, kan ook de helling van het terrein loodrecht op de kanaalas een factor zijn, die de keuze en ligging van de leiding beïnvloedt. Afhankelijk van de doorlatendheid van het maaiveld en de intensiteit van

regenbuien, kan reeds bij een terreinhelling van enige tot een aantal procenten water over het maaiveld tot afvoer komen. Het is veelal niet wenselijk dat dit water direct in de waterloop stroomt i.v.m. erosie van de taluds.




**Figuur 5-1: Ligging van het dwarsprofiel t.o.v. het maaiveld**

Bij een kanaal in ingraving dient het afstromende water te worden opgevangen in een parallel greppel waarvan het water door sifons kan worden afgevoerd onder de waterleiding. Is er toch een inspectie- en onderhoudsweg nodig langs het kanaal, dan kan deze er tussen worden geplaatst (zie Figuur 5-2). Bij een kanaal in ophoging dient eveneens gezorgd te worden voor afvoer van het afstromende water.




**Figuur 5-2: Maaiveld onder helling loodrecht op de kanaal-as**

## Grondwater

Aangezien het grondwater een belangrijke rol kan spelen bij beslissingen betreffende vorm en ligging van de waterloop, is een afzonderlijke bespreking ervan wel gewenst. Voor de basiswetenschap wordt verwezen naar de vakgebieden der grondmechanica en grondwatermechanica. De belangrijkste punten bij het grondwater zijn de hoogteligging van het freatisch vlak ten opzichte van de waterspiegel in de open waterloop, het verhang van het freatisch vlak, de doorlatendheid van de bodem en de eventuele gelaagdheid.

Indien de grondwaterspiegel horizontaal ligt (geen stroming) en op dezelfde hoogte als de open waterloop, is er in wezen slechts één probleem, namelijk het kwaliteitsverschil van grond- en kanaalwater. Het kan zijn dat uitwisseling tussen beide ongewenst is, hetzij omdat de kwaliteit van het leidingwater penetratie in de bodem ontoelaatbaar maakt (afvalwater), hetzij omdat de kwaliteit van

het grondwater opname ervan in de waterloop ontoelaatbaar maakt (irrigatiewater dat door zoutgebieden wordt geleid). In dergelijke gevallen is het waterdicht maken van bodem en taluds noodzakelijk.

In de meeste gevallen, zeker in bepaalde perioden, zullen grond- en kanaalwaterspiegel niet op dezelfde hoogte liggen. Ligt de grondwaterspiegel lager dan de waterspiegel van het kanaal, dan krijgen we te maken met waterverlies ten gevolge van wegzijging. Dit te verwachten verlies kan berekend worden met de Wet van Darcy, waarbij de doorlatendheidscoëfficiënt uit metingen bepaald dient te worden, of geschat aan de hand van de korreldiameter.

Wordt de wegzijging economisch onaanvaardbaar door het waterverlies of door verdrassing van aanliggende lage gronden, dan zal bij genoemde type kanalen een waterdichte bekleding moeten worden aangebracht. Deze kan relatief goedkoop zijn, omdat de waterdruk de bekleding tegen de wanden en bodem drukt.
Veel moeilijker en kostbaarder wordt de oplossing indien de grondwaterstand hoger ligt dan de waterspiegel in het kanaal. Hierbij kan men accepteren dat water uit de omgeving naar het kanaal stroomt. Dit heeft gevolgen voor de omgeving (verlaging van de grondwaterstand) en voor de stabiliteit van de taluds (uittredend grondwater). Ter vergroting van de stabiliteit kan een filterconstructie op het talud worden aangebracht.
Indien verlaging van de grondwaterstand of uittredend grondwater onaanvaardbaar is kan een waterdichte constructie worden toegepast. Deze moet dan wel bestand zijn tegen de optredende opwaartse waterdruk. Dit leidt al snel tot grote constructiedikte (zie Figuur 5-3).

Figuur 5-3: Waterdichte constructie

## 5.2 Gesloten waterlopen (leidingen)

### 5.2.1 Inleiding

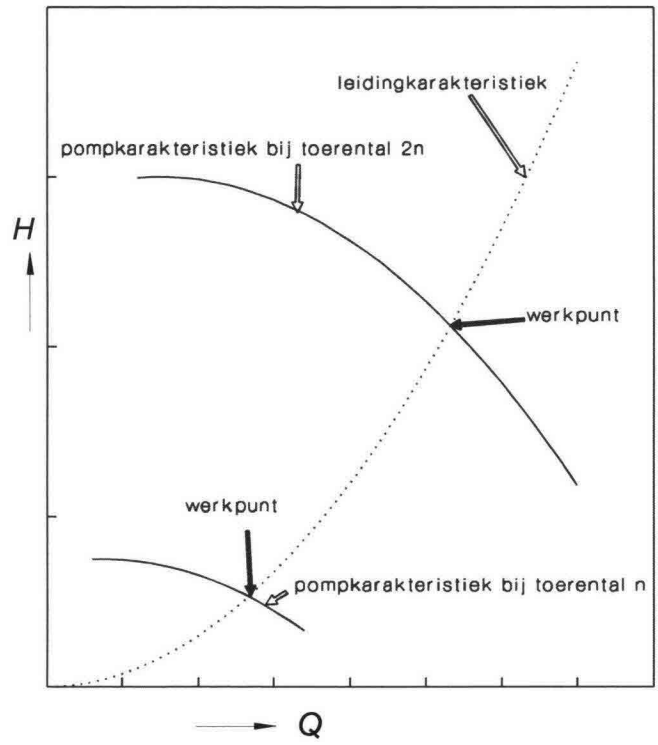
In sommige omstandigheden verdient het de voorkeur om gesloten leidingen te gebruiken voor het transport van water. De aanleiding kan liggen in de fysische of chemische eigenschappen van het water, dan wel in de topografische randvoorwaarden. Deze elementen zullen in het volgende worden besproken. Voor de vloeistofmechanica wordt terug verwezen naar paragraaf 3.4, pag. 70.

**Fysische en chemische eigenschappen**
Het kan noodzakelijk zijn water met bepaalde fysische of chemische eigenschappen gescheiden te houden. Hierbij kan worden gedacht aan stoom of water voor stadsverwarming. Transport in een open waterloop zou leiden tot te grote temperatuurverliezen. Bij het spreken over chemische eigenschappen kan worden gedacht aan geheel of gedeeltelijk gezuiverd drinkwater, dat men niet wil blootstellen aan de invloed van de omgeving. Bij de afvoer van afvalwater is het juist mogelijk dat men de omgeving wil beschermen tegen de invloed van de getransporteerde vloeistof. Overigens is het gebruik van gesloten leidingen voor het transport van vloeistoffen niet beperkt tot water. Er bestaan in ons land ook uitgebreide leidingsystemen voor het transport van olie en chemicaliën. De noodzaak om hier gesloten leidingen toe te passen hoeft nauwelijks nader te worden toegelicht.

**Topografische randvoorwaarden**
In paragraaf 6 werd reeds duidelijk gemaakt dat een open waterloop in het algemeen de contouren van het terrein volgt, om kostbare ingravingen en ophogingen te vermijden. In sterk geaccidenteerd terrein kan dit aanleiding geven tot problemen. Men moet dan zijn toevlucht nemen tot een gesloten leiding om de hoogteverschillen te kunnen overbruggen. Merkwaardig genoeg doet hetzelfde zich voor in zeer vlak terrein, waar onvoldoende verhang aanwezig is om de gewenste hoeveelheid water te verplaatsen. Gebruik van een gesloten leiding levert dan de mogelijkheid om het benodigde verhang te creëren door het opwekken van een hoge druk in een (pers)leiding.

## 5.2.2 Combinatie van pomp en leiding

De leidingkarakteristiek en de pompkarakteristiek (zie Bijlage B) van een gegeven leiding en een gegeven pomp kunnen worden gecombineerd in één figuur (zie Figuur 5-4).
Dit levert een snijpunt van *Q-H* krommes (van de pomp en van de leiding). Dit is het ***werkpunt*** waarop de pomp zich zal instellen. Bij elk toerental hoort een andere pompkarakteristiek. Door variatie van het toerental kan het gewenste werkpunt dus worden ingesteld.
Het is uiteraard van belang dat het rendement juist in het werkpunt optimaal is.




**Figuur 5-4: Bepaling van het werkpunt**

## 5.2.3 Waterslag en leidingbreuk

De werkdrukken in het lengteprofiel van een gesloten leiding kunnen betrekkelijk eenvoudig worden bepaald. Belangrijke afwijkingen van deze drukken kunnen optreden t.g.v. plotselinge wijzigingen in het debiet die veroorzaakt worden door bijvoorbeeld het vastlopen van een pomp, het snel sluiten van een klep of andere soortgelijke oorzaak. Afhankelijk van de snelheid waarmee het debiet verandert kunnen zo drukstoten ontstaan (waterslag) met mogelijk ernstige consequenties voor de leiding.

De gevolgen van waterslag kunnen worden bestreden door vergroting van de sterkte van de leiding. Dergelijke maatregelen zijn vaak zeer kostbaar en niet altijd afdoende. Daarom wordt er vaak de voorkeur aan gegeven de oorzaak te bestrijden door maatregelen die een plotselinge debietvariatie tegengaan. Denk hierbij aan bufferschachten, afblaasventielen, watertorens, mechanische vertraging op afsluiters, vliegwiel op pompas, etc.

Vooral daar waar gesloten leidingen zich bevinden in de nabijheid van andere essentiële kunstwerken (dijken) dient bijzondere aandacht te worden besteed aan beveiliging tegen breuk. Hiertoe bestaan speciale rekenvoorschriften samengebracht in de z.g. pijpleidingcode.

# 6 Constructies ten behoeve van rivierregulering: stuwen

## 6.1 Vaste stuwen: stuwdammen

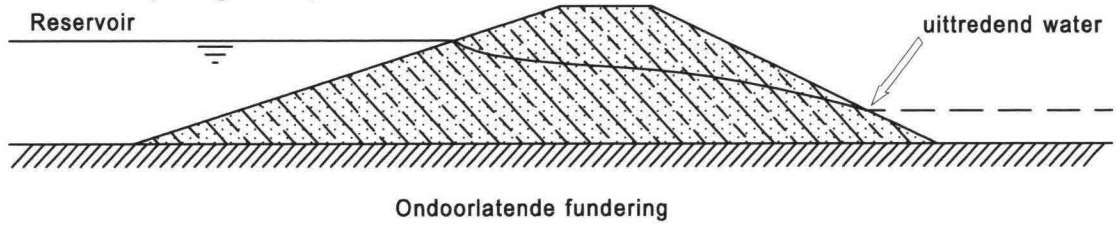
Bij de regulering van de rivierafvoer is er gesproken over de aspekten die een rol spelen bij de aanleg van een reservoir. In het college CT1310 Hydrologie wordt nader ingegaan op de capaciteitsbepaling van reservoirs.
De bepaling van de grootte van het reservoir mag echter niet los gezien worden van de constructies die nodig zijn. De hoogte van de stuwdam kan op technische gronden gebonden zijn aan een maximum. Een kosten/baten analyse moet leiden tot een economisch verantwoord ontwerp.
Het gaat te ver om hier het volledige ontwerp van stuwdammen te behandelen. We beperken ons daarom tot een korte inleiding die bestaat uit de opsomming van enkele damtypes en wat belangrijke eigenschappen. Het college CT5304 Waterpower engineering gaat dieper op het ontwerp in.

Het is gebruikelijk om een indeling van de damsoorten te maken naar het materiaal (grond, breuksteen of beton) van de constructie.
We onderscheiden dan:
- *de gronddam,*
- *de rotsdam en*
- *de betonnen dam.*

Elk van deze soorten is weer onder te verdelen in een aantal typen afhankelijk van de vorm en uitvoering.

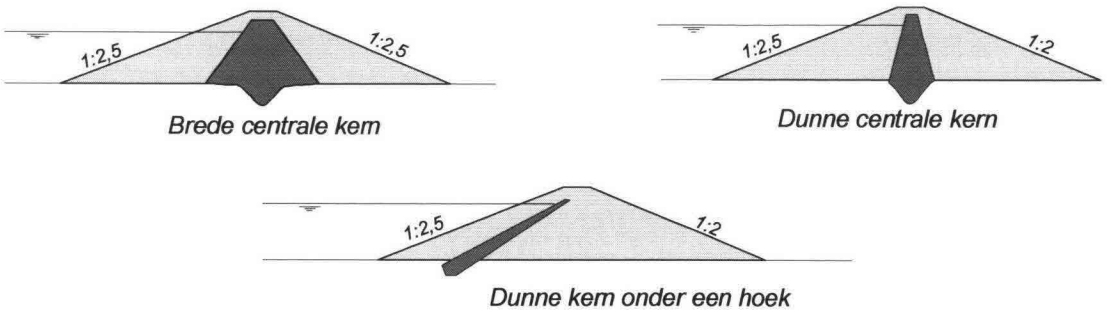
De gronddammen zijn onder te verdelen in:
- *het homogene type,*
- *het type met een ondoorlatende kern en*
- *het samengestelde type.*

**Het homogene type**
Het homogene type bestaat uit één soort materiaal en kan vergeleken worden met de oude traditionele dijken langs de rivieren in Nederland. Het materiaal is niet waterdicht en er stroomt water door de dam (zie Figuur 6-1).




**Figuur 6-1: Homogene gronddam**

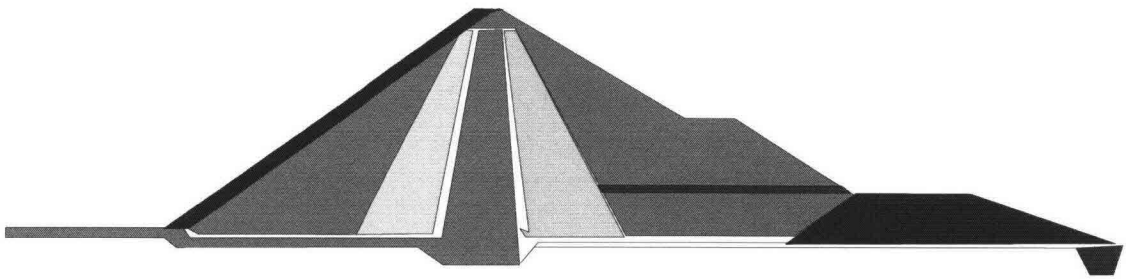
**Het type met ondoorlatende kern**
Het type met ondoorlatende kern bestaat uit een dam van loskorrelig materiaal met daarin een ondoorlatende kern. Deze kern kan varieren van een dunne bitumineuze zone tot een brede kleikern. Ook voor de plaats en de vorm van de kern zijn veel mogelijkheden denkbaar (zie Figuur 6-2).




**Figuur 6-2: Gronddammen met ondoorlatende kern**

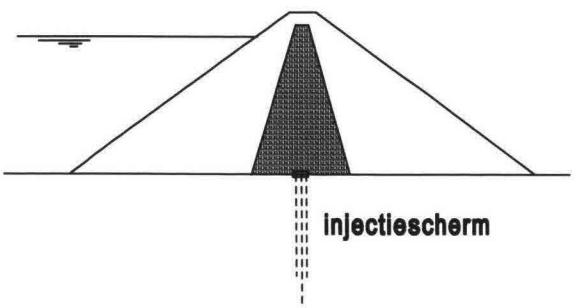
### Het samengestelde type

Het samengestelde type bestaat uit een ondoorlatende kern die wordt omsloten door meerdere grondlichamen van verschillende samenstelling met een grotere doorlatendheid. Door een goede keuze van (beschikbare) materialen kan een optimaal profiel worden ontworpen met steile taluds (zie Figuur 6-3).



**Figuur 6-3: Samengestelde gronddam**

De stabiliteit van een gronddam is afhankelijk van de toegepaste taluds, de grondwaterstroming door de dam, de draagkracht en de doorlatendheid van de ondergrond en natuurlijk de belastingen op de dam en de ondergrond.
De stabiliteit moet voor alle belastinggevallen worden gecontroleerd m.b.v. glijvlakberekeningen, waarbij zorgvuldig moet worden gekeken naar de grootte van de korrelspanning en de waterspaning. Het is belangrijk dat de stabiliteit ook wordt bekeken bij belastingen t.g.v. aardbevingen. Hierbij moet niet alleen gekeken worden naar de beweging van het grondlichaam, maar ook naar de extra belasting t.g.v. het optreden van een waterverplaatsing in het stuwmeer.

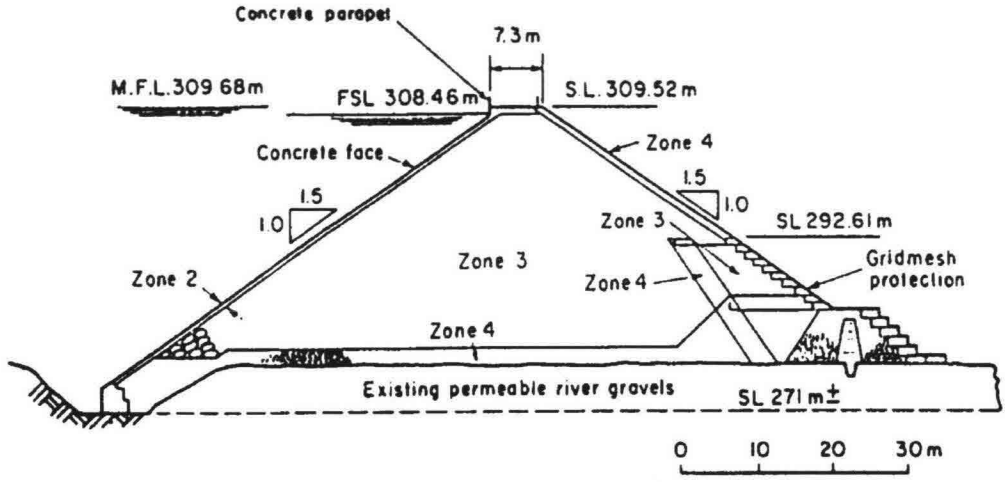



**Figuur 6-4: Injectiescherm**

De microstabiliteit van het benedenstroomse talud moet worden gecontroleerd met betrekking op het uittredende kwelwater.
De ondergrond kan bestaan uit draagkrachtig en goed doorlatend materiaal (grind en rotskeien) of uit slecht doorlatend en relatief slap materiaal (klei). In beide gevallen is grondverbetering noodzakelijk. In het eerste geval zal men de bodem injekteren met een afsluitend vloeibaar middel. Hierbij kan men kiezen uit bij cementlijm (grout) of chemicaliën (bijvoorbeeld waterglas). Het injecteren gebeurt door een rij van voorgeboorde injectiegaten. Op deze wijze ontstaat er een injectiescherm (zie Figuur 6-4).

In het tweede geval (slappe klei) zal men het liefst de minder draagkrachtige laag afgraven tot aan de harde rotslagen.

Rotsdammen worden opgebouwd uit rotsblokken (keien, rolsteen of breuksteen) en een ondoorlatende laag (vlies of kern). Een vlies kan bestaan uit bijvoorbeeld klei, beton, staal, bitumen of asfaltbeton (zie Figuur 6-5 ).




**Figuur 6-5: Doorsnede van een rotsdam met waterdichte taludbekleding**

Bij stuwdammen van beton worden onderscheiden:

- *de gewichtsdam*
- *de boogdam*
- *de steunbeerdam*

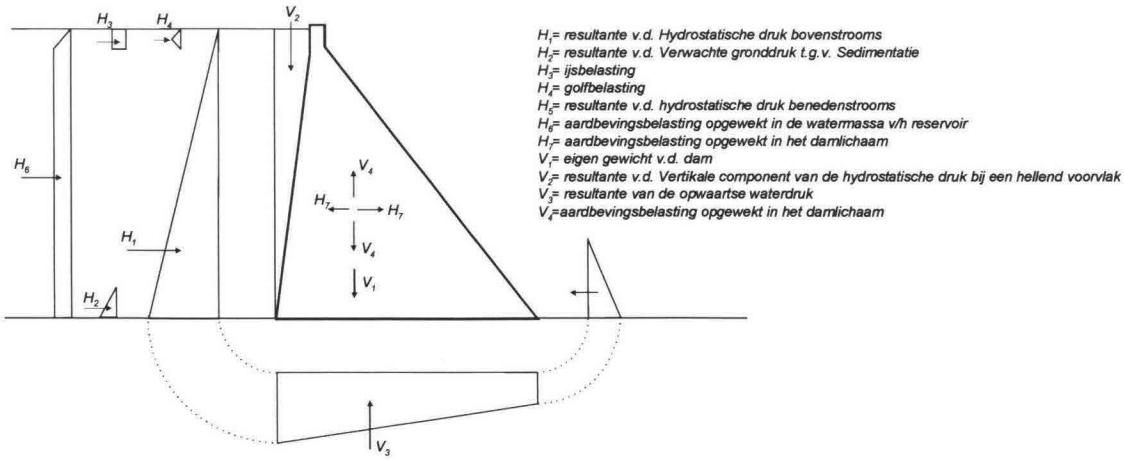
Het voornaamste verschil zit in de wijze van de krachtsafdracht.

**Gewichtsdam**

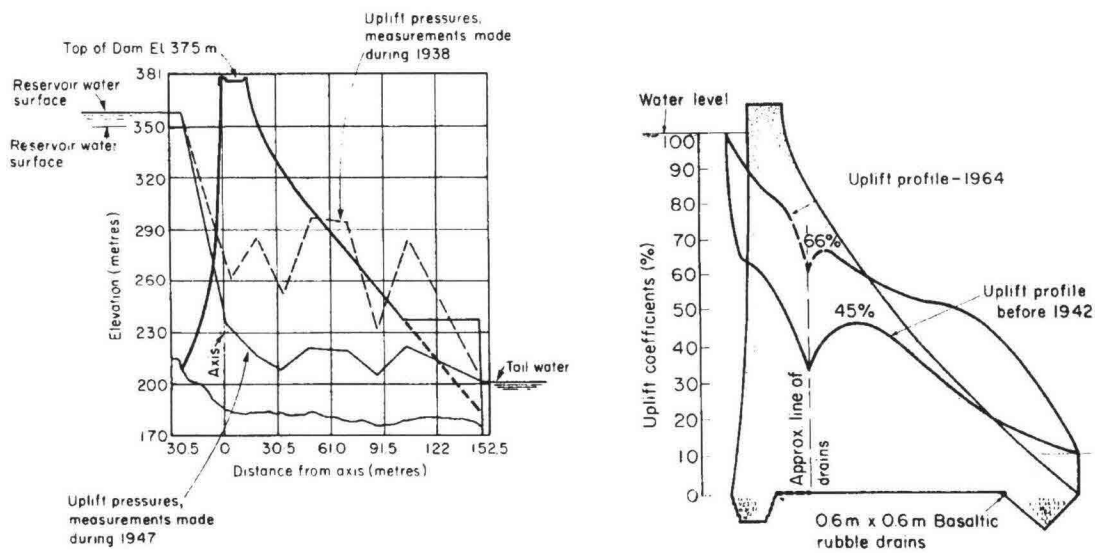
De gewichtsdam ontleent zijn stabiliteit aan zijn gewicht en de wrijving in het funderingsvlak. De wrijving langs het funderingsvlak is op zich weer afhankelijk van het gewicht van de dam.
Voor stabiliteit wordt geëist dat de dam niet kan kantelen om een willekeurig punt of afschuiven in een willekeurig horizontaal vlak. De drukspanningen in de dam en het funderingsmateriaal moeten beneden een maximum toelaatbare spanning blijven en trekspanningen t.g.v. statische belastingen moeten worden voorkomen. Dit laatste betekent dat de resultante van alle krachten in elk horizontaal vlak binnen de kern van dat vlak moet liggen. Dit geeft echter nog geen zekerheid dat er ook werkelijk geen trekspanning zullen optreden. Er kunnen namelijk nog trekspanningen ontstaan ten gevolge van aardbevingsbelastingen. Ook komen er trekspanningen voor ten gevolge van een gradiënt in de temperatuur in de dam. Deze ontstaat o.a. tijdens de uitvoering door het verharden van het beton (hydratatiewarmte). Het is daarom noodzakelijk om tijdens de verharding het beton te koelen. Ook zijn er trekspanningen in de dam aanwezig ten gevolge van krimp van het beton. Dit probleem tracht men op te lossen door het aanbrengen van voegen die later worden geïnjecteerd. Ten slotte ontstaan er ook buigtrekspanningen door ongelijkmatige verwarming (zon/water).

In Figuur 6-6 staan een aantal belastingen op de gewichtsdam getekend. Door het verschil in waterdruk boven- en benedenstrooms van de dam zal er de druk onder de dam niet overal gelijk zijn, hierdoor zal een grondwaterstroming plaats vinden. In Figuur 6-6 is het verloop van de waterduk onder de constructie lineair verondersteld. Voor homogene grond en rechte stroomlijnen is dit juist, maar in werkelijkheid is dit slechts een zeer eenvoudige benadering. Het werkelijke verloop van de waterspanning is vooraf niet bekend, maar is in de gebruiksfase wel te meten. Aan de hand van gemeten waterdrukken kan in de gebruiksfase nog besloten worden tot het nemen van maatregelen zoals het vergroten van de kwelweglengte m.b.v. injectieschermen en/of het aanleggen van drains in het funderingsvlak (boren). Een voorbeeld hiervan is de Hoover Dam in de U.S.A. waar in 1938 zeer hoge opwaarste drukken zijn gemeten die tot maatregelen noodzaakten (zie Figuur 6-7). Door het toepassen van drainage onder de dam kan dus de verticale waterdruk in het funderingsvlak worden gereduceerd . Het is echter raadzaam om deze reductie van te voren niet al te optimistisch in te

schatten omdat het dichtslibben van de drains en/of de omgeving waarin radiale toestroming plaatsvindt de opwaartse druk sterk kunnen laten toenemen (zie Figuur 6-7).




**Figuur 6-6: Belastingen op de gewichtsdam**



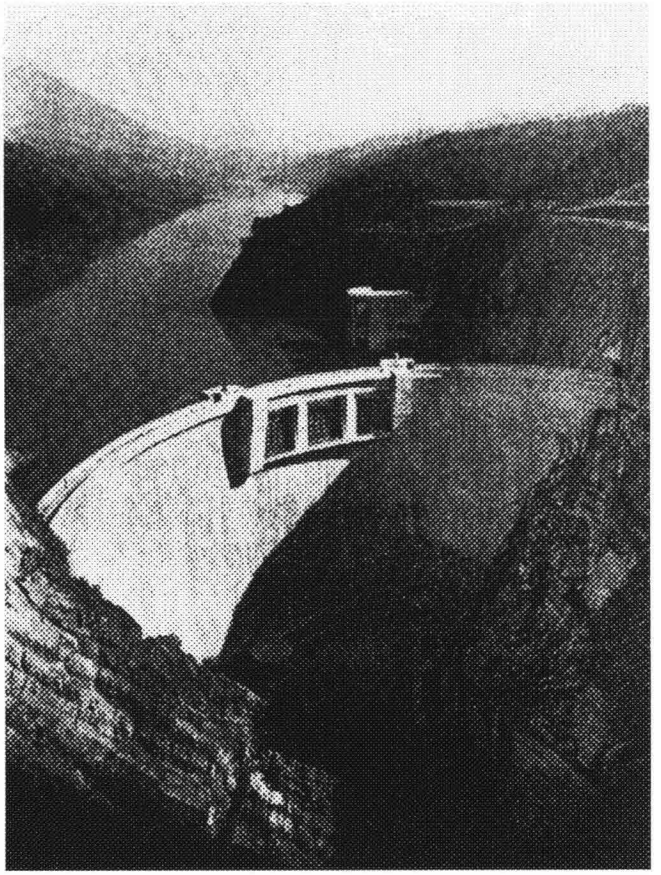

**Figuur 6-7: Waterdruk onder de Hoover Dam (afgenomen) / Gemeten waterdruk onder de Nepean Dam (toegenomen)**

## Boogdam

De boogdam is een in één of twee richtingen gekromde (ongewapend) betonnen wand (zie Figuur 6-8). De kromming voorkomt het optreden van buigspanningen en daardoor kan de wanddikte veel kleiner zijn dan bij een gewichtsdam. De boogdam draagt de belasting naar beneden en opzij af.

Aanvankelijk werden de boogdammen berekend m.b.v. de ketelformule (zie collegehandleiding CT3110 Constructie-mechanica 5) en werd verondersteld dat de belasting naar de zijkanten wordt afgedragen. De boogdam werd beschouwd als een aantal onafhankelijke ringen met een gelijke straal. Later (1920) is men de belastingafdracht driedimensionaal gaan beschouwen. Het vele rekenwerk maakte sterke schematisatie van het probleem noodzakelijk. De belastingverdeling werd berekend door de constructie in één richting te schematiseren als uitkraging (verticaal) en in de andere richting als gekromde ligger. Met behulp van moderne computers is het mogelijk om snel veel rekenwerk te verrichten. De eindige elementenmethode heeft het mogelijk gemaakt om de constructie van een boogdam driedimensionaal door te rekenen. In een relatief korte tijd kunnen enkele varianten worden doorgerekend en het ontwerp geoptimaliseerd. Om te voorkomen dat wapening moet worden gebruikt, streeft men er naar dat er alleen drukspanning in de dam voorkomen.

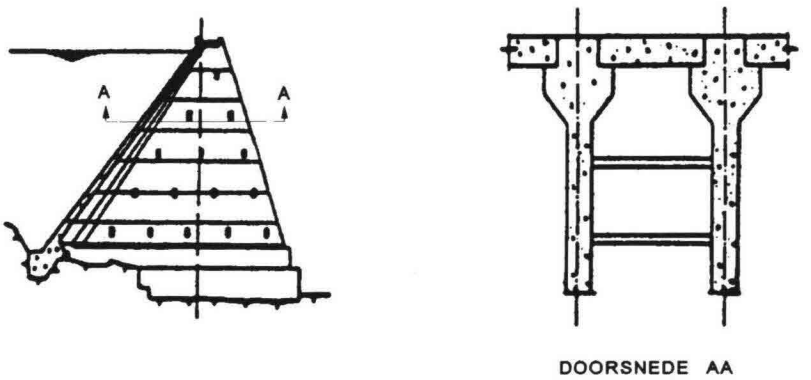
De belastingen op de boogdam zijn in principe dezelfde als bij een gewichtsmuur. De temperatuurverschillen bij een boogdam leveren echter een grotere bijdrage aan de spanningen in de dam, omdat de temperatuurgradiënt bij gelijk temperatuurverschil groter is (de boogdam is immers dunner). De spanningen t.g.v. de hydratatiewarmte zullen kleiner zijn dan bij een gewichtsdam, door de kleinere wanddikte, maar i.v.m. de toch nog steeds zeer grote constructiedikte blijft het noodzakelijk om tijdens de verharding het beton te koelen.



**Figuur 6-8: Barrage de Saint-Piere de Méarotz (France)**

### Steunbeerdam

De steunbeerdam bestaat uit een aantal horizontale overspanningen, al dan niet gekromd, die de belasting afdragen naar de steunberen. Deze steunberen dragen de belasting af naar de fundering op analoge wijze als de gewichtsdam (zie Figuur 6-9).




**Figuur 6-9: Het principe van de steunbeerdam**

Een voordeel van de betonnen dam t.o.v. de gronddammen is dat het mogelijk is om de noodoverlaat onderdeel te laten zijn van de dam, terwijl dit bij gronddammen een apart kunstwerk in of naast de gronddam is.

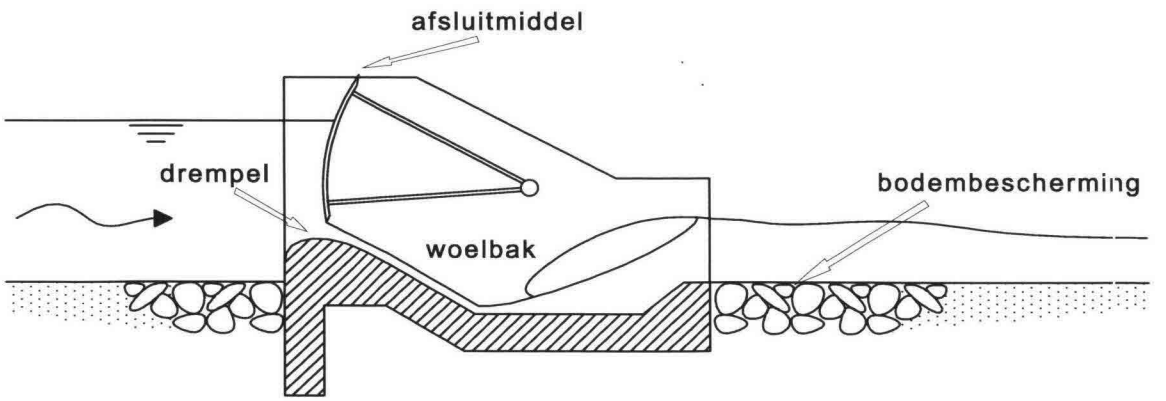
Bij de keuze van het damtype spelen vooral de volgende factoren een rol:
- *De bouwkosten*
- *De noodzaak om het aflaten van water via de dam te doen plaatsvinden*
- *Beschikbaarheid van materialen*
- *Beschikbaarheid van deskundig personeel*
- *Beschikbare ruimte*
- *Bereikbaarheid van de bouwplaats*
- *Beschikbare tijd voor de uitvoering*
- *Lengte van de werkbare periode*
- *Klimaat*
- *Gewenste flexibiliteit m.b.t. aanpassing van de hoogte van de dam in de toekomst.*
- *Kwaliteit van de fundering en de damwanden i.v.m. krachtsafdracht*
  *etc.*

Bij de huidige stand van de techniek zal men alleen nog betonnen dammen bouwen als de grond- en rotsdammen niet mogelijk zijn. Een mooi voorbeeld van de mogelijkheid om een grote dam uit te voeren als gronddam is de Nurek Dam in de voormalige USSR. Deze dam is van het samengestelde type met een hoogte van 312 m.

## 6.2 Beweegbare stuwen

### 6.2.1 Definities beweegbare stuw

De voornaamste fuctionele onderdelen van een beweegbare stuw zijn (zie Figuur 6-10)
- het ***afsluitmiddel*** om het water te kunnen keren en opstuwen
- de ***landhoofden*** en evt. ***pijlers*** bij meerdere openingen die dienen om de krachten uitgeoefend op het afsluitmiddel af te voeren naar de ondergrond
- de ***drempel*** die dient om de stroming onder het afsluitmiddel door of over het afsluit-middel heen niet gevaarlijk te laten worden voor de stabiliteit van het stuwmiddel




**Figuur 6-10: Doorsnede over een beweegbare stuw**

Daarnaast zijn meestal aanwezig:
- *een **bodembescherming***
- ***geleidewerken** voor de stroming*
- ***beschermingsmiddelen** tegen aanvaring*
- *een **woelbak** voor het fixeren van een watersprong*

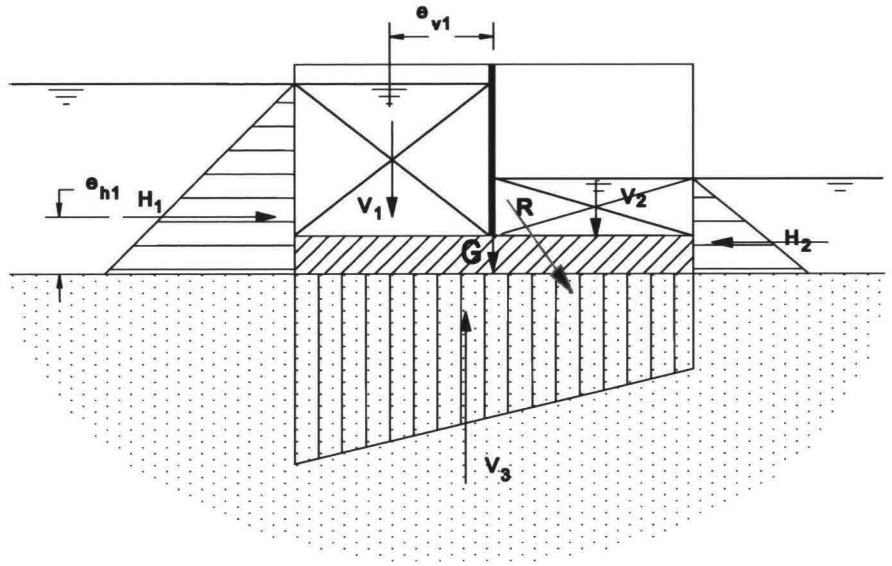
Bij de verdere beschouwing van de constructie wordt onderscheid gemaakt tussen:
- *de **onderbouw***
- *de **bovenbouw***

## 6.2.2 Onderbouw beweegbare stuw

De landhoofden, pijlers en drempel vormen de onderbouw. Omdat de onderbouw de omgrenzing van het afsluitmiddel vormt en daarvoor een zekere stijfheid moeten bezitten, wordt de onderbouw vaak als één constructie opgevat en uitgevoerd (uiteraard voorzien van de nodige dilatatievoegen).
De belangrijkste functies van de onderbouw zijn:

- de ***krachtsoverdracht*** van de op de bovenbouw werkende belastingen naar de ondergrond
- de verhindering van schadelijke gevolgen van de stroming onder het kunstwerk door (***grondwaterstroming***)
- het voorkomen van instabiliteit van het kunstwerk en de ondergrond t.g.v. de ***stroming*** van het af te voeren water

**Krachtsoverdracht**
Het gaat hierbij vooral om de krachten door het water op de afsluitmiddelen en ook op de onderbouw zelf uitgeoefend. Daarnaast zijn het eigen gewicht van de afsluitmiddelen en het eigen gewicht van de onderbouw van belang (zie Figuur 6-11). Denk daarbij aan de opwaartse waterdruk. Eventueel kan bij afsluitmiddelen die in geopende toestand hoog boven water uitkomen de windbelasting een rol spelen. Voor uitwerking wordt verwezen naar het rekenvoorbeeld in paragraaf 3.7, pag. 90.



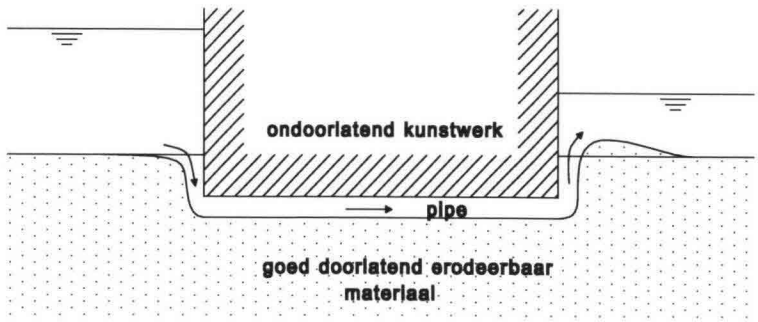

**Figuur 6-11: Krachten op het kunstwerk**

In Figuur 6-11 is:

$H_1$ = de resultante van de horizontale waterdruk in het bovenpand op het afsluitmiddel en de onderbouw [kN]
$H_2$ = de resultante van de horizontale waterdruk in het benedenpand op het afsluitmiddel en de onderbouw [kN]
$V_1$ = de resultante van de verticale waterdruk op de drempel aan de bovenstroomse zijde [kN]
$V_2$ = de resultante van de verticale waterdruk op de drempel aan de benedenstroomse kant [kN]
$V_3$ = de resultante van de opwaartse waterdruk onder tegen de drempel [kN]
$V_G$ = het eigen gewicht van het afsluitmiddel en van de onderbouw [kN]
$R$ = de resultante van de genoemde horizontale en verticale krachten [kN]

**Grondwaterstroming**
Door het verval over de stuw ontstaat er grondwaterstroming onder en naast het kunstwerk. Met behulp van een vierkantennet, meten aan een analogon of berekeningen met een computermodel kan het debiet per eenheid van oppervlakte worden bepaald. Op deze wijze kan het totale kweldebiet worden geschat. Dit kan interessant zijn voor de waterbalans van een bepaald riviervak, maar de waterbouwkundig constructeur is meestal meer geïnteresseerd in de gevolgen voor de stabiliteit van de constructie.

Aan het scheidingsvlak van de ondoorlatende constructie en het loskorrelige materiaal kan "piping" ontstaan. Piping is de stroming van water door een buisvormig kanaal (pipe) onder het kunstwerk dat ontstaan is door interne erosie (zie Figuur 6-12). Voor piping en de te nemen maatregelen wordt verwezen naar de paragrafen 3.6.4 en 3.7, pag. 86 en verder.




**Figuur 6-12: Piping onder een kunstwerk**

**Bescherming tegen doorstromend water**
Het bovenstroomse water bezit een aanzienlijke potentiële energie in vergelijking met het benedenstroomse water. Bij een afvoer door de stuw zal een gedeelte van die potentiële energie worden omgezet in kinetische energie terwijl een ander deel wordt gedissipeerd (o.a. door vertraging en turbulentie).
Dit betekent dat de bodem en de oevers van de rivier direct benedenstrooms van het stuwmiddel worden aangevallen. Als het verval groot is, zal er zelfs schietend water kunnen optreden. De overgang hiervan naar stromend water geschiedt in het algemeen onder energieverlies met een watersprong. Door deze watersprong zo dicht mogelijk bij het afsluitmiddel te laten plaatsvinden, wordt de optredende ontgronding beneden de stuw zoveel mogelijk beperkt.
Door een goede spreiding van de stroomrichting, bijvoorbeeld omhoog door aan het eind van de drempel een opstaande rand te maken, dus vorming van een ***woelbak*** of in zijdelingse richting (zie vizierstuw), kan achter de stuw met een open verdediging in de vorm van een filter worden volstaan. Voor de dimensionering van een dergelijk filter wordt verwezen naar paragraaf 11.5 en het vervolgcollege CT4310 Bed, bank and shore protection.

## 6.2.3 Bovenbouw beweegbare stuw

De bovenbouw wordt gevormd door het (beweegbare) afsluitmiddel.
De functies die het afsluitmiddel moet vervullen, luiden kort samengevat:

- water keren, waarmee zowel de opname van de waterdrukken als de waterafdichting wordt bedoeld
- bewegen
- regelen van waterdoorlaat

Bij het ***water keren*** (het voornaamste facet van de waterkering) kan men kijken naar de volgende factoren:

- waar worden de krachten naar afgevoerd, dus bijvoorbeeld naar onder of naar boven of naar de zijkanten. Daarbij kan men eventueel nog weer onderscheid maken naar lijnoplegging of puntoplegging. Verder zijn natuurlijk allerlei combinaties mogelijk.
- wat is de aard van het afsluitelement. Hiermee wordt bedoeld of men uitgaat van een vormvaste of van een vervormbare (bijvoorbeeld opblaasbare) constructie. Daarnaast is een soort tussenvorm mogelijk door de constructie te beschouwen als een samenstel van verschillende vormvaste elementen die onderling beweegbaar met elkaar zijn verbonden bijvoorbeeld door scharnieren.

Bij de beweegbaarheid wordt gekeken naar de bewegingsrichting en het aantal (beweegbare) elementen.

Bij de ***bewegingsrichting*** wordt gekeken naar de mogelijkheid van bewegen van het afsluitmiddel in de zin van translatie, rotatie of een combinatie hiervan. Als de *x*-as in de stroomrichting wordt gekozen, dan zijn o.a. de volgende bewegingsrichtingen mogelijk:

- translatie in *y*-richting en in *z*-richting
- rotatie om *x*-as, *y*-as en *z*-as
- rotatie om *z*-as & translatie in *xy*-richting
- etc.

Verder zou men nog kunnen splitsen in een rotatie in het keervlak of een rotatie buiten het keervlak.

Bij het ***aantal elementen***. Nauw verbonden met het voorgaande is de overweging de doorstroomopening af te sluiten met:

- één element
- meerdere elementen in y-richting
- meerdere elementen in z-richting

Tenslotte zou men de regeling van de waterdoorlaat kunnen splitsen met behulp van de vraag***: waar?*** Men zou dan kunnen onderscheiden:

- boven het afsluitelement (bovenafvoer)
- onder het element (onderafvoer)
- openingen naast het element, bijvoorbeeld in pijler
- combinaties als zowel onder- en bovenafvoer

etc.

Al deze mogelijkheden kan men rangschikken in een morfologische kaart, zie Figuur 6-13. Door uit elke rij een mogelijkheid te kiezen en die te combineren kunnen enkele duizenden (2160) oplossingen worden gevormd. Daarbij moet wel worden bedacht dat niet alle combinaties een zinvolle oplossing geven omdat de verschillende oplossingsaspecten met elkaar in tegenspraak kunnen zijn. Om niet alle combinaties te hoeven uitwerken is het eerst geboden aan de hand van een aantal toetsingscriteria na te gaan, welke oplossingen in een bepaald geval met concrete randvoorwaarden in aanmerking komen. De voornaamste hiervan worden kort toegelicht.

| ASPECT | | OPLOSSINGPRINCIPE | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| A | plaats v.d. krachtsoverdracht | onder | boven | zijkant | voor | achter | combinatie |
| B | aard v.h. afsluitelement | vormvast | vervormbaar | samenstel | | | |
| C | bewegingsinrichting | translatie in y-richting | translatie in z-richting | rotatie om x-as | rotatie om y-as | rotatie om z-as | combinatie |
| D | aantal elementen | één | meerdere in x richting | meerdere in y-richting | meerdere in z-richting | | |
| E | plaats v.d. doorlaatopening | onder | boven | in/door | naast | combinatie | |

**Figuur 6-13: Voorbeeld morfologische kaart afsluitmiddel stuw**

**Kosten**

De totale kosten van de verschillende mogelijke oplossingen moeten met elkaar worden vergeleken. Daaronder vallen niet alleen de aanlegkosten, maar ook de exploitatie- en de onderhoudskosten. Speciaal de beweegbare delen zullen aan slijtage onderhevig zijn en bewegingsinrichtingen en bediening ervan noodzakelijk maken. Het ligt dus voor de hand te proberen een zo eenvoudig mogelijke, vooral bedrijfszekere beweging van het afsluitmiddel te kiezen. Voor het onderhoud zal een afsluitmiddel dat in geopende stand gemakkelijk bereikbaar boven water komt, de voorkeur verdienen.

**Scheepvaarteisen**

Deze worden uitvoerig behandeld in paragraaf 7.6. Het komt erop neer dat een bepaald profiel van vrije ruimte voor de scheepvaart beschikbaar is en dat de stroomsnelheid door de stuw binnen aanvaardbare grenzen blijft.

**Opening en sluiting**
In het algemeen zal de snelheid waarmee het afsluitmiddel open en dicht moet kunnen gaan en daarmee ook de duur van dit proces, geen rol spelen bij de keuzebepaling. Wat wel belangrijk is, is de situatie bij het openen en sluiten. Zo zal het sluiten in stromend water geschieden. Bij het openen moet men ervan uitgaan, dat er nog een verval aanwezig kan zijn. Lang niet alle typen afsluitmiddelen kunnen in deze situaties goed functioneren.

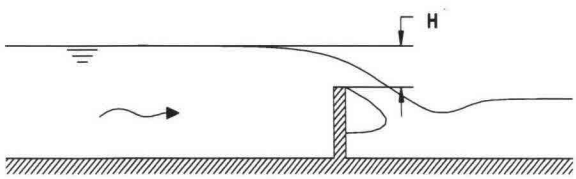
**Grootte van het verval**
Het is duidelijk dat de grootte van het verval de krachtsoverdracht beïnvloedt en daarmee de keuze van het afsluitmiddel.

**Grootte van de afvoer**
De eisen, die een goede waterafvoer stelt, zijn uitvoerig aan de orde gekomen. De grootte van het benodigde doorstromingsprofiel, vooral bij zeer hoge afvoeren, en de toelaatbare stroomsnelheid zijn het belangrijkste.

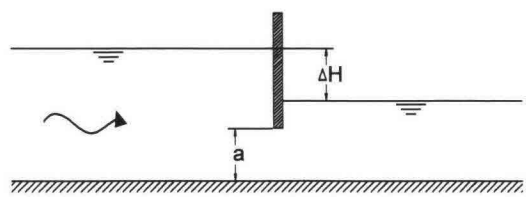
**Sedimenttransport**
Vooral als de perioden, waarin de stuw gesloten is, langdurig zijn en er sprake is van veel sediment in de rivier, zullen de afzettingen bovenstrooms van de stuw last kunnen veroorzaken voor met name de bewegende onderdelen, zoals het afsluitmiddel. Men kan in dat geval de regeling van de rivierwaterafvoer het best laten plaatsvinden door een ***onderafvoer*** bij het afsluitmiddel, zodat het bezonken sediment wordt weggevoerd door de stroming. In de praktijk blijkt het effect hiervan echter beperkt te zijn tot een gebied direct bovenstrooms van de opening.

**Transport van drijvend materiaal als ijs en drijvend vuil**
Om te voorkomen dat bij de gesloten stand van de stuw het drijvend materiaal zich ophoopt aan de bovenstroomse zijde van de stuw, kan men voor het doorlaten van het overtollige water gebruik maken van een bovenafvoer bij het afsluitmiddel. Er zijn dan geen aparte voorzieningen nodig voor het verwijderen van het drijvend vuil.

**Regeling van het bovenpeil of waterafvoer**
Onder ***sedimenttransport*** en ***drijvend materiaal*** is de voorkeur uitgesproken voor in het ene geval onderafvoer en in het andere geval bovenafvoer. Er zal nu worden gekeken naar welke oplossing de voorkeur uitgaat bij de regeling van het bovenpeil en bij die van de waterafvoer.




**Figuur 6-14: Volkomen overlaat**




**Figuur 6-15: Onderafvoer**

Bij de beschouwing van de bovenafvoer beperken we ons tot volkomen overlaat. In dit geval luidt de formule voor de afvoer Q (zie Figuur 6-14 en paragraaf 3.3.3):

$$Q = m \cdot B \cdot \tfrac{2}{3} \cdot H\sqrt{2 \cdot g \cdot \tfrac{1}{3} H} \qquad \text{of} \qquad Q = 1{,}7 \cdot m \cdot B \cdot H^{3/2} \tag{5.4}$$

waarin:
$m$ = afvoercoëfficiënt [-]
$B$ = de breedte van de stuw [m]
$H$ = de energiehoogte boven het afsluitmiddel [m]

dus:

$$Q :: H^{3/2} \tag{5.5}$$

Is er bijvoorbeeld een variatie in de grootte van de afvoer van ***10%***, dan zal de variatie in de waterstand bovenstrooms van de stuw ca. ***6%*** bedragen.

Bij een onderafvoer met een vaste openingshoogte *a* luidt de formule voor de afvoer *Q* (zie Figuur 6-15 en paragraaf 3.3.3):

$$Q = \mu \cdot B \cdot a\sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta H} \tag{5.6}$$

waarin:
$\mu$ = contractiecoëfficiënt [-]
$B$ = de breedte van de onderafvoer [m]
$a$ = doorstroomhoogte onderafvoer [m]
$\Delta H$ = het verval over het afsluitmiddel [m]

dus: $$Q :: H^{1/2} \tag{5.7}$$

Is hier eveneens een variatie in de grootte van de afvoer van ***10%***, dan zal in dit geval de variatie in het verval ca. ***20%*** zijn. Daar komt nog bij dat bij een grotere *Q* de benedenstroomse waterstand ook hoger wordt, zodat men kan zeggen dat de waterstand bovenstrooms van de stuw met meer dan 20% zal variëren. De conclusie kan zijn, dat bij een bepaalde verandering in de grootte van de afvoer de minste variatie in waterstand optreedt bij een bovenafvoer. Dit houdt in dat men de kleppen veel minder hoeft bij te stellen.

Aan de andere kant kan met stellen dat in het geval van onderafvoer, bij schommelingen in de waterstand de waterafvoer het minst verandert. Als het erom gaat de waterafvoer te beheersen, dan kan men het beste voor onderafvoer kiezen. Men hoeft dan niet vaak met schuiven te manipuleren.

Verder valt nog op te merken dat bij bovenafvoer, tenminste bij een volkomen overlaat, de benedenwaterstand geen invloed heeft op het stuwpeil. Zo kunnen bij de aanwezigheid van getij-invloeden aan de benedenstroomse zijde van de stuw bij een onderafvoer bovenstrooms van de stuw waterstandsveranderingen doordringen.

Een ander belangrijk punt dat de beslissing van boven- of onderafvoer kan beïnvloeden, ligt in de gevolgen voor de constructie van de afsluitmiddelen. Om bij bovenafvoer de waterstand bovenstrooms constant te houden, zal bij groter wordende afvoer het regelbare deel van het afsluitmiddel moeten zakken. Dit houdt in dat er permanent een bewegend deel van het afsluitmiddel onder water zit. Dit zou bezwaren kunnen geven door roesten of doordat er vuil (zand) in de constructie kan gaan zitten.

Kort samengevat:

| | |
|---|---|
| ***voor peilbeheersing*** | ***- beste oplossing bovenafvoer*** |
| ***voor afvoerregulering*** | ***- beste oplossing onderafvoer*** |
| ***voor sedimenttransport*** | ***- beste oplossing onderafvoer*** |
| ***voor afvoer drijvend materiaal*** | ***- beste oplossing bovenafvoer*** |

In Bijlage C worden voorbeelden gegeven van een aantal voorkomende stuwtypes.
Er is een hoofdindeling worden gemaakt naar:

- afsluitmiddelen waarbij de belastingen door het water veroorzaakt rechtstreeks naar de ***drempel*** worden afgevoerd (paragraaf C.1 t/m C.3);
- afsluitmiddelen die de belasting door het water erop uitgeoefend naar de ***pijlers*** en de ***landhoofden*** overdragen (paragraaf C.4 t/m C.7).

## 6.3 Aanbevolen literatuur

Duivendijk, J. van, *Water power engineering, Principles and characteristics*. Delft: VSSD, 2007.

# 7 Scheepvaart

## 7.1 Inleiding

Het transport over water is een van de oudste vormen van vervoer. In eerste instantie werd daarbij gebruik gemaakt van natuurlijke waterlopen. Voor vervoer over land moest niet alleen het vervoermiddel worden gemaakt, maar moesten ook de wegen worden aangelegd. Tot aan de industriële revolutie was het draagvermogen van de wegvervoersmiddelen zeer beperkt. Naast de sterkte van de voertuigen zorgde de tractie door dieren (paarden) voor een belangrijke beperking van het draagvermogen en van de snelheid van transport. Over water, zowel over de zeeën als de rivieren, konden schepen met aanzienlijk grotere draagvermogens worden ingezet. Ondanks alle moderne transportmiddelen te land is het vervoer over water nog steeds van essentieel belang voor de samenleving. Dat blijkt bijvoorbeeld uit Tabel 7-1, waarin de aanvoer en de afvoer van goederen naar en uit Nederland voor verschillende jaren is weergegeven. In het binnenlandse goederenvervoer is het aandeel van het wegvervoer verreweg het grootst, zoals blijkt uit Tabel 7-2.

**Tabel 7-1: Aan- en afvoer van goederen naar en uit Nederland (Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 1994 en CBS, 2006)**

| goederenvervoer Nederland | 1986 | | 1990 | | 2000 | | 2004 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | [mln ton] | [%] | [mln ton] | [%] | [mln ton] | [%] | [mln ton] | [%] |
| **aanvoer** | | | | | | | | |
| zeevaart | 249,4 | 71,8 | 263,0 | 69,9 | 325,1 | 73,6 | 351,1 | 71,4 |
| binnenvaart | 43,4 | 12,5 | 47,6 | 12,6 | 50,3 | 11,4 | 57,2 | 11,6 |
| wegvervoer | 47,1 | 13,6 | 58,3 | 15,5 | 45,7 | 10,3 | 51,9 | 10,6 |
| spoorvervoer | 4,9 | 1,4 | 4,8 | 1,3 | 7,7 | 1,7 | 6,0 | 1,2 |
| luchtvaart | 0,2 | 0,1 | 0,3 | 0,1 | 0,6 | 0,1 | 0,8 | 0,2 |
| pijpleiding | 2,4 | 0,7 | 2,3 | 0,6 | 12,8 | 2,9 | 24,7 | 5,0 |
| **totaal** | **347,4** | **100,0** | **376,3** | **100,0** | **442,3** | **100,0** | **491,6** | **100,0** |
| **afvoer** | | | | | | | | |
| zeevaart | 71,7 | 26,5 | 75,5 | 25,1 | 99,4 | 26,1 | 112,8 | 26,5 |
| binnenvaart | 110,3 | 40,8 | 116,0 | 38,6 | 122,8 | 32,2 | 123,4 | 29,0 |
| wegvervoer | 44,4 | 16,4 | 60,2 | 20,0 | 51,8 | 13,6 | 61,4 | 14,4 |
| spoorvervoer | 7,2 | 2,7 | 6,4 | 2,1 | 15,1 | 4,0 | 18,9 | 4,4 |
| luchtvaart | 0,2 | 0,1 | 0,2 | 0,1 | 0,7 | 0,2 | 0,7 | 0,2 |
| pijpleiding | 36,3 | 13,4 | 42,5 | 14,1 | 91,2 | 23,9 | 108,6 | 25,5 |
| **totaal** | **270,1** | **100,0** | **300,8** | **100,0** | **381,0** | **100,0** | **425,8** | **100,0** |

In de scheepvaart hebben zich geweldige veranderingen voorgedaan. In de volgende paragrafen zal eerst worden ingegaan op de relatie tussen het vervoer en de economische ontwikkelingen. Daarna komen de specifieke aspecten van de zeescheepvaart en de binnenvaart aan bod. Ten slotte worden de hydronautische aspecten van het schip in het water behandeld, waaronder het vaststellen van het benodigde dwarsprofiel van de vaarweg.

**Tabel 7-2: Aandeel van wegvervoer, binnenvaart en spoorwegen in het binnenlandse goederenvervoer, vervoerde gewicht (Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 1994 en CBS, 2006)**

| binnenlands goederenvervoer | 1986 | | 1990 | | 2000 | | 2004 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | [mln ton] | [%] | [mln ton] | [%] | [mln ton] | [%] | [mln ton] | [%] |
| binnenvaart | 84,3 | 18,6 | 85,3 | 17,7 | 102,0 | 17,8 | 105,6 | 16,5 |
| wegvervoer | 364,2 | 80,3 | 392,7 | 81,3 | 464,7 | 81,3 | 530,1 | 82,6 |
| spoorvervoer | 5,3 | 1,2 | 5,0 | 1,0 | 5,2 | 0,9 | 5,5 | 0,9 |
| **totaal** | **453,8** | **100,0** | **483,0** | **100,0** | **572,0** | **100,0** | **641,1** | **100,0** |

## 7.2 Scheepvaart als onderdeel van het logistieke proces

De ruimtelijke spreiding van economische activiteiten zoals winning, transport, opslag, productie, distributie en consumptie, veroorzaken productketens waarin productie en transport zijn gecombineerd.

Daarbij is het van groot belang dat rekening wordt gehouden met ontwikkelingen die zich op dit gebied voordoen, zoals:

- De basisindustrieën worden steeds meer gebouwd in de landen waar de basisgrondstoffen worden gevonden of in de grote zeehavens waar deze grondstoffen met grote bulkschepen kunnen worden aangevoerd. Om strategische redenen zal men een deel van de basisindustrieën in West-Europa willen handhaven.
- Terwijl op mondiaal niveau het zwaartepunt van de economische activiteiten rond de Atlantische Oceaan lag, verschuift dit zwaartepunt nu steeds meer naar de Pacific. Deze verschuiving heeft grote invloed op vervoersstromen, ook van en naar Europa.
- Evenals andere ontwikkelde landen (Taiwan, Korea, Japan) legt Europa zich toe op de hightech industrie. De daarmee samenhangende goederen zijn veelal minder massaal en veel hoogwaardiger. De aanvoer van halffabricaten en tussenproducten spelen een belangrijke rol bij het productieproces.
- De economische zwaartepunten schuiven in West-Europa op in zuidelijke richting. Zuid-Duitsland bijvoorbeeld groeit veel sneller dan het Roergebied.
- De politieke ontwikkelingen in Oost-Europa zullen ongetwijfeld grote gevolgen hebben voor de economische activiteiten en de daarmee samenhangende handel en goederenstromen.
- De grote infrastructurele werken, zoals de Schede-Seine verbinding, de Rijn-Main-Donau verbinding en de Kanaaltunnel, kunnen invloed hebben op de goederenstromen via Nederland.
- Nederland is maar een relatief klein land in Europa. Een belangrijk deel van het vervoer is grensoverschrijdend. In

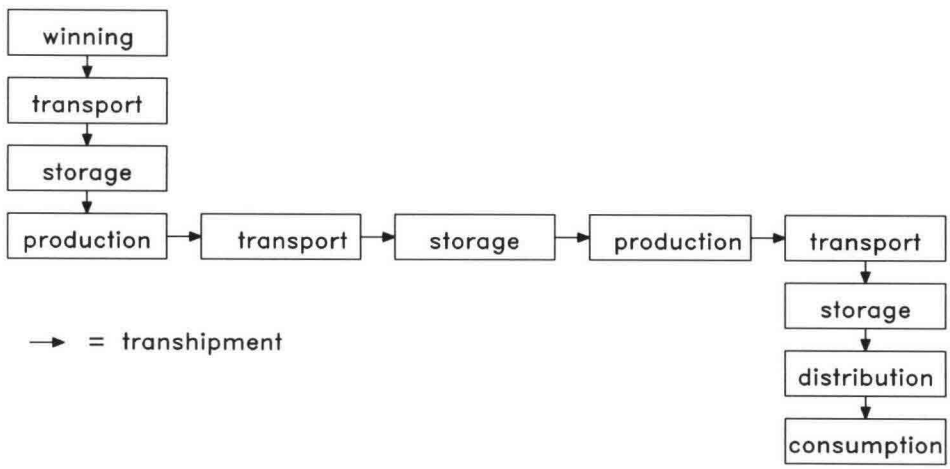
Tabel 7-3 wordt ter illustratie de maritieme overslag voor Nederlandse en de aangrenzende West-Europese havens gegeven. Daaruit blijkt hoe groot het aandeel van Nederland in dit vervoer is. De gevolgen van het vervagen van de grenzen binnen Europa zijn daarom voor Nederland en voor de Nederlandse vervoerders erg belangrijk.

Het transport is een schakel in de logistieke keten van het productieproces.
De transportketen bestaat uit stromen van goederen die een oorsprong en een bestemming hebben. Binnen de totale transportketen is het mogelijk dat verschillende malen moet worden overgeslagen van de ene "wijze" van transport naar de andere.

De productstromen passeren op hun weg van oorsprong tot bestemming verschillende havens (lucht-, binnenscheepvaart- en zeehavens).
Zeehavens met daaraan gekoppeld bijvoorbeeld de zeescheepvaart en de binnenscheepvaart zijn de knooppunten in de goederenstromen waarbij overslag plaatsvindt. In Figuur 7-1 wordt schematisch een productiesteun met transportfasen weergegeven.

Tabel 7-3: Maritieme overslag gebied Hamburg - Le Havre (www.havenraad.nl, 2006)

| | 1996 | 2000 | 2005 | 1996 | 2000 | 2005 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | [mln ton] | [mln ton] | [mln ton] | [%] | [%] | [%] |
| Hamburg | 71,1 | 85,1 | 125,7 | | | |
| Bremen/Bremerhaven | 31,6 | 45,0 | 54,3 | 18,0 | 18,9 | 21,0 |
| Wilhelmshaven | 37,2 | 43,4 | 46,0 | | | |
| Emden | 2,5 | 3,5 | 3,5 | | | |
| regio Waddenzee | 4,0 | 4,6 | 4,3 | | | |
| regio Amsterdam | 54,8 | 64,1 | 74,0 | 48,0 | 45,7 | 44,7 |
| regio Rotterdam | 298,6 | 334,1 | 379,9 | | | |
| regio Scheldebekken | 24,4 | 24,8 | 30,5 | | | |
| Antwerpen | 106,5 | 130,5 | 159,4 | | | |
| Gent | 21,0 | 24,0 | 22,2 | 20,2 | 20,9 | 20,5 |
| Zeebrugge | 28,5 | 35,5 | 34,6 | | | |
| Oostende | 4,5 | 4,3 | 7,8 | | | |
| Duinkerken | 35,0 | 45,3 | 53,4 | | | |
| Rouen | 18,1 | 22,8 | 22,0 | 13,8 | 14,5 | 13,8 |
| Le Havre | 56,2 | 68,0 | 75,2 | | | |
| **totaal** | **793,75** | **935,0** | **1092,9** | **100,0** | **100,0** | **100,0** |




Figuur 7-1: Productiesteun (Meeuwse, 1977)

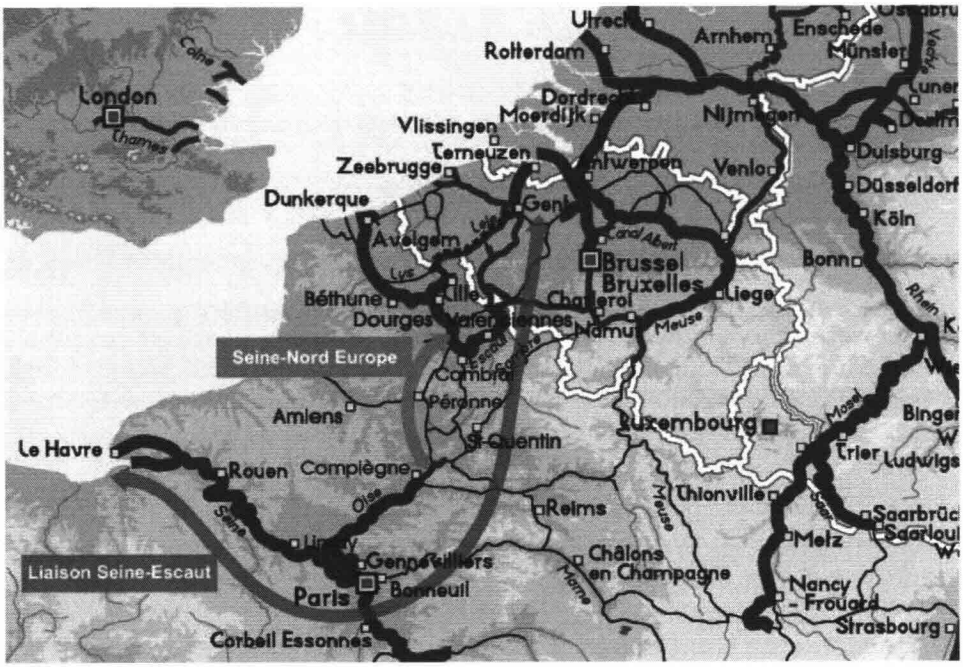
Het transport van goederen kan op verschillende manieren plaatsvinden. In het begin van het industriële tijdperk vormde het transport te water door middel van het zeeschip en binnenvaartschip de enige mogelijkheid om op grote schaal goederen te vervoeren. In het begin van het industriële tijdperk kwam het railvervoer tot ontwikkeling terwijl het wegvervoer beginnend na de eerste wereldoorlog en sterk opkomend na de tweede wereldoorlog zich manifesteerde als concurrent van de binnenscheepvaart. Tegelijkertijd ging het luchttransport het internationale personenvervoer verzorgen en nam het vervoer per pijpleiding, voornamelijk van olieproducten, grote vormen aan. Desondanks neemt de zeescheepvaart nog steeds het grootste gedeelte van het internationale transport voor haar rekening, ongeveer 50% (zie Tabel 7-1).

De haven vervult primair een functie in de totale transportketen en vormt daarin een knooppunt (intermediair) waarbij goederen van het ene middel van vervoer naar het andere overgaan. In de haven komen vervoersstromen samen en waaieren weer uit.
Vier elementen kunnen hierbij worden onderscheiden, te weten:

- Betreffende (zee)scheepvaart: het bieden van voorzieningen aan de scheepvaart bijvoorbeeld om de haven veilig te kunnen binnenvaren.
- Met betrekking tot overslag: het bieden van faciliteiten om het laden en lossen van allerlei goederen mogelijk te maken.
- Met betrekking tot het verlenen van service aan de verlader: de haven biedt veelal de mogelijkheid tot tijdelijke opslag, assemblage etc.

- Met betrekking tot het achterland: het bieden van die infrastructurele faciliteiten, waaronder de binnenscheepvaartwegen, die de haven de functie van verbindingsschakel tussen zee en achterland kunnen laten vervullen.

Een voorbeeld van ontwikkeling in scheepvaartinfrastructuur is de verbetering van de Seine - Schelde verbinding, zie Figuur 7-2. Hiermee wordt de regio Parijs verbonden met de havens van Antwerpen en Rotterdam, en zal een deel van het goederenvervoer (prognose 10 miljoen ton per jaar) van de weg naar de binnenvaart verschuiven. Naast vermindering van files op de weg krijgt Le Havre een aanzienlijk betere achterlandverbinding via België en Nederland naar Duitsland. Vooral het kanaal tussen de steden Compiegnes en Canbrai is een knelpunt doordat het slechts bevaarbaar is voor schepen tot 300 ton. Er zal een nieuw kanaal (aangeduidt met Seine-Nord Europe) worden aangelegd met een vaarwegklasse 5B, voor schepen met een maximale lengte van 185 m, een breedte van 11,40 m en een laadvermogen van 4.400 ton. Het tracé heeft een lengte van 105 km en zal een hoogteverschil van circa 60 meter overbruggen.




**Figuur 7-2: Seine Nord verbinding (www.seine-nord-europe.com)**

In de volgende paragrafen (7.3 en 7.4) zal resp. worden ingegaan op de zeescheepvaart en binnenscheepvaart als onderdeel van dit logistieke proces.

# 7.3 Zeescheepvaart

## 7.3.1 Ontwikkeling zeescheepvaart

De eerste schepen die de "seven seas of the world" bevoeren tot aan het begin van de twintigste eeuw waren voornamelijk z.g. stukgoed schepen (general cargo ships), soms uitgerust om een beperkt aantal passagiers mee te nemen. De lading die door deze schepen werd meegevoerd werd stukgoed genoemd omdat het een verzameling van diverse verschijningsvormen van goederen betrof die in die tijd konden worden vervoerd, beperkt door het draagvermogen van de mens of door de maximale belasting van de scheepskranen. De lading werd gelost of geladen per stuk en bestond uit kratten, kisten, zakken, dozen, staalplaten of welke andere vorm dan ook. Ieder stuk lading werd met de hand door stuwadoors in het ruim van het schip of in de loods gestuwd.

Zoals gesteld begon na de tweede wereldoorlog de economie te groeien en probeerden de ontwikkelde landen de transportkosten naar beneden te brengen en de verblijftijden van schepen in havens te verminderen. "A ship looses in port the profit she makes at sea" (Baudelaire). Als gevolg hiervan werden grotere schepen gebouwd die een meer gespecialiseerd karakter hadden. Verder

werd aandacht besteed aan de ontwikkeling en verbetering van vrachtbehandeling, wat mogelijk was door de invoering van die gespecialiseerde schepen zoals bij het container-, roro- en bargevervoer.

Een voorbeeld van schaalvergroting is de ontwikkeling van de ***olieschepen*** (crude carriers). Voor de tweede wereldoorlog werd de olie eerst in barrels maar later ook met kleine tankers aangevoerd. In en na de oorlog heeft een sterke schaalvergroting plaatsgevonden waarbij een rol hebben gespeeld:

- minimalisatie van vervoerskosten;
- toename van de vraag naar goederenvervoer;
- sluiting van het Suez kanaal.

Zo had de grootste tanker in 1945 een grootte van 17.000 DWT[11] terwijl in 1979 de grootste tanker een capaciteit had van 550.000 DWT. Deze laatste schepen zijn om redenen van veiligheid, efficiency en inzetbaarheid bijna allemaal weer gesloopt of opgelegd. Schepen met een grootte van 70.000 DWT liggen momenteel goed in de markt. In deze laatste periode is er dus voor deze categorie schepen weer sprake van een schaalverkleining. Deze trend is nog versterkt doordat ook veel halffabricaten en eindproducten met tankers worden vervoerd. Hiervoor zijn ook kleinere, gespecialiseerde tankers nodig.

Een tweede voorbeeld van de bouw van gespecialiseerde schepen zijn de ***containerschepen***. De lading bestaat alleen uit containers: stalen dozen waarvan de afmetingen zijn gestandaardiseerd en worden weergegeven in TEU (Twenty feet Equivalent Unit, zie Tabel 7-5). De ontwikkelingen van containerschepen gaan in hoog tempo; de schepen worden groter en de containerisatiegraad neemt toe. In 1966 werden de 1e generatie containerschepen gebouwd met een transportcapaciteit van enige honderden TEU, terwijl de laatste jaren 6e generatie containerschepen varen met een capaciteit van meer dan 8.000 TEU. Grootste containerschip thans is de Emma Mearsk (augustus 2006), afmetingen 56 m · 397 m, diepgang 15,50 m, capaciteit 11.000 TEU (officieus 13.460 TEU). Verder zijn er studies uitgevoerd naar Suez-max en Malacca-max schepen, met capaciteiten van 12.000 respectievelijk 18.000 TEU, zie Tabel 7-4. Deze ontwikkelingen gaan zo snel dat 30 jaar nadat de 1e generatie containerschepen is gebouwd bijna 100% ervan al weer is vervangen door modernere. Afmetingen van scheepvaartwegen als het Panama-kanaal worden niet meer als een beperking gezien. De maximale afmetingen van het containerschip dat het huidige Panamakanaal kan passeren bedraagt 106 · 965 ft (32,4 m · 294 m). Echter ook naar vergroting van dit kanaal worden serieuze studies uitgevoerd. Hetzelfde geldt uiteraard voor zeehavens die hun bereikbaarheid voor de grootste containerschepen proberen bij te houden door verdieping van hun vaargeulen en havenbekkens.

**Tabel 7-4: Ontwikkeling containerschepen**

| | periode | DWT (gem.) | capaciteit | max. L | max. B | max. D |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | [ton] | [aantal TEU] | [m] | [m] | [m] |
| 1e generatie | eind '60 | 14.000 | 300 - 1.100 | 200 | 27,00 | 9,00 |
| 2e generatie | '70 | 30.000 | 800 - 1.700 | 240 | 30,00 | 10,50 |
| 3e generatie | begin '80 | 45.000 | 1.700 - 3.000 | 300 | 32,00 | 11,50 |
| 4e generatie: Panamax | eind '80 | 57.000 | 4.000 - 5.060 | 294 | 32,30 | 12,00 |
| 5e generatie: Post Panamax | eind '80 | 67.000 | 4.300 - 8.000 | 340 | 45,00 | 13,50 |
| 6e generatie: Super Post Panamax | midden '90 | 105.000 | 7.000 - 8.500 | 350 | 43,00 | 14,50 |
| Suez-max | studie | 160.000 | 9.200 - 14.000 | 400 | 50,00 | 17,00 |
| Malacca-max | studie | 244.000 | 18.000 | 400 | 60,00 | 21,00 |

## 7.3.2 Specifieke kenmerken zeeschip

**Vervoerscapaciteit**

De capaciteit van een vrachtschip wordt veelal uitgedrukt in tonnen draagvermogen. Voor gedetailleerde definiëring wordt verwezen naar het collegedictaat CT4330, Ports and waterways 1.

[11] DWT = dead weight tonnage in ton (1 ton = 1 ton massa = 1000 kg), zie collegedictaat CT5306 voor definitie.

**Afmetingen van het zeeschip**

- **Verticale afmetingen:**

***Diepgang*** *(draught, D)* [m]

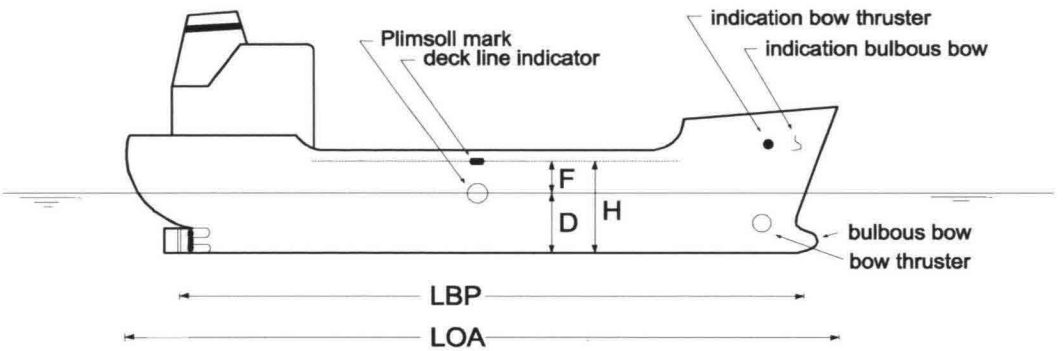
De diepgang van een schip is de maximale afstand tussen de waterlijn en de kiel van het schip (zie Figuur 7-3). De maximaal toelaatbare diepgang in meters wordt aangegeven door het Plimsoll mark, een cirkel met horizontale strepen (zie Figuur 7-4). De letters links en rechts van de cirkel staan voor de autoriteit die het Plimsoll mark heeft toegekend, meestal de verzekeringsmaatschappij van het schip. Rechts van de cirkel is de maximale diepgang aangegeven die wordt bepaald door de dichtheid van het water.

***Vrijboord*** *(freeboard, F)* [m]

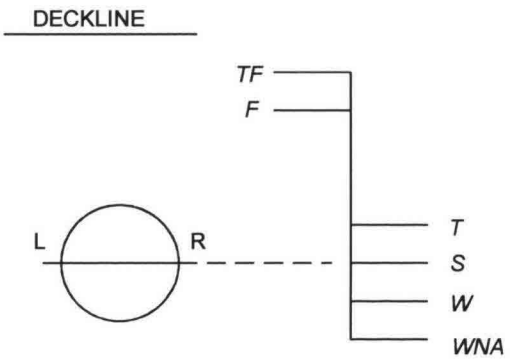
Het vrijboord geeft de afstand tussen het Plimsoll mark en het bovenste gesloten dek.

***Holte*** *(depth, H)* [m]

De holte wordt gedefinieerd als de som van de maximale diepgang en het vrijboord.




**Figuur 7-3: Definitieschets scheepsafmetingen**




Verklaring van de letters op het Plimsoll mark:

| | |
|---|---|
| *TF* | = tropical fresh water |
| *F* | = fresh water |
| *T* | = tropical salt water |
| *S* | = summer salt water |
| *W* | = winter salt water |
| *WNA* | = winter salt water in the North Atlantic |
| *L R* | = Lloyds Register |

**Figuur 7-4: Plimsoll mark**

- **Horizontale afmetingen**

***Lengte***

De lengte van een schip kan op twee manieren worden vastgelegd:

***L.O.A.*** = lengte over alles *(length over all)* [m]

***L.B.P.*** = lengte tussen de loodlijnen *(length between the perpendiculars)* [m]

De ***L.B.P.*** wordt gedefinieerd als de horizontale afstand tussen het snijpunt van de boeglijn en de *summer salt* waterlijn en de verticale lijn door de as van het roer van het schip.

***Breedte*** *(beam, B)* [m]

De breedte is de maximale afstand tussen de twee zijden van het schip ter plaatse van het grootspant. Het grootspant is de dwarsdoorsnede van het scheepsoppervlak ter plaatse van de grootste breedte van het schip.

***Blokcoëfficiënt*** [-]
Om de waterverplaatsing te kunnen berekenen is het nodig de blokcoëfficiënt te kennen.
De waterverplaatsing kan als volgt worden uitgedrukt:

$$D_{pl} = \rho \cdot C_B \cdot LOA \cdot B \cdot D$$

waarin:
$D_{pl}$ = de waterverplaatsing (*displacement*) [ton]
$\rho$ = dichtheid van het water waarin het schip vaart ($\rho_{zeewater} \approx 1{,}025$) [ton/m$^3$]
$C_B$ = blokcoëfficiënt [-]
*LOA*, *B* en *D* zijn reeds besproken [m].
De blokcoëfficiënt varieert van 0,6 voor een fregat tot 0,9 voor een grote crude oil tanker.

Nog enkele termen: boeg = voorsteven (*bow*)
hek = achtersteven (*stern*)

## 7.3.3 Typen zeeschepen

In grote lijnen kunnen de volgende zeeschepen worden onderscheiden:
1. Break bulk schepen
2. Mass break bulk schepen
3. Bulk schepen

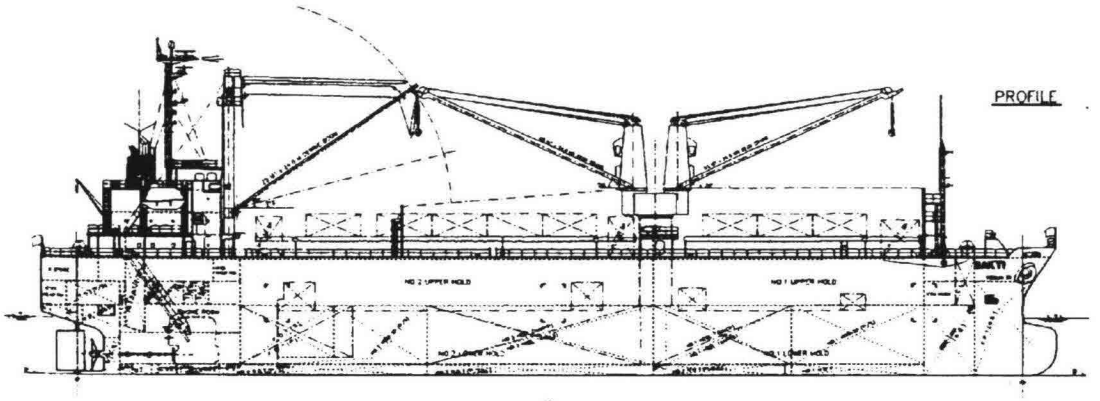
In dit college zullen een aantal voorbeelden in de genoemde categorieën ter sprake komen; voor een uitgebreider overzicht wordt verwezen naar het colleges CT4330, Port and waterways 1 en CT5306, Ports and waterways 2.

**1. Break bulk schepen**
Onder ***break bulk*** worden de onverpakte of verpakte stukgoederen gerekend, die in allerlei gewichten of verschijningsvormen voorkomen.
De lading kan bestaan uit:
kisten, kratten, dozen, vaten, incidentele containers en gekoelde lading (fruit, vlees).
Deze lading wordt in zijn algemeenheid in drie typen schepen vervoerd:
- General cargo schepen
- Multipurpose schepen
- Koelschepen

**General cargo schepen**
General cargo schepen kunnen gemakkelijk worden herkend door de vele kranen (*derricks*), om het schip ook in slecht geoutilleerde havens te kunnen lossen.
Een voorbeeld van een dergelijk schip wordt gegeven in Figuur 7-5.
Opvallend zijn de zijluiken waardoor de ladingbehandeling van deze schepen wordt versneld.

**Multipurpose schepen**
Het multipurpose schip is in feite een aangepast general cargo schip dat in staat is bijna ieder stuk vrachtgoed te vervoeren waaronder tegenwoordig ook bulk cargo, droog of vloeibaar, maar vooral *ook*: containers. Sommige schepen beschikken over faciliteiten voor gekoelde lading.

**Koelschepen**
Koelschepen worden gebruikt voor het transport van aan bederf onderhevige goederen. De goederen kunnen vervoerd worden bij een temperatuur die ligt tussen de -30 en 12 °C Het koelschip wordt gewoonlijk wit geschilderd.




| | |
|---|---|
| Length Over All: | 113,22 m |
| Length Between Perpendiculars: | 105,40 m |
| Breadth: | 19,60 m |
| Draught: | 7,29 m |
| Deadweight: | 8.739 DWT |
| Maximum speed: | 13,3 knopen |

**Figuur 7-5: General cargo schip Sakti (Groenveld, 2002)**

## 2. Mass break bulk schepen

De overslag van break bulk is arbeidsintensief en tijdrovend. Een van de oplossingen van dit probleem is het mass break bulk transport, waarbij grote hoeveelheden homogeen goed worden overgeslagen in voor dit doel gespecialiseerde schepen. Figuur 7-6 geeft de haventijden als functie van de trip afstand voor containerschepen (mass break bulk) en conventionele schepen.

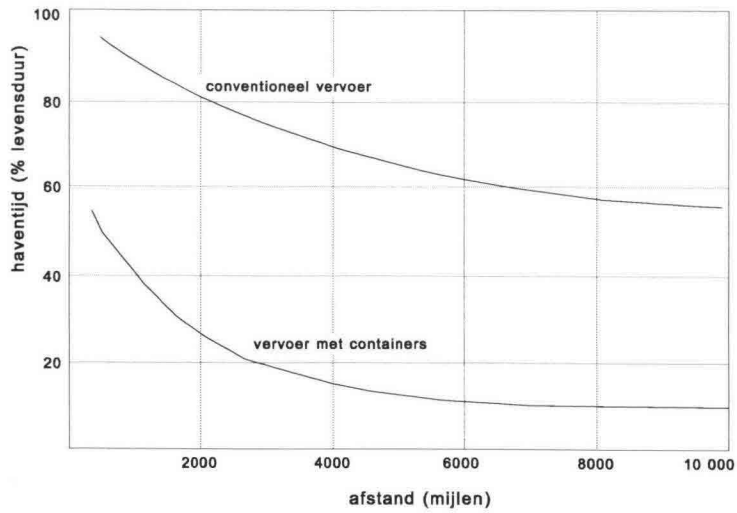
Er bestaan een groot aantal typen mass break bulk schepen. Een aantal zal hier worden behandeld (voor een completer overzicht wordt weer verwezen naar het college CT5306, Ports and waterways 2)

### Containerschepen

In de inleiding is al de ontwikkeling van het containerschip en de containers ter sprake gekomen. De invoering van het containerschip betekende een doorbraak m.b.t. de reductie van de omlooptijden van schepen. De container is in feite een stalen doos waarvan de afmetingen zijn gestandaardiseerd, zie Tabel 7-5 (ISO-standaard):*

Naast de voordelen van het containergebruik zijn er een aantal nadelen zoals:

- investeringen zijn hoog. Het systeem wordt in feite opgelegd aan de ontwikkelingslanden waar loonkosten laag zijn zodat dit vervoerssysteem hier minder geschikt is.
- uit economische overwegingen dient retourlading aanwezig te zijn. Ontwikkelingslanden exporteren over het algemeen veel meer bulkgoederen dan lading die met containers (stukgoed) kunnen worden vervoerd.




**Figuur 7-6: Haventijden containerschepen contra conventioneel vervoer**

**Tabel 7-5: Standaard containerafmetingen**

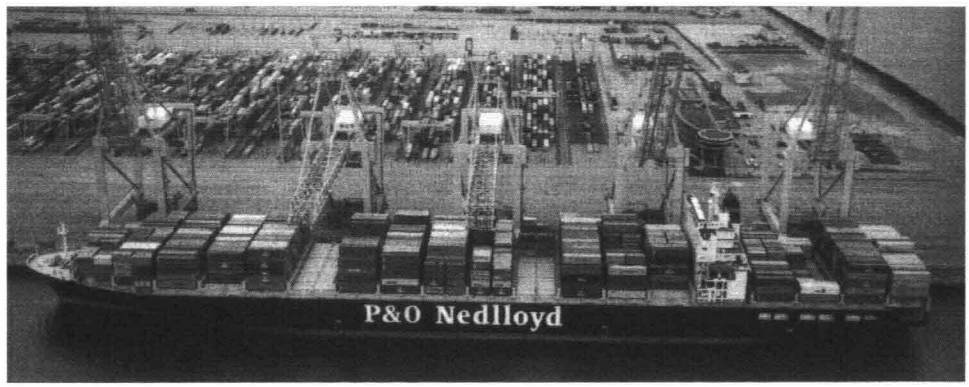
| | feet en inches | meters | benaming |
|---|---|---|---|
| **hoogte** | 8 ft | 2,44 m | |
| | 8 ft 6 inches | 2,59 m | |
| **breedte** | 8 ft | 2,44 m | |
| **lengte** | 10 ft | 3,05 m | |
| | 20 ft | 6,10 m | TEU[12] |
| | 30 ft | 9,14 m | THEU |
| | 40 ft | 12,19 m | FEU |

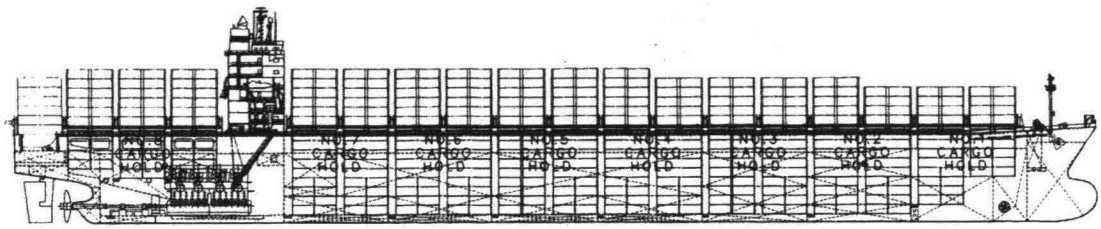
De ontwikkelingen m.b.t. containerschepen gaan snel:

- In 1966 werden de 1e generatie containerschepen gebouwd terwijl momenteel volop schepen van de 6e generatie in de vaart zijn (zie Tabel 7-4).
- Het z.g. "Panamax-plus schip" werd ontwikkeld om in de breedte 16 containers met een breedte van 8' (B = 41,50 m) naast elkaar te kunnen plaatsen.
- De trend naar grotere containers en de daarmee gepaard gaande grotere schepen (Panamax-plus) brengt met zich mee dat overslagequipment (walkranen) aangepast dient te worden en ook de constructies in transportwegen (viaducten, bruggen) moeten soms worden gewijzigd. Speciaal in de minder draagkrachtige ontwikkelingslanden ontstaan hierdoor problemen, doch ook in Europa leveren deze bovenmaats containers problemen op.
- Tenslotte zijn er ontwikkelingen betreffende de vaarsnelheid. In 1985 waren de vaarsnelheden van de containerschepen 18,5 tot 20,5 knots (nautical miles per hour) of 34 à 38 km/uur; de nieuwe schepen varen met snelheden tussen de 23 en 25 knots (42,5 à 46,5 km/uur). Tijd is dus belangrijk en leidt tot concentratie waarbij gevaren wordt tussen slechts een paar geografisch goed gesitueerde havens. Overigens wordt de keuze voor een bepaalde vaarsnelheid in belangrijke mate bepaald door de brandstofprijzen.

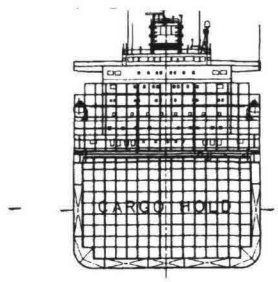
Een voorbeeld van een 5e generatie containerschip wordt gegeven in Figuur 7-7.
Opgemerkt kan worden dat vergroting van de capaciteit over het algemeen beter in de breedte kan worden gezocht dan in de lengte. De scheepslengte is het meest dure aspect in de scheepsconstructie. Het schip wordt namelijk zo ontworpen dat de krachten, wanneer de uiteinden van het schip worden gedragen door twee golfkammen, kunnen worden opgenomen. Een lang en slank schip is daardoor duurder dan een kort en breed schip.

[12] TEU = Twenty-feet Equivalent Unit, de ruimte die door een 20-ft laadkist wordt ingenomen. Een TEU is de eenheid, waarin het laadvermogen van containerschepen wordt uitgedrukt. THEU = Thirty-feet Equivalent Unit, FEU = Forty-feet Equivalent Unit.




| | |
|---|---|
| Length Over All: | 299,00 m |
| Length Between Perpendiculars: | 283,80 m |
| Breadth: | 42,80 m |
| Draught: | 13,50 m |
| Deadweight: | 83.826 DWT |
| Maximum speed: | 24.5 knopen |




**Figuur 7-7: Jumbo containerschip P&O Nedlloyd Southampton, capaciteit 6.690 TUE, 18-5-1998 (Groenveld, 2002)**

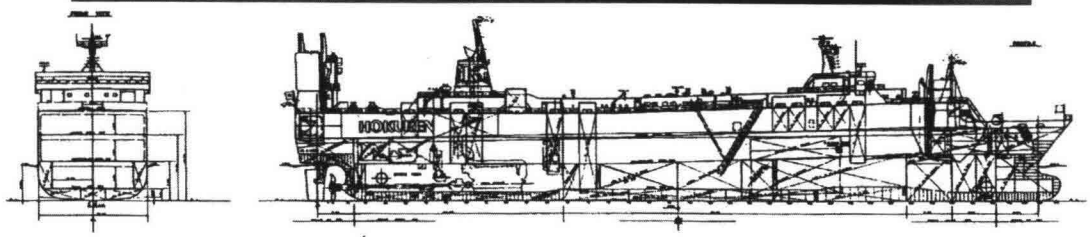
**RORO-schepen** (*roll on roll off*)
Een ander schip onder de categorie ***mass break bulk*** schepen is bijvoorbeeld het roro-containerschip. De reden voor de ontwikkeling van dit schip is dat niet alle stukgoedlading in containers is onder te brengen. Containers en buitenmodelvracht worden over een laadbrug aan boord gereden. Door de roro voorziening aan te brengen ligt dit schip bovendien flexibeler in de markt, met name op routes waar slecht geoutilleerde havens worden aangelopen. Er zijn meer typen schepen met een roro-voorziening. Voor een completer overzicht wordt weer verwezen naar het college CT4330, Ports and waterways 1. Figuur 7-8 geeft een voorbeeld van een roro-containerschip.

### 3. Bulk schepen

Bulkcarriers vervoeren grote hoeveelheden onverpakte lading. Deze kan bestaan uit:

- gassen
- vloeistoffen
- chemicaliën (kunststof, cement)
- ertsen
- steenkool
- graan, rijst
- etc.

In Tabel 7-6 zijn de belangrijkste typen schepen in deze categorie aangegeven.



| | |
|---|---|
| Length Over All: | 153,62 m |
| Length Between Perpendiculars: | 142,80 m |
| Breadth: | 21,40 m |
| Draught: | 6,98 m |
| Deadweight: | 5.445 DWT |
| Maximum speed: | 25 knopen |

**Figuur 7-8: Roro schip No. 2 Hokuren Maru (Groenveld, 2002)**

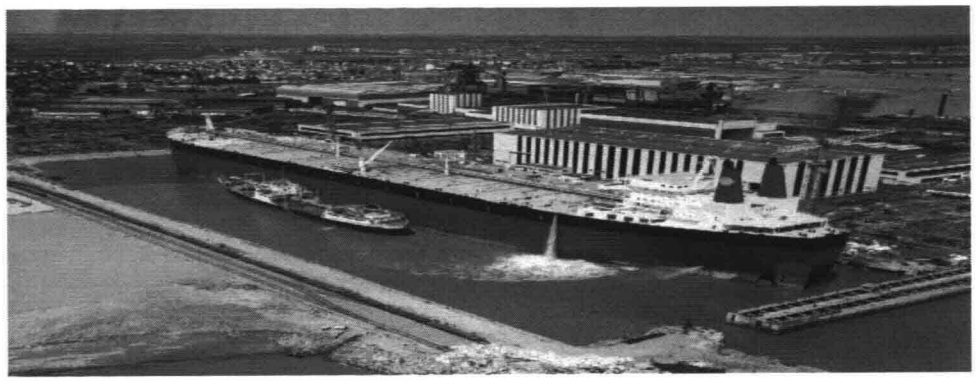
**Tabel 7-6: Belangrijkste typen Bulkschepen**

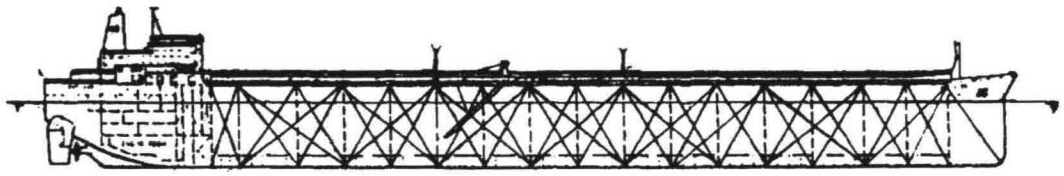
| type | lading | capaciteit |
|---|---|---|
| VLCC | ruwe olie | >200.000 DWT |
| ULCC | ruwe olie | >400.000 DWT |
| Parcel tankers | gerafineerde olieproducten | 6500-16000 DWT |
| Liquified gas carriers | LPG, LNG etc. | tot 130.000 $m^3$ |
| Dry bulk carriers | graan, kolen, erts, kunstmest etc. | tot 330.000 DWT |
| OBO carrier | erts of ruwe olie | |
| OCO carrier | erts en ruwe olie | |

**Crude carriers** (VLCC, VeryLarge Crude Carrier en ULCC, Ultra Large Crude Carrier)
Zoals eerder gesteld heeft een schaalvergroting plaatsgevonden van 1945 tot 1976.
Tegenwoordig worden de kleinere schepen weer populair door:

- recessie in de wereldmarkt gedurende de jaren '80;
- tengevolge van de grote afmetingen kunnen de grote schepen slechts een paar havens in de wereld aanlopen;
- de allergrootste schepen hebben problemen met de verzekering.

De schepen kunnen worden herkend aan het platte dek zonder derricks, terwijl het horizontale gangboord (catwalk) vanaf de boeg tot achtersteven opmerkelijk is (zie Figuur 7-9)



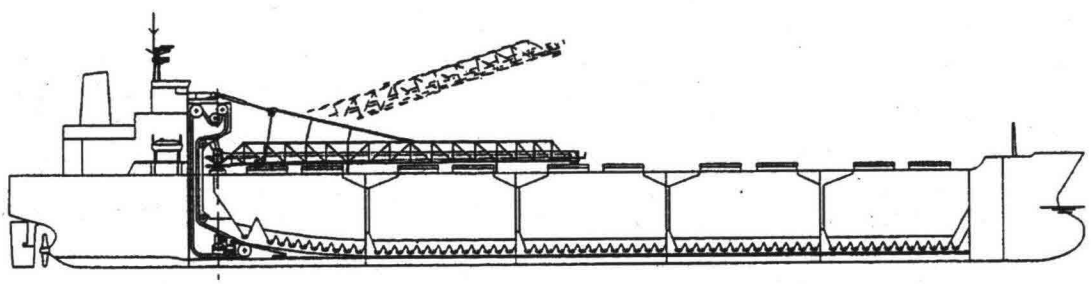


| | |
|---|---|
| Length Over All: | 414,21 m |
| Breadth: | 63,06 m |
| Draught: | 28,50 m |
| Deadweight: | 550.001 DWT |
| Maximum speed: | 16 knopen |

**Figuur 7-9: ULCC Batillus, in de vaart in 1976, gesloopt in 1986**

**Droge bulkschepen**

In tegenstelling tot de tanker beschikt de droge bulkcarrier over luiken. De luiken zijn over het algemeen erg wijd om gemakkelijk toegang te geven tot iedere plaats in het ruim. De afmetingen van dit type schip neemt nog steeds toe. De grootste schepen hebben een capaciteit van 350.000 DWT. Een voorbeeld wordt gegeven in Figuur 7-10



| Boom Data | |
|---|---|
| Length (m) | 82 |
| Slewing (deg.) | ± 90 |
| Hoisting (deg.) | max. 18 |

| Principal Dimensions of the Vessel | |
|---|---|
| Length between p.p. (m) | 239 |
| Width, moulded (m) | 38 |
| Depth, moulded (m) | 21,5 |
| Draught (m) | 15.0 |
| Deadweight (DWT) | 96,000 |

| Design Conditions | | |
|---|---|---|
| Cargo | Coal, iron ore, grain, gravel, etc. | |
| Unloading Capacity | Iron ore: | 6,000 t/h |
| | Coal: | 5,000 m³/h |
| Power consumption at max. discharging capacity | about 2,200 kW | |

**Figuur 7-10: Zelflossend bulkschip (Groenveld, 2002)**

**Combinatie-schepen**
Tengevolge van het gespecialiseerde karakter van bovengenoemde bulkcarriers varen deze schepen vaak in ballast. Met het doel deze inefficiënte vorm van vervoer te vermijden zijn de z.g. combined bulkcarriers ontwikkeld.
Twee typen worden hier genoemd:

- OBO-carrier, deze vervoert erts of olie (oil/bulk/ore). Bij wisseling op ander vervoersgoed moet het ruim schoongemaakt worden.
- OCO-carrier, dit schip kan tegelijkertijd olie en droge bulk (meestal erts) vervoeren (oil/cum/ore). Dit schip heeft aparte ruimen voor droge bulk en olie.

**Relatie met de civiele techniek:**

- De vloot van schepen en hun respons op de waterbeweging bepaalt de layout en dimensionering van de toegangsgeul (vervolgcollege CT4330).
- Het schip levert mede de randvoorwaarden voor de aanlegplaats (kade, steiger), terwijl de vervoersobjecten uiteraard het type terminal en de terminalinrichting bepalen (zie vervolgcolleges CT4330 en CT5306).

## 7.4 Binnenscheepvaart

### 7.4.1 De binnenvaartsector

Afgezien van het zee- en luchtvervoer staan voor het goederenvervoer naar het achterland de volgende transportwijzen (modi) ter beschikking: weg, spoorweg, vaarweg en pijpleidingen. Het pijpleiding-transport blijft hier verder buiten beschouwing. Het ***vervoer over de weg*** heeft het voordeel dat het erg flexibel is en nagenoeg overal kan komen. Een nadeel voor het wegvervoer is dat de kosten van het vervoer per tonkilometer vrij hoog zijn en een grote hoeveelheid uitlaatgassen wordt geproduceerd.

Het ***goederenvervoer over de spoorweg*** heeft het voordeel dat over grote afstanden met een redelijk hoge snelheid gereden kan worden. Ten opzichte van de andere vervoerswijzen hebben de spoorwegen het voordeel dat een groot aantal wagons een grote afstand in een beperkte tijd kan overbruggen. Door overbelasting van het railnet door het personenvervoer zijn de spoorwegen echter minder flexibel m.b.t. de mogelijkheden van goederenvervoer.

Het ***vervoer per binnenschip*** heeft het voordeel dat grote hoeveelheden goederen tegelijk met één schip kunnen worden vervoerd. De kosten per tonkilometer zijn betrekkelijk laag. Eén schip kan bijvoorbeeld evenveel lading meenemen als een goederentrein van 600 m lang of een file vrachtwagens van wel 1 km! Omdat de ontsluitingsdichtheid van de vaarwegen veel lager is dan voor de wegen is bij het gebruik van de binnenvaart het vaak noodzakelijk om de goederen ook nog over te slaan vanuit het schip naar de vrachtwagen en/of omgekeerd. Als echter over grote afstanden het schip kan worden ingezet dan worden de kosten van extra overslag ruimschoots gecompenseerd.
Hoewel het verschil tussen de vaarsnelheid van de binnenvaart en de rijsnelheid van trein en vrachtwagen vaak ten onrechte als bezwaar van de binnenvaart wordt aangevoerd kan dit verschil ook niet worden ontkend. Mede hierdoor is de binnenvaart het geëigende vervoermiddel voor grote hoeveelheden van relatief goedkope goederen, dus bulkgoederen. De beurtschipper met een grote verscheidenheid aan goederen (stukgoederen, kleine partijen) is volledig door de vrachtauto verdrongen. Zodra goederen echter in containers worden vervoerd dan domineert de laadkist en niet de inhoud. Op de binnenwateren zien we dan ook het aantal containertransporten gestaag toenemen. Tegenwoordig wordt dit door de overheid gestimuleerd, o.a. uit milieu-overwegingen. Het brandstofverbruik per tonkilometer bij vervoer over water is veel lager dan bij vervoer over land.

Van de in Nederland totale hoeveelheid vervoerde goederen in het nationale plus het internationale vervoer (ruim 1.400 miljoen ton in 2002) wordt meer dan 300 miljoen ton per binnenvaart verzorgd. Ruim één vijfde van alle vervoerde goederen gaan per binnenschip. Als we dan nog eens bedenken dat de gemiddelde vervoersafstand voor de binnenvaart aanzienlijk groter is dan voor het wegtransport, dan is het duidelijk dat de vervoersprestatie (in tonkilometers) voor een nog groter aandeel door de binnenvaart wordt verzorgd. De aandacht, die de binnenvaart krijgt in vergelijking met het wegverkeer en het spoorvervoer, staat beslist niet in verhouding met het maatschappelijk belang van deze vervoerstak. Wij willen nu wel aandacht geven aan de binnenvaart. Daarbij zullen we eerst kijken naar de verschillende verschijningsvormen om daarna te letten op de ontwikkelingen die zich bij de binnenvaart voordoen.
**Opmerking:** In de internationale literatuur leest men voor binnenvaart vaak ***"inland water transport"*** **(IWT)**, ook als dat grensoverschrijdend is.

### 7.4.2 Typen binnenvaartschepen

Als je gaat kijken bij een drukke vaarweg, dan zal het je opvallen dat er een bonte verzameling aan schepen passeert. Zowel in afmetingen als in uitrusting en vormgeving zijn er geweldig veel variaties. Toch is het wel mogelijk om de binnenschepen in te delen in een aantal categorieën.
We kunnen onderscheid maken naar afmetingen of laadvermogen, maar ook naar soort lading die vervoerd kan worden of wijze waarop de vaartuigen worden ingezet.

**Motorvrachtschepen, CEMT-klassen**
Het grootste aandeel van de schepen zijn motorvrachtschepen. Deze schepen hebben een eigen voortstuwing en het laadruim is ingericht voor het vervoeren van 'droge' lading. De lading bestaat dan veelal uit losgestorte bulkgoederen zoals zand en grind, granen, veevoeders e.d. Er zijn ook schepen

uitgerust met een beun voor 'natte' lading en ruime luchtkasten voor het drijfvermogen, waardoor deze schepen onder de zandzuiger kunnen worden geladen. Het water-zandmengsel wordt in het beun gepompt, waarna het zand bezinkt en het water over de gangboorden wegstroomt.
De droge-lading schepen komen overigens in een grote verscheidenheid van afmetingen voor. Soms is de partij van beperkte omvang, zodat met een "klein" schip kan worden volstaan, maar vaak zijn de afmetingen van de vaarwegen tussen de herkomst en bestemming zodanig dat daardoor de maximum afmeting van het in te zetten schip wordt bepaald. Hierdoor zijn er een aantal scheepstypen ontstaan, die ook de naam hebben gekregen van de kanalen of de streek waarvoor ze zijn ontworpen. Terwijl in het verleden de scheepsafmetingen werden bepaald door de afmetingen van de vaarwegen en de kunstwerken wordt tegenwoordig het ontwerp van de vaarwegen afgestemd op de schepen die men wil toelaten. Om de afmetingen van de vaarwegen in West-Europa onderling op elkaar af te stemmen, zijn er in Europees verband door de Conférence Européenne des Ministres de Transports (CEMT) in 1954 afspraken gemaakt. Daarbij werden de vaarwegen ingedeeld in vijf klassen, waarbij werd uitgegaan van een vijftal scheepstypen die veel voorkwamen. Voor ieder scheepstype werden de afmetingen van een standaard schip gedefinieerd.

De voornaamste laadvermogenklassen, die ook thans de Nederlandse binnenwateren bevaren werden als volgt ingedeeld:
- Klasse I, de "Spits" (350 ton), met name geschikt voor de krappe Belgische en Franse kanalen.
- Klasse II, de "Kempenaar" (550 ton), ontworpen voor de Zuid-Willemsvaart en de Kempense kanalen.
- Klasse III, het "Dortmund-Eemskanaalschip" (950 ton), afgestemd op de West-Duitse kanalen,
- Klasse IV, het "Rijn-Hernekanaalschip" (1.550 ton), ontworpen voor het zo genoemde kanaal in Duitsland, (Ruhrgebied).
- Klasse V, het "Groot-Rijnschip" (2.250 ton), geschikt voor de grote rivieren.

In Nederland werden aan deze klassen toegevoegd:
- Klasse 0, voor vaartuigen kleiner dan 250 ton. In Nederland zijn er nog erg veel vaarwegen in deze klasse. Nu worden deze vaarwegen nauwelijks meer gebruikt voor het goederen vervoer, maar voor de recreatievaart zijn ze vaak heel aantrekkelijk.
- Klasse $II^A$, voor de Hagenaar (750 ton) maatgevend voor de vaarweg naar Den Haag.
- Klasse $III^A$, voor het verlengde DEK-schip (1.150 ton).

In de tachtiger jaren werd op initiatief van de (Nederlandse) Commissie Vaarwegbeheerders (CVB) in PIANC[13]-verband geijverd voor een verdere aanpassing van de vaarwegindeling:
- Klasse $V^A$, het grotere Groot Rijnschip (3.000 ton)
- Klasse $V^B$, de 2-baks duweenheid in de lange formatie (3.200 - 6.500 ton)
- Klasse VI, de 2-4 of 6-baks duweenheid met 2 bakken naast elkaar (3.200 - 18.000 ton)
- Klasse VII, de 6 of meerbaksduweenheid met 3 bakken naast elkaar (9.600 - 27.000 ton)

In Nederland komt klasse VII (9 duwbakken) niet voor.

Een overzicht van de door de Adviesdienst Verkeer en Vervoer (AVV) geadviseerde laadvermogenklassen en de daarbij vastgestelde afmetingen van het grootste maatgevende schip is weergegeven in Tabel 7-7. Deze tabel - voor Nederland van toepassing - is een aanpassing van de voor Europa geldige CEMT-classificatie uit 1992, en geeft indicatieve bovengrenswaarden.

In de praktijk zullen de meeste schepen andere afmetingen hebben dan de standaardschepen. Vooral wat de lengte betreft zien we een vrij sterke spreiding. Bij de breedtematen is er meer sprake van een concentratie. Bij het indelen van de vaarwegen in één van de klassen is de maximale lengte en breedte van de toegestane schepen maatgevend in verband met aanwezige of nog te bouwen sluizen.

Tot slot geeft Tabel 7-8 een overzicht van de lengte van het vaarwegennet in Nederland, onderverdeeld naar vaarwegklasse volgens de CEMT-indeling, en Figuur 7-11 een beeld van het vaarwegennet. Hoofdvaarwegen zijn vaarwegen waarover jaarlijks meer dan 5 miljoen ton goederen of 25.000 TUE worden vervoerd (definitie Nota Mobiliteit). Volgens de CEMT is het streven alle vaarwegen van Europees belang aan de norm voor klasse V te laten voldoen. In Nederland voldoen 92% van de hoofdvaarwegen aan deze norm.

[13] PIANC = Permanent International Association of Navigation Congresses

## Classificatie voor vaarwegontwerp

| CEMT Vaarweg Klasse | Motorvrachtschepen | | | | | Duwstellen | | | | | Koppelverbanden | | | | | Doorvaart-Hoogte* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Karakteristieken maatgevend schip** | | | | Classificatie | Karakteristieken maatgevend duwstel** | | | | Classificatie | Karakteristieken maatgevend koppelverband** | | | | Classificatie | incl. 30 cm schrikhoogte |
| | Naam | Breedte | Lengte | Diepgang (geladen) | Laadvermogen | Combinatie | Breedte | Lengte | Diepgang (geladen) | Laadvermogen | Combinatie | Breedte | Lengte | Diepgang (geladen) | Laadvermogen | |
| | | m | m | m | t | | m | m | m | t | | m | m | m | t | m |
| I | Spits | 5,05 | 38,5 | 2,5 | 251-400 | | 5,2 | 55 | 1,9 | 0-400 | 2 spitsen lang | 5,05 | 77-80 | 2,5 | <= 900 | 5,25* |
| | | | | | | | | | | | 2 spitsen breed | 10,1 | 38,5 | 2,5 | <= 900 | |
| II | Kempenaar | 6,6 | 50-55 | 2,6 | 401-650 | | 6,6 | 60-70 | 2,6 | 401-600 | | | | | | 6,1 |
| III | Dortmund Eems | 8,2 | 67-85 | 2,7 | 651-1250 | | 8,2 | 85 | 2,7 | 601-1250 | | | | | | 6,6 |
| IV | Rijn-Herne Schip | 9,5 | 80-105 | 3,0 | 1251-2050 | Europa I duwstel | 9,5 | 85-105 | 3,0 | 1251-1800 | | | | | | 7,0* |
| IVb | | | | | | | | | | | Klasse IV + Europa I lang | 9,5 | 170-185 | 3,0 | 901-3350 | 7,0* |
| Va | Groot Rijnschip | 11,4 | 95-110 | 3,5 | >=2051 | Europa II duwstel | 11,4 | 95-135 | 3,5-4,0 | 1801-3950 | | | | | | 9,1* |
| Vb | | | | | | 2-baksduwstel lang | 11,4 | 170-190 | 3,5-4,0 | 3951-7050 | Klasse Va + Europa II lang | 11,4 | 170-190 | 3,5-4,0 | 3351-7250 | 9,1* |
| VIa | Rijnmax*** | 17,0 | 135 | 4,0 | | 2-baksduwstel breed | 22,8 | 95-145 | 3,5-4,0 | 3951-7050 | Klasse Va +Europa II breed | 22,8 | 95-110 | 3,5-4,0 | 3351-7250 | 9,1* |
| VIb | | | | | | 4-baksduwtel (incl 3-baks lang) | 22,8 | 185-195 | 3,5-4,0 | 7051-12000 (7051-9000) | Klasse Va + 3 Europa II | 22,8 | 185 | 3,5-4,0 | >=7251 | 9,1* |
| VIc | | | | | | 6-baksduwstel lang (incl. 5-baks lang) | 22,8 | 270 | 3,5-4,0 | 12001-18000 (12001-15000) | | | | | | 9,1* |
| VIIa | | | | | | 6-baksduwstel breed (incl 5-baks breed) | 34,2 | 195 | 3,5-4,0 | 12001-18000 (12001-15000) | | | | | | 9,1* |

* Bij de klasses I, IV, V en hoger zijn de doorvaarthoogtes aangepast voor 2 respectievelijk 3 en 4-laags containervaart.
(doorvaarthoogte op kanalen t.o.v. Maatgevend Hoog Water = 1% overschrijding/jaar)

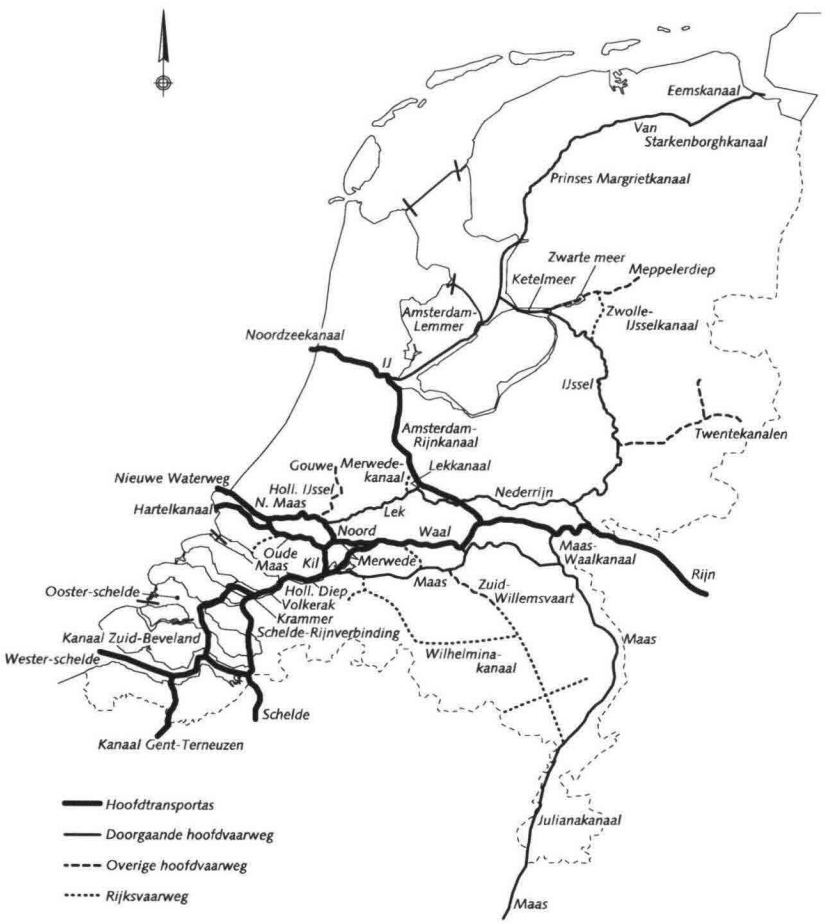
** De karakteristieken van het maatgevend schip hebben in de lengte een marge van ± 1 meter en in de breedte van ± 10 cm.

*** Het aantal schepen is voorlopig nog beperkt en vormt daarom nog geen aparte klasse.

Tabel 7-7: Laadvermogenklassen en standaardschepen binnenvaart in Nederland (AVV, 2002)

Tabel 7-8: Vaarwegennet in Nederland naar vaarwegklasse per 1-1-2005 (AVV)

| CEMT-klasse | typering van het maatgevende schip | maatgevende schip lengte x breedte | hoofdvaarwegen | | alle vaarwegen | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | lengte | aandeel | lengte | aandeel |
| | | [m] | [km] | [%] | [km] | [%] |
| 0 | geen beroepsvaart | | | | 1990 | 29 |
| I | spits | 38 x 5,1 | 0 | 0 | 405 | 6 |
| II | kempenaar | 55 x 6,6 | 26 | 2 | 1045 | 16 |
| III | dordtmund-ems | 80 x 8,2 | 0 | 0 | 309 | 5 |
| IV | rijn-hernekanaal | 85 x 9,5 | 82 | 6 | 497 | 7 |
| Va | groot motorschip | 110 x 11,4 | 662 | 45 | 1231 | 18 |
| Vb | 2-baks duwvaart, lange formatie | 185 x 11,4 | 92 | 6 | 313 | 5 |
| VIa | 2-baks duwvaart, brede formatie | 110 x 22,8 | 44 | 3 | 127 | 2 |
| VIb | 4-baks duwvaart | 195 x 22,8 | 235 | 16 | 448 | 7 |
| VIc | 6-baks duwvaart | 195 x 34,2 / 270 x 22,8 | 319 | 22 | 341 | 5 |
| | | totaal | 1460 | 100 | 6706 | 100 |




Figuur 7-11: Hoofdvaarwegen en overige rijksvaarwegen (Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 2004)

## Motortankschepen

Na de tweede wereldoorlog en vooral met de opkomst van de chemische industrie ontstond er grote behoefte aan het vervoer van grote hoeveelheden vloeibare brandstoffen en andere petrochemische producten. Hiervoor werden binnenvaartschepen speciaal ingericht. Deze z.g. tankschepen vormen een belangrijk, hoogwaardig aandeel van de vloot. Omdat veel van deze vloeibare producten brandbaar, agressief en/of giftig zijn, moeten veel van de tankschepen daarvoor speciaal uitgerust zijn.

Vanwege deze extra voorzieningen en de uitrusting met leidingen, pompen, kranen e.d. zijn tankschepen duurder dan de droge-ladingschepen met hetzelfde laadvermogen. Omdat de motortankschepen gemiddeld aanzienlijk jonger zijn dan de motorvrachtschepen is het gemiddeld laadvermogen aanzienlijk hoger en is ook de nautische uitrusting vaak moderner (b.v. boegschroef, beweegbaar stuurhuis, navigatiesystemen, communicatiemiddelen). De tankschepen zijn hoofdzakelijk eigendom van rederijen terwijl de vrachtschepen voornamelijk in het bezit zijn van de schipper/eigenaar.

**Duwvaart**

Terwijl op de Rijn voor het vervoer van bulkgoederen tot in de zestiger jaren de sleepvaart werd gebruikt, werd op de Mississippi reeds rond 1900 gebruik gemaakt van duwvaart. De ontwikkeling van de duwvaart in Europa is pas in 1957 begonnen. Na deze late start ging de ontwikkeling echter heel snel.

In 1962 waren er reeds 28 duwboten met totaal 130 duwbakken op de Rijn in de vaart. Terwijl in het begin duwbakken werden gebruikt van 9,5 · 70 $m^2$ (Europa I) zijn de nu in gebruik zijnde bakken 11,4 · 76,5 $m^2$ (Europa II A) en 11,4 · 90,0 $m^2$ (Europa II A verlengd). Voorts zijn Europa III bakken in studie met afmetingen van 12,5 · 110,0 $m^2$ en een laadvermogen van 4.500 ton (Richtlijnen Vaarwegen RVW 2005).

Ook de maximum diepgang is toegenomen van 3,2 m tot 4,0 m. Het laadvermogen van een afgeladen Europa II A bak is 2.780 ton. Op de Rijn varen de duweenheden het meest in de vierbaksformatie. Binnen bepaalde grenzen voor de waterstand is thans ook zesbaksvaart toegestaan. Veel duwboten zijn daarvoor ook ontworpen.

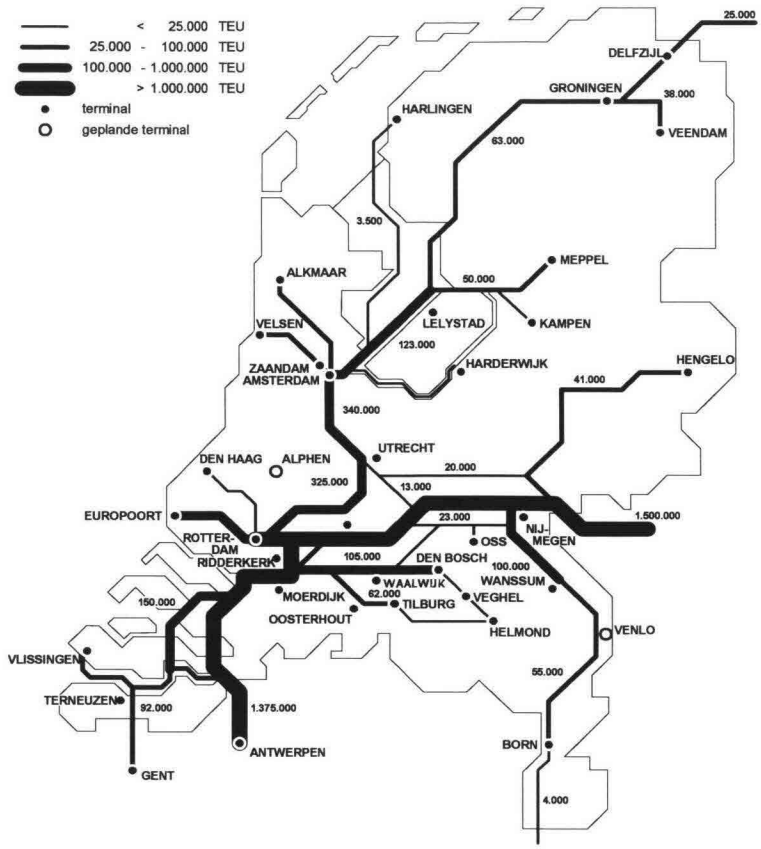
Deze kostbare duwboten kunnen slechts rendabel worden ingezet als ze (nagenoeg) continu varen. Dat betekent dat deze duwboten meestal bemand zijn met een dubbele bemanning. Zodra de bakken op de bestemming zijn worden deze losgekoppeld en worden lege bakken vastgemaakt waarmee de terugreis direct wordt begonnen. In de haven waar de bakken weer moeten worden geladen, worden eveneens direct weer bakken gewisseld. Een duwboot pendelt meestal tussen twee punten.

**Containervaart**

De ontwikkeling van de containervaart op de Rijn kwam, nadat de eerste schepen met dit soort gestandaardiseerde laadkisten uit de Verenigde Staten in Europa aankwamen, zeer aarzelend op gang.

In het begin toonde de binnenvaart weinig belangstelling voor het vervoer van deze maritieme containers. De aantallen waren te gering om de binnenschepen er voor in te richten. Zo werden de verladers er aan gewend dat het transport naar het achterland met de vrachtwagen of de trein werd verzorgd. Later bleek het containervervoer zo een geweldige vlucht te nemen dat het ook voor de binnenvaart erg aantrekkelijk werd om daaraan deel te nemen. Uiteraard was het noodzakelijk om hiervoor terminals in te richten met containerkranen en een organisatie voor het vervoer tussen de terminal en de klant en omgekeerd. Dat de binnenvaart bijzonder geschikt is voor het vervoer van containers blijkt wel uit het feit dat de binnenvaart reeds een behoorlijk aandeel van het transport naar het achterland van containers heeft veroverd en dat dit aandeel nog voortdurend stijgt, zie Figuur 7-12.

Belangrijk is om te bedenken dat met containers hoofdzakelijk hoogwaardige goederen worden vervoerd. Het gewicht per volume-eenheid is hiervoor meestal zeer beperkt. De afmetingen van het ruim bepalen het aantal containers dat vervoerd kan worden. Een volgeladen containerschip is daarom nooit tot de maximum diepgang beladen. Om de capaciteit van een containerschip eenduidig te kunnen aangeven wordt dat gedaan in TEU's. Bij het vaststellen van de capaciteit moet rekening gehouden worden met de afmetingen van het laadruim. Voor de machinekamer, stuurhut, woning en vooronder is een deel van de lengte van het schip en voor de constructie (onder de gangboorden) is een deel van de breedte van het schip nodig. In het ruim van een binnenschip kunnen de containers wel worden gestapeld. In verband met de stabiliteit zal men niet meer kisten òp elkaar plaatsen dan er in het ruim náást elkaar passen. Vaak wordt het aantal lagen bepaald door het uitzicht vanuit het stuurhuis, of door de hoogtebeperkingen op de vaarweg door vaste bruggen. De moderne containerschepen zijn uitgerust met een beweegbaar stuurhuis en soms met radar en televisiecamera's voorop. Er varen nu schepen met een capaciteit van 470 TEU, lengte 135 m, breedte 17 m en een diepgang van 3 m (aangeduid met de Jowi-klasse). Op de Rijn is thans een lengte van maximaal 135 meter toegestaan.




**Figuur 7-12: Containervervoer per binnenvaartschip in 2004 (Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 2004)**

### Roro-vaart

Terwijl in de zeevaart de 'roll-on-roll-off' reeds vele jaren was ingeburgerd, heeft deze verschijningsvorm nu ook haar intrede gedaan in de binnenvaart. Eén van de aanleidingen is geweest dat in het weekeinde op de Duitse autobaan geen vrachtwagens worden toegelaten. Daarnaast is het voordeliger om een deel van de reis per schip af te leggen. Tevens kan dan soms, gelet op het rijtijdenbesluit, de rit door één chauffeur zonder extra rustperiode worden voltooid. Het overheidsbeleid is er thans ook op gericht om deze vervoerswijze zoveel mogelijk te stimuleren om het milieu zoveel mogelijk te ontzien, energie zoveel mogelijk te sparen en de congestie op de wegen zoveel mogelijk te beperken. Verwacht mag worden dat deze vorm van gecombineerd vervoer, naast de combinatie van truck en trein, op de Rijn fors zal toenemen. Een voorwaarde hiervoor is uiteraard dat er een frequente, regelmatige afvaart van deze 'veerdienst' kan worden gegarandeerd. Dure overslaginstallaties (zware kranen) zijn voor deze 'roro'-schepen niet nodig.

### Binnen-buitenschepen

Ten einde de kostbare overslag in de zeehaven te vermijden worden kleinere zeeschepen zoals kustvaarders tegenwoordig soms zodanig gebouwd dat de strijkhoogte (de maximum hoogte boven de waterspiegel) beperkt is of gemakkelijk kan worden verkleind. Dit laatste kan door mast(en), radarscanner e.d. te strijken. Door de beperkte hoogte van deze schepen kunnen zij meestal vanaf zee ver de Rijn opvaren en zodoende direct de plaats van bestemming van de goederen bereiken. Deze schepen zijn in vergelijking met de meeste binnenschepen wat minder goed bestuurbaar. Op zee worden hieraan minder hoge eisen gesteld; de voortstuwing is daar belangrijker dan de bestuurbaarheid. Hierbij komt nog dat het uitzicht vanaf de scheepsbrug op de rivier en de daarop aanwezige binnenvaart en recreatievaart zeer beperkt is. In verband met de veiligheid van de scheepvaart wordt aan dit probleem veel aandacht besteed. Mogelijk zullen aanvullende eisen gesteld worden aan deze ***binnen-buitenschepen, zee-rivierschepen of kümo's*** *(küsten-motorschiffe)*. Veelal wordt met deze schepen stukgoed verscheept, al dan niet (gedeeltelijk) gecontaineriseerd.

### 'Kegel'schepen

In verband met de veiligheid zijn schepen met gevaarlijke (zeer brandbare, giftige en/of ontplof-bare) stoffen aan boord verplicht om één, twee of drie zwarte kegels als waarschuwingssein te voeren. 's

Nachts moeten in plaats van deze kegels blauwe lichten in de mast worden getoond. Het aantal kegels of lichten geeft de aard van het potentiële gevaar aan. Afhankelijk hiervan moeten bepaalde regels in acht worden genomen met betrekking tot de afstand tot andere schepen of tot bebouwing. Dit is met name erg belangrijk bij kunstwerken. De z.g. kegelschepen moeten op daarvoor gereserveerde plaatsen aan de remmingwerken in de voorhavens afmeren. In de sluiskolk moeten schepen met meer dan één kegel apart worden geschut en die met één kegel moeten ten minste tien meter afstand tot de andere schepen bewaren. De capaciteit van een sluis wordt door deze noodzakelijke maatregelen beperkt. De invloed is groter naarmate het aandeel kegelschepen groter is. Gezien de aard van de te vervoeren stoffen zijn vooral tankschepen vaak verplicht de kegel te voeren. Tegenwoordig moeten ook containerschepen vaak een of twee kegels voeren.

**Recreatievaart**

Op de Nederlandse binnenwateren zijn een paar honderdduizend pleziervaartuigen. De kleinere vaarwegen worden vaak nog uitsluitend door de recreatievaart gebruikt. Op de grotere doorgaande vaarwegen zijn in het zomerseizoen vaak zowel de beroepsvaart als de recreatievaart aanwezig. Dit vereist uiteraard extra aandacht, zowel wat de veiligheid als wat de verkeersafwikkeling betreft. De recreatievaart is te verdelen in de zeiljachten en de motorjachten. Een verdeling in bepaalde klassen op grond van de afmetingen is nauwelijks mogelijk, gezien de grote spreiding die de vloot te zien geeft. Ook kunnen de oude beroepsvaartuigen zoals ***tjalken, klippers*** e.d. (de z.g. *bruine vloot*) bij de recreatievaart worden genoemd. In Tabel 7-9 zijn de maatgevende scheepsafmetingen voor de recreatievaart en charterschepen (bruine vloot) weergegeven, zoals die voor Nederland zijn vastgesteld. Hierbij is onderscheid gemaakt in verbindingswateren: verbinden de grote vaargebieden (A), en ontsluitingswateren: ontsluiten de afzonderlijke vaargebieden (B, C en D). Voor charterschepen zijn er 2 klassen BVA en BVB voor grootscheeps open vaarwater resp. beschut vaarwater.

**Tabel 7-9: Maatgevende scheepsafmetingen voor recreatievaart en charterschepen in Nederland (Richtlijnen Vaarwegen, RVW 2005)**

| zeilboten | klasse | lengte | breedte | diepgang | boot- en brughoogte | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | [m] | [m] | [m] | [m] | |
| verbindingswater | A | 15,00 | 4,25 | 2,10 | 30,00 | |
| ontsluitingswater | B | 15,00 | 4,25 | 1,90 | 30,00 | |
| **motorboten** | **klasse** | **lengte** | **breedte** | **diepgang** | **boothoogte** | **brughoogte** |
| | | [m] | [m] | [m] | [m] | [m] |
| verbindingswater | A | 15,00 | 4,25 | 1,50 | 3,40 | 3,75 |
| ontsluitingswater | B | 15,00 | 4,55 | 1,50 | 2,75 | 3,00 |
| | C | 14,00 | 4,50 | 1,40 | 2,75 | 3,00 |
| | D | 12,00 | 3,75 | 1,10 | 2,40 | 2,50 |
| **charterschepen** | **klasse** | **lengte** | **breedte** | **diepgang[1]** | **boot- en brughoogte** | |
| | | [m] | [m] | [m] | [m] | |
| | BVA | 35,00 | 7,00 | 1,40 | 30,00 | |
| | BVB | 25,00 | 6,00 | 1,20 | 30,00 | |

[1] breedte incl. zwaarden

## 7.4.3 Ontwikkelingen binnenvaart

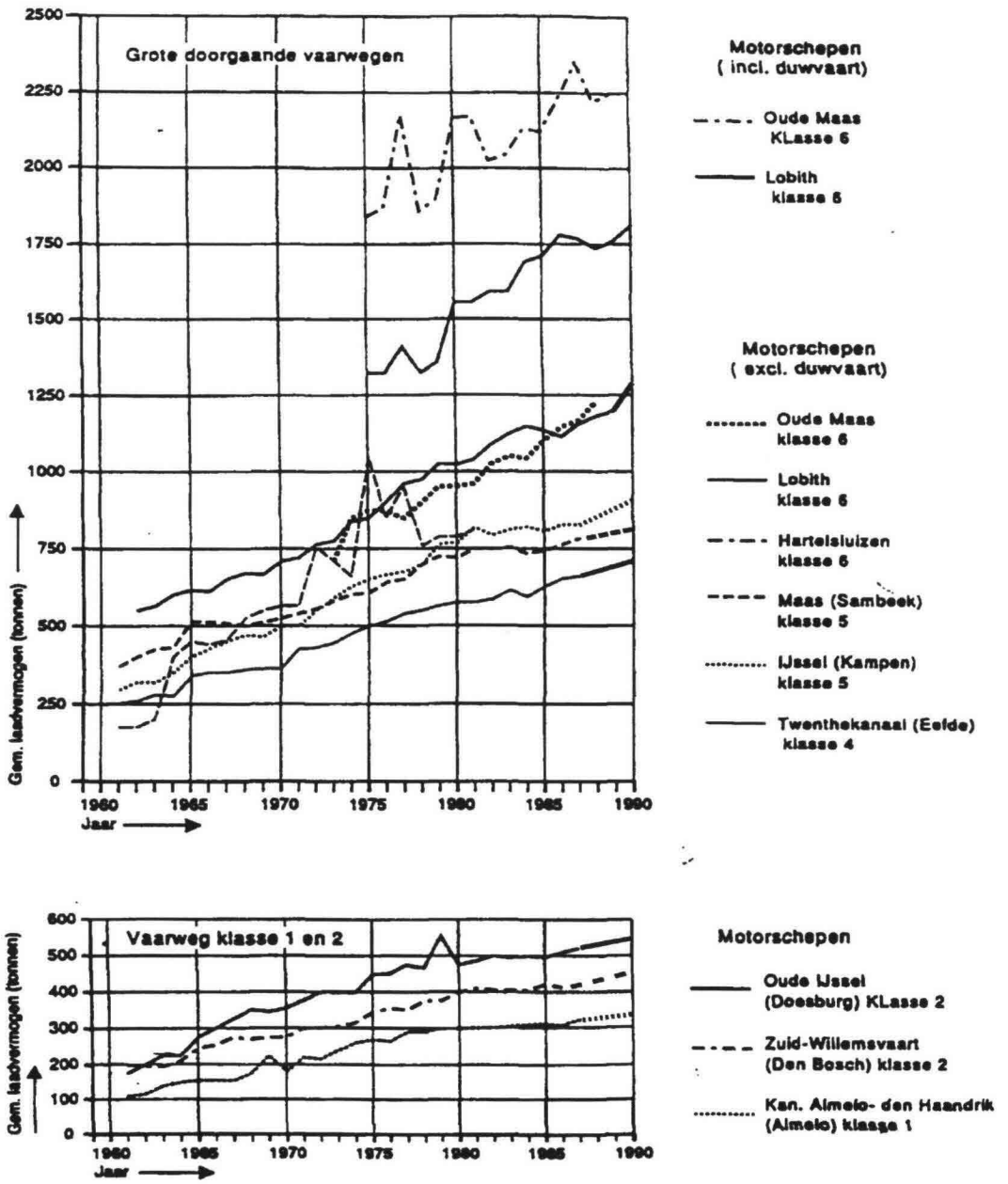
Met betrekking tot de binnenvaart kunnen een aantal ontwikkelingen worden gesignaleerd. Slechts zeer globaal zal op enkele van deze ontwikkelingen iets nader worden ingegaan.

**Schaalvergroting**

De ontwikkelingen met betrekking tot de schaalvergroting in het vervoer in het algemeen en in de binnenvaart in het bijzonder zijn na de tweede wereldoorlog spectaculair geweest. Figuur 7-13 geeft hiervan een duidelijk beeld. Met name door de sterke schaalvergroting bij het wegvervoer, door de mogelijkheden bij de voertuigtechniek enerzijds en de kwalitatieve en kwantitatieve verbeteringen van de wegeninfrastructuur anderzijds hebben er toe bijgedragen dat voor kleine binnenschepen de concurrentiepositie ernstig is aangetast.

De groei van het gemiddeld laadvermogen van de vloot is voor de helft het gevolg van de sloop van de kleine schepen en voor de andere helft het gevolg van de nieuwbouw van vooral grote schepen, zie Figuur 7-14. Het goederenvervoer op de kleine vaarwegen neemt hierdoor steeds verder af of is reeds volledig verdwenen. Veel van de kleine vaarwegen worden nog slechts door de recreatievaart gebruikt. Op de grote doorgaande (internationale) vaarwegen worden voor de bulkgoederen zo groot

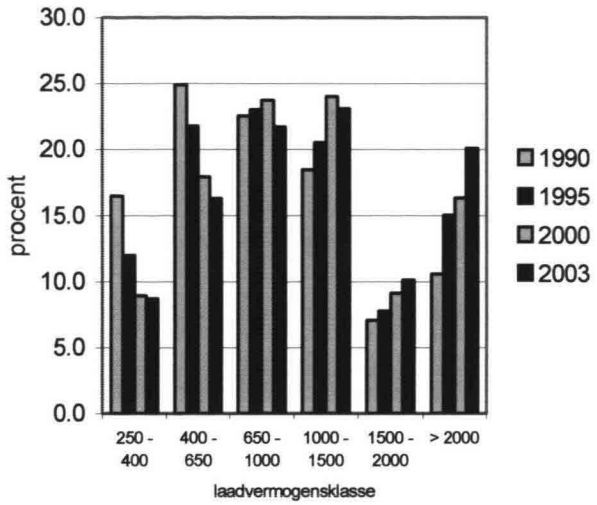
mogelijke schepen of (duw)eenheden ingezet. Uiteraard zijn er ook veel goederen waarvoor, gezien de partijgrootte en/of de bereikbaarheid van de plaats van herkomst of bestemming, minder grote schepen worden ingezet. Om deze redenen varen b.v. op de Waal en de Rijn naast de vier- (en soms zelfs zes-) baksduweenheden tegelijkertijd ook schepen van de klassen I t/m Va.
Omdat met name op de kleinere vaartuigen meestal de schipper met z'n gezin ook woonde, terwijl op de grote schepen en duwboten meestal enkele ploegen vaarpersoneel verblijven, heeft de schaalvergroting ook grote sociale gevolgen.




Figuur 7-13: Ontwikkeling gemiddeld laadvermogen op verschillende vaarwegen

### Verkeersintensiteit

Voor de afwikkeling van het scheepvaartverkeer is het van groot belang hoe druk de scheepvaart ter plekke is, m.a.w. hoe groot de verkeersintensiteit is. Voor het onderzoeken of beoordelen van verkeerssituaties is het nodig de verkeersintensiteit per scheepstype en per laadvermogenklasse te kennen. Als op (een deel van) een vaarweg de intensiteit groter is dan de capaciteit, dan ontstaat er stagnatie in de vlotte verkeersafwikkeling. Dit kan b.v. bij een sluis voor (te) lange passeertijden zorgen.




**Figuur 7-14: Aandeel per laadvermogenklasse (PAO, 2006)**

**Aanbodspatroon**
Voor de verkeersafwikkeling is niet alleen de intensiteit (aantal schepen per dag of per week) van belang, maar ook het aanbodspatroon. Dit patroon geeft aan de mate waarin het aanbod van de schepen over de tijd is verdeeld. Omdat bij het scheepvaartverkeer zowel over de dag als over de week een bepaald patroon is waar te nemen, wordt meestal een aanbodspatroon voor een periode van een week opgesteld. Overdag is het drukker dan 's nachts en op de werkdagen is de beroepsvaart meestal drukker dan in het weekeinde. De recreatievaart daarentegen is in het weekeinde weer drukker dan op de werkdagen. Bij de beroepsvaart is de invloed van de seizoenen aanzienlijk minder dan bij de recreatievaart.

**Gecombineerd vervoer**
Door de toenemende congestie op de wegen en de noodzakelijke aandacht voor energiebesparing en milieuzorg neemt de belangstelling toe voor het gecombineerd vervoer. Met name het containervervoer en het roro-vervoer lenen zich uitstekend om een belangrijk deel van de transportafstand te overbruggen met het binnenschip.

**Schakel in de logistieke keten (b.v. 'JIT' en 'door to door')**
Zoals in de eerste paragraaf van dit hoofdstuk reeds is aangegeven is het transport een schakel in de logistieke keten van het productieproces. Het vervoer van goederen wordt steeds minder als een op zich zelf staand onderdeel van die keten gezien. Bij het optimaliseren van het gehele proces is ook de voorraadvorming een belangrijk aspect. Naarmate er minder basisgrondstoffen in bulk worden verwerkt en meer kostbaardere halffabricaten zullen de voorraden kleiner worden en daarmee ook de partijgrootte van de te vervoeren goederen. Hierbij is het wel van groot belang dat deze goederen dan ***Just-In-Time*** worden afgeleverd. De organisatie van het vervoer van ***'deur tot deur'*** wordt tegenwoordig ook steeds meer door slechts één enkele instantie verzorgd. Dit betekent onder meer dat er een goede samenwerking met andere disciplines moet bestaan als de binnenvaart haar aandeel in het vervoer wil behouden en zo mogelijk vergroten.

## 7.5 Hydronautische aspecten van het varen

In deze paragraaf wordt in het kort ingegaan op de hydronautische aspecten van een schip in de vaarweg en de consequenties daarvan voor de dimensionering en vormgeving van de vaarweg(onderdelen) in relatie tot die scheepvaart. Natuurlijk zijn er ook grote verschillen tussen zeevaart en binnenvaart. Op zee is de beschikbare ruimte vaak onbeperkt terwijl de binnenschepen bijna altijd varen op vaarwegen met (zeer) beperkte afmetingen. Dit heeft uiteraard grote invloed op het manoeuvreergedrag. Toch worden zeeschepen ook wel geconfronteerd met beperkte afmetingen van de vaarweg, b.v. in haveningangen en -bekkens en op zeescheepvaartkanalen.

Bij de beoordeling van de hydronautische verschijnselen is het van groot belang dat men er zich van bewust is dat het vaartuig beweegt ten opzichte van het water. Als het water stroomt dan is de beweging van het schip t.o.v. de bodem of de oever de resultante van de beweging van het schip t.o.v. het omringende water en stroom van het water t.o.v. de wal of de bodem. Een schip dat met de stroom meedrijft heeft geen relatieve beweging t.o.v. het water en zal daardoor niet bestuurbaar zijn.

### 7.5.1 Waterbeweging rond een varend schip

Bij het ontwerp en het beheer van vaarwegen is met name de waterbeweging rond een varend schip van wezenlijk belang. Hierbij kunnen we de volgende verschijnselen onderscheiden:

- *primaire scheepsgolf*
- *secundaire scheepsgolf*
- *schroefstraal*

**Primaire scheepsgolf (continuïteit en Bernoulli)**
Bij een varend schip stroomt het water dat voor de boeg wordt verdrongen naar het achterschip om de daar vrijkomende ruimte op te vullen. Deze z.g. retourstroom gaat gepaard met een daling van de waterspiegel naast het schip (door toename van snelheidshoogte en verlies aan drukhoogte). Deze retourstroomsnelheid, en daarmee ook de spiegeldaling en dus ook de 'inzinking' van het schip, wordt groter naarmate de vaarsnelheid en het 'natte' dwarsprofiel van het schip ook groter zijn of naarmate het 'natte' dwarsprofiel van de vaarweg kleiner is.

Voor het eenvoudige geval dat het schip met constante snelheid vaart in een prismatisch kanaal, kunnen we deze primaire scheepsgolf kwantitatief benaderen. Daartoe gaan we uit van een geschematiseerde situatie en veronderstellen dat:

- de retourstroom gelijkmatig verdeeld is over het dwarsprofiel van het kanaal
- de spiegeldaling constant is over de breedte van het kanaal
- de inzinking van het schip ter hoogte van het grootspant gelijk is aan de spiegeldaling
- de spiegeldaling klein is ten opzichte van de spiegelbreedte
- wrijvingsverliezen te verwaarlozen zijn

Tussen een doorsnede van het kanaal ver voor het schip en één ter hoogte van het grootspant van het schip treedt versnelling van de stroming op. Aangezien we wrijvingsverliezen verwaarloosbaar hebben verondersteld, kunnen we op het gebied tussen deze beide doorsneden Bernoulli toepassen. Daarnaast wordt voldaan aan continuïteit. Met deze twee vergelijkingen kunnen we de onbekende retourstroom en spiegeldaling bepalen.

In Figuur 7-15 zijn de grootheden aangegeven die in onze schematisatie van belang zijn. Voor de berekening gaan we uit van een assenstelsel dat met het schip mee beweegt. Ten opzichte van dit stelsel is de waterbeweging permanent. Voor deze schematisatie luidt de continuïteitsvergelijking

$$VA_c = (V + u_r)(A_c - A_s - B_o z) \tag{7.1}$$

waarin:

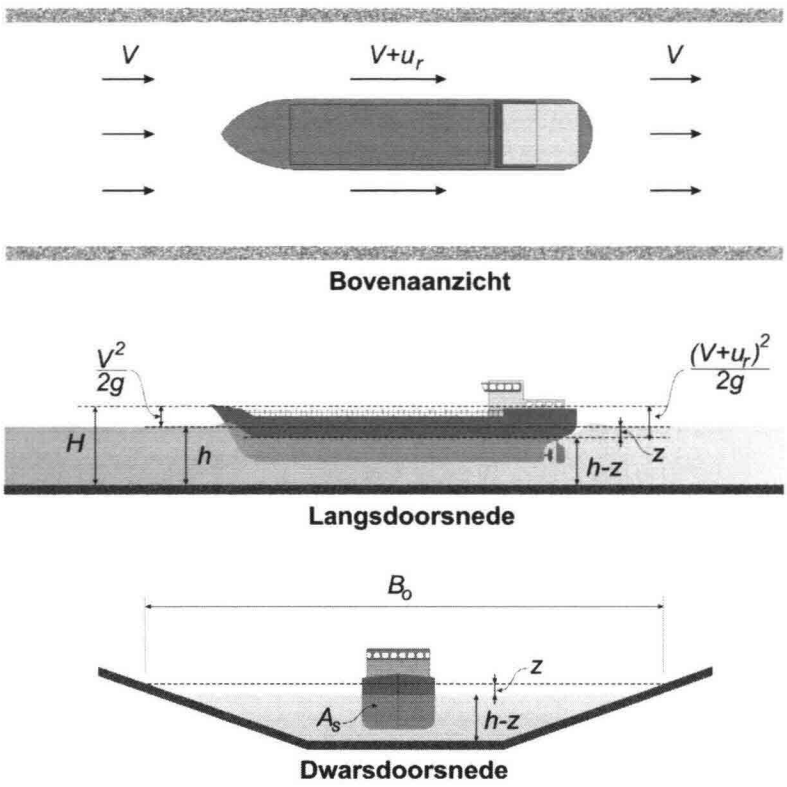
V = stroomsnelheid van het water ten opzichte van het schip [m/s]
$A_c$ = oppervlakte van de natte doorsnede van het kanaal [$m^2$]
$A_s$ = oppervlakte van het ondergedompelde deel van het grootspant van het schip [$m^2$]
$B_o$ = breedte van de waterspiegel van het ongestoorde kanaal [m]
$u_r$ = retourstroomsnelheid [m/s]
$z$ = spiegeldaling [m]

Toepassing van Bernoulli, waarbij we veronderstellen dat de energiehoogte $H$ voor het schip gelijk is aan die naast het schip, levert vervolgens

$$H = h + \frac{V^2}{2g} = h - z + \frac{(V+u_r)^2}{2g} \quad \Rightarrow \quad z = \frac{(V+u_r)^2 - V^2}{2g} \tag{7.2}$$

waarin:

$h$ = waterdiepte ver voor of achter het schip [m]




**Figuur 7-15: Zelfvarend schip in prismatisch kanaal**

Als de waarden van $A_s$, $A_c$, $B_o$ en $V$ gegeven zijn, dan kunnen de retourstroomsnelheid $u_r$ en de spiegeldaling $z$ uit de vergelijkingen (7.1) en (7.2) worden bepaald. Dat komt neer op het bepalen van de wortels van een derde graads vergelijking (zie Bijlage D: Spiegeldaling). In plaats daarvan kan gebruik gemaakt worden van het diagram van Schijf (1949). Dit diagram is weergegeven in Figuur 7-16.

De spiegeldaling is tot op zekere hoogte te zien als een enkelvoudige golf die het schip zelf opwekt en die met het schip meebeweegt. Naarmate de scheepssnelheid ($V$) ten opzichte van het water toeneemt, nemen ook de grootte van de retourstroomsnelheid en de spiegeldaling toe. De scheepssnelheid is echter aan een maximum gebonden, de zogenaamde grenssnelheid ($V_{grens}$). Deze wordt bereikt als naast het schip schietend water ontstaat, wat optreedt wanneer het kental van Froude gelijk aan 1 wordt:

$$Fr = \frac{V + u_r}{\sqrt{g\bar{h}}} \approx 1,0 \qquad (7.3)$$

waarin:

$\bar{h}$ = gemiddelde waterdiepte = $A_c / B_o$ [m]

De primaire scheepsgolf (= kuil van de spiegeldaling) heeft ook een maximum. Deze kan zich niet sneller voortplanten dan:

$$c = \sqrt{gh} \qquad (7.4)$$

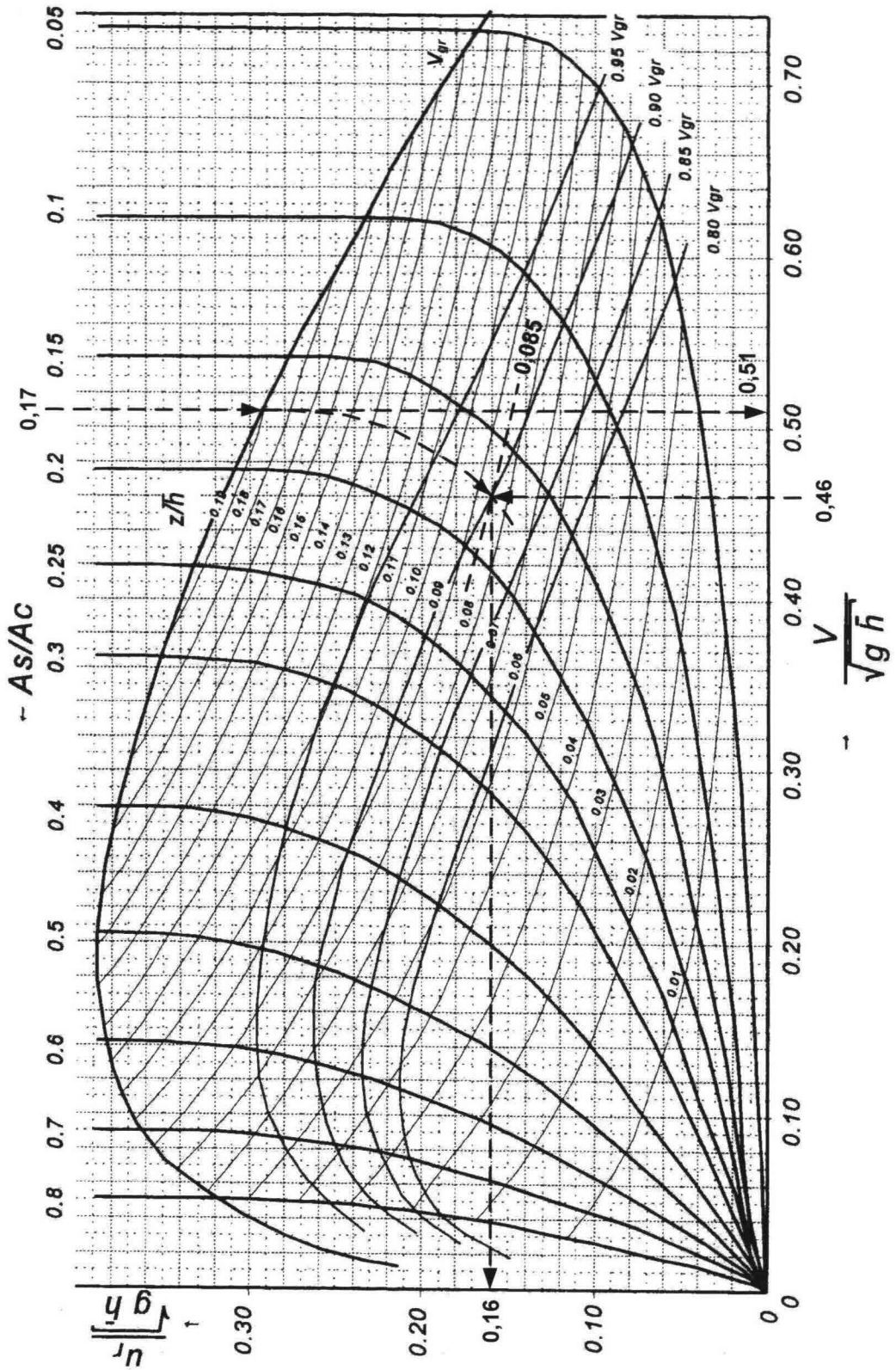
Zodra een schip de maximale voortplantingssnelheid van de spiegeldaling probeert te overschrijden, zullen slechts meer secundaire golven worden opgewekt. Dit in tegenstelling tot bijvoorbeeld speetboten, welke bij een bepaalde snelheid gaan planeren doordat deze over het water kunnen glijden. Voor waterverplaatsende schepen heeft het geen zin om meer vermogen te gebruiken omdat zij niet in staat zijn de primaire scheepsgolf te passeren, en er dus ook geen toename van vaarsnelheid zal worden bereikt. Boven de grenssnelheid gaat onze schematisatie van de

waterbeweging niet meer op. Echter, met die schematisatie kunnen we de grenssnelheid zelf wel schatten (zie Bijlage D: Spiegeldaling) en daarom komt deze in het diagram van Schijf ook voor (zie Figuur 7-16).

De gegeven schematisatie gaat ook niet op voor schepen die op zee varen. In dat geval liggen de oevers zo ver van het schip verwijderd dat de aanname van een gelijkmatig verdeelde spiegeldaling en retourstroom niet gelden, maar het concept blijft. Ook bij een schip dat op zee vaart moet water voor de boeg worden verdrongen en naar achteren worden verplaatst. Deze retourstroom zal zich direct rond het schip concentreren en daar zal dan ook spiegeldaling plaatsvinden.

Merk op dat met een meebewegend assenstelsel de stroomsnelheid in het kanaal ten opzichte van de oever niet ter zake doet. Tegelijkertijd wordt de stroomsnelheid naast het schip ($V+u_r$) berekend ten opzichte van het varend schip, en niet ten opzichte van de oever.

Ver achter het schip zijn waterbeweging en waterdiepte gelijk aan die ver voor het schip. De energiehoogtes voor en achter het schip zijn gelijk. Toch treedt tussen de kanaaldoorsnede ter hoogte van het grootspant van het schip en één ver achter het schip vertraging van de stroming op, inclusief het daarbij behorende vertragingsverlies. Dit verlies wordt gecompenseerd door de energie die door de scheepsschroef wordt geleverd.




| | | | |
|---|---|---|---|
| $V$ | = scheepssnelheid t.o.v. het water [m/s] | $A_s$ | = ondergedompeld oppervlakte grootspant [$m^2$] |
| $V_{gr}$ | = grenssnelheid t.o.v. het water [m/s] | $A_c$ | = oppervlakte kanaaldoorsnede [$m^2$] |
| $u_r$ | = retourstroomsnelheid t.o.v. het water [m/s] | $\overline{h}$ | = $A_c$ / $B_o$ [m] |
| $z$ | = spiegeldaling [m] | $B_o$ | = waterspiegelbreedte ongestoorde kanaal [m] |

**Figuur 7-16: Diagram van Schijf**

**Voorbeeld 7-1**

*Gegeven is een waterloop met een natte doorsnede van $A_c = 168\ m^2$ en een breedte van de waterspiegel van $B_o = 53\ m$. De stroomsnelheid in de waterloop bedraagt $U = 0,5\ m/s$.*
*De afmeting van het grootspant van het te beschouwen schip (RHK-schip) bedraagt:*
*diepgang (geladen) = 3,00 m*
*breedte = 9,50 m*

*Gevraagd wordt:*
*a) De grenssnelheid $V_{gr}$ van het schip ten opzichte van het water;*
*b) De maximale stroomsnelheid $u_{max}$ langs de oever als het schip met een snelheid $V = 0,9 \cdot V_{gr}$ vaart;*
*c) De spiegeldaling z bij vraag b).*

*Oplossing:*
*a) Natte doorsnede van het schip $A_s = 3,00 \cdot 9,5 = 28,50\ m^2$.*
*Dus $A_s / A_c = 0,17$.*
*De grenssnelheid $V_{gr}$ vinden we door langs de bovenrand van het diagram de waarde $A_s / A_c = 0,17$ op te zoeken, en van hieruit verticaal omlaag te gaan naar de horizontale as.*

*Daar vinden we* $\dfrac{V}{\sqrt{g\bar{h}}} = 0,51$ *zodat de grenssnelheid* $V_{gr} = 0,51\sqrt{g\bar{h}}$ *is.*

*Met* $\bar{h} = \dfrac{A_c}{B_o} = \dfrac{168}{53} = 3,17\ m$ *wordt* $V_{gr} = 0,51\sqrt{9,81 \cdot 3,17} = 2,84\ m/s$.

*b) De maximale stroomsnelheid langs de oever wordt gevonden bij een schip dat tegen de stroom in vaart (ga dit zelf na).*

$$V = 0,9 \cdot V_{gr} \Rightarrow \frac{V}{\sqrt{g\bar{h}}} = 0,9 \cdot 0,51 = 0,46\ .$$

*Door vanuit deze waarde langs de horizontale as van het diagram verticaal omhoog te gaan tot aan de kromme waarvoor geldt $A_s/A_c = 0,17$ vinden we het punt waarbij de retourstroomsnelheid en de spiegeldaling kunnen worden afgelezen.*

*Lees af* $\dfrac{u_r}{\sqrt{g\bar{h}}} = 0,16 \Rightarrow u_r = 0,16 \cdot \sqrt{9,81 \cdot 3,17} = 0,89\ m/s$ *ten opzichte van het water.*
*Dus $u_{max} = 0,89 + 0,5 = 1,39\ m/s$ ten opzichte van de oever.*

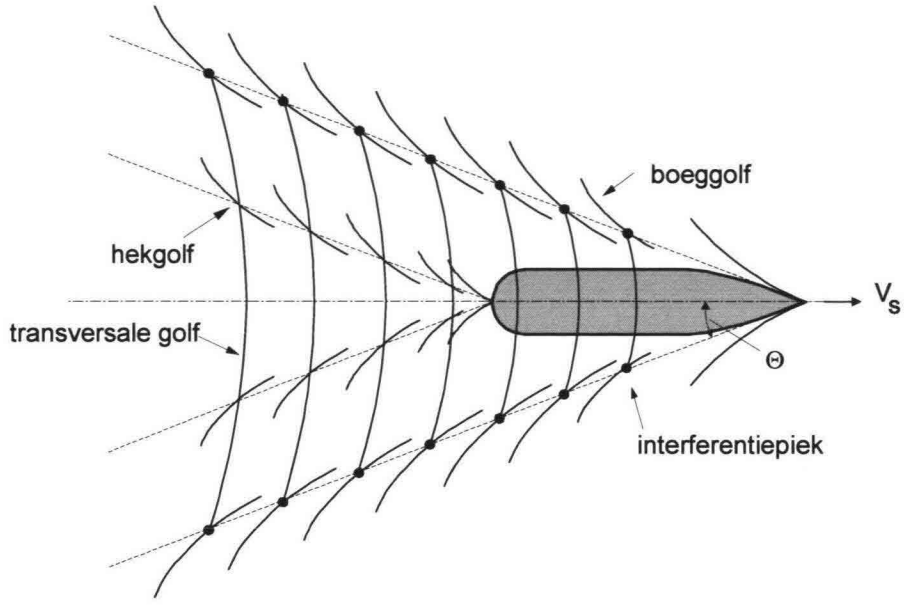
*c) Lees af* $\dfrac{z}{\bar{h}} = 0,085 \Rightarrow$ *de spiegeldaling is dus* $z = 0,085 \cdot 3,17 = 0,27\ m$.

**Secundaire scheepsgolven**

Een varend schip wekt een serie oppervlaktegolven op die bij een normale vaarsnelheid kort zijn in vergelijking met de scheepslengte. Er zijn twee soorten van deze oppervlaktegolven:

- divergerende golven; dit zijn de boeg- en hekgolven die naast en schuin achter het schip bewegen en;
- dwars- of transversale golven, die achter het schip aankomen en loodrecht op de vaarlijn staan (zie Figuur 7-17).

Op de plaatsen waar deze beide golven elkaar snijden ontstaan interferentiepieken, die nog ver achter een schip zichtbaar kunnen zijn.




**Figuur 7-17: Golfpatroon rond een varend schip**

**Schroefstraal**

De stuwkracht waarmee een schip een bepaalde vaarsnelheid opbouwt en handhaaft, wordt bij de motorschepen geleverd door de scheepsschroef. Deze schroef veroorzaakt een geconcentreerde straal in het water achter het schip ter hoogte van het kielvlak. Hierin kunnen hoge stroomsnelheden voorkomen, zie Tabel 7-10. Deze stroming is ook nog zeer turbulent. De stroomsnelheden in de schroefstraal nemen maar langzaam af. In de nabijheid van oevers en bodem zorgt de schroefstraal dan ook vaak voor ongewenste erosie.

**Tabel 7-10: Indicatie optredende stroomsnelheden door schroefstralen**

| | optredende stroomsnelheid* |
|---|---|
| schroefstralen van schepen | 4 - 8 m/s |
| boegschroeven van grote containerschepen | 6,5 - 7 m/s |
| fuikvormige aanlegplaats van veerboten | tot ≈ 15 m/s |

* De stroomsnelheid is sterk afhankelijk van de afstand tot de schroef en de geometrie van het vaarwater (wanden, taluds, bodemligging, e.d.)

## 7.5.2 Sturen, roer, boegschroef, padbreedte

Het zal duidelijk zijn dat een schip in het water totaal anders reageert op versnellen, afremmen, sturen, enz. dan een auto op de weg. Een schip is afhankelijk van de reactie van het water. Deze reactie is duidelijk indirect. Het versnellen en vertragen vergt veel meer tijd en dus ook afstand dan bij het wegverkeer. Ook het besturen gaat indirect via de zijdelingse (component van de) druk op het roer. Deze druk is relatief groot als de vaarsnelheid (van het schip t.o.v. het omringende water) en/of de draaisnelheid van de schroef groot is. De druk wordt ook groter naarmate de uitslag van het roer groter is. Daarmee wordt dan echter ook de weerstand in het water groter. Om het effect van het roer te vergroten staat het altijd in de schroefstraal van het schip. Bij zeer lage vaarsnelheid en bij achteruit slaande schroef zal het effect van het roer nihil zijn. Om beter in havens en bij kunstwerken te kunnen manoeuvreren zijn de schepen tegenwoordig wel uitgerust met een boegroer of een boegschroef. Behalve de invloed van de stroom in het vaarwater is er ook nog de invloed van de wind. Vooral sterke zijwind kan voor lege schepen en containerschepen erg hinderlijk zijn, met name als de vaarsnelheid beperkt moet zijn. Door de zijwind, maar ook omdat een schip in het water een vetergang heeft, (slingerend om een evenwichtsvaarlijn) heeft een schip een grotere breedte van de vaarweg (= padbreedte) nodig dan de breedte van het schip. Bij het ontwerp van vaarwegen dient hiermee rekening te worden gehouden.

## 7.5.3 Voortstuwing

Een motorschip wordt voortbewogen door de druk die met behulp van de scheepsschroef of schroeven wordt opgebouwd. Tijdens het varen met een eenparige (kruis-)snelheid is de stuwkracht slechts nodig om de weerstand in het water langs de scheepsromp en door het manoeuvreren op te heffen. Het is daarom van groot belang dat de scheepshuid zo vlak mogelijk is en aangroei van onderwaterorganismen zo veel mogelijk wordt voorkomen of beperkt. Een schoon onderwaterschip zorgt voor een lager brandstofverbruik bij eenzelfde vaarsnelheid.
Aangroei van organismen aan de scheepshuid kan worden beperkt door het toepassen van aangroeiwerende verf. Deze verf bevat echter schadelijke componenten die geleidelijk (tijdens het varen) of plotseling (bij onderhoud) vrijkomen. Uit milieu-overwegingen wordt intensief gezocht naar (betaalbare) milieuvriendelijke vervangende middelen.

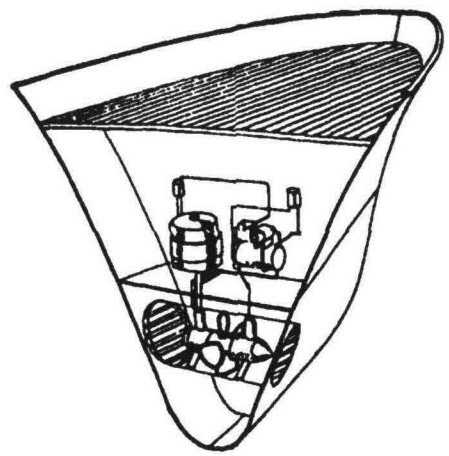
Sommige schepen (bij voorbeeld: containerschepen, passagiersschepen, sleepzuigers) zijn uitgerust met meer dan één schroef vanwege:

- vermogensoverdracht
- bedrijfszekerheid
- manoeuvreer eigenschappen

**vermogensoverdracht**
Vooral bij schepen met een niet zo grote diepgang is de maximale diameter van de schroeven beperkt, en daarmee ook het vermogen dat zonder problemen (cavitatie, trillingen) aan het water kan worden overgedragen. Bij de keuze van twee schroeven met kleinere diameter worden deze problemen goeddeels ondervangen.

**bedrijfszekerheid**
Door het installeren van twee aandrijfmotoren en twee schroeven wordt het risico van een volledig uitvallen van de voortstuwing belangrijk verkleind.

**manoeuvreer-eigenschappen**
Door twee onafhankelijk aangedreven schroeven neemt de bestuurbaarheid sterk toe. Veel schepen zijn tegenwoordig bovendien uitgerust met hek- en boegschroeven (*stern- of bow thrusters*, zie ook Figuur 7-18). Zij bestaan uit een horizontale buis door de achtersteven of de boeg van het schip (uiteraard onder de waterlijn) waarin een omkeerbare schroef is geplaatst. Met behulp van deze schroeven kunnen dwarskrachten worden geïntroduceerd waardoor de manoeuvreerbaarheid wordt vergroot. Hierdoor zijn minder vaak sleepboten nodig.



Figuur 7-18: Kamewa boegschroef

## 7.5.4 Stoppen en afmeren

Om tot stilstand te komen kan men volstaan met het stilzetten van de schroef. Het schip zal dan echter nog over een grote afstand doorvaren, waarbij slechts langzaam de vaarsnelheid afneemt. In

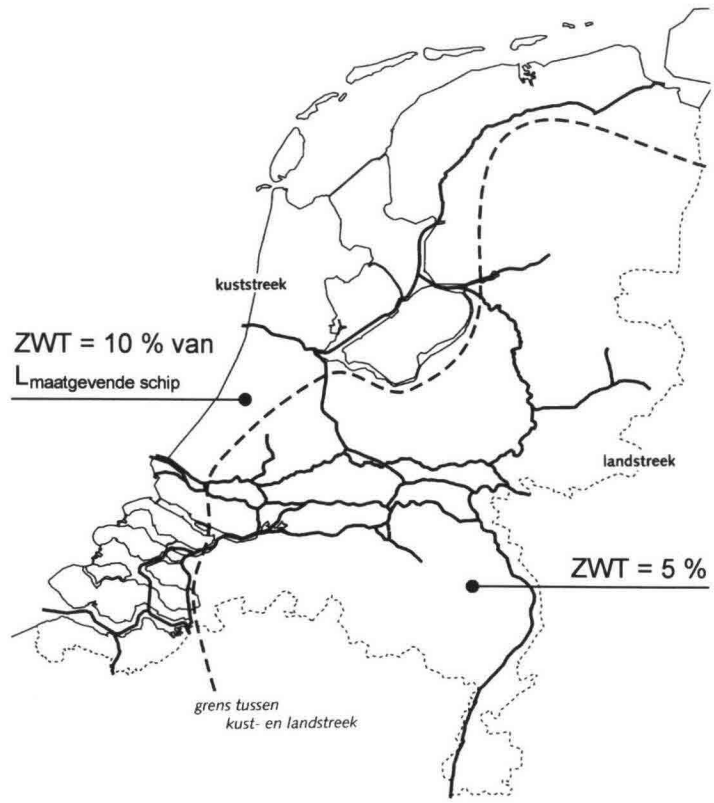
veel gevallen moet voor het kunnen sturen van het schip, b.v. om af te meren, regelmatig de schroef toch worden gebruikt om zodoende druk op het roer te krijgen. Door deze 'toerenstoten' zou de remweg nog langer worden.
Meestal wordt er dan ook afgeremd door met de schroef terug te slaan. Doordat het water dan langs het roer naar de schroef toestroomt is de zijdelingse druk op het roer nagenoeg te verwaarlozen. Bij een normaal (bij een vooruitvarend schip) rechtsom draaiende schroef geeft het terugslaan met de schroef meestal een (niet bedoelde) verdraaiing van het schip naar stuurboord (rechts). Terwijl het roer in de middenstand staat loopt het schip dat op de schroef afremt dus het gevaar om naar rechts uit het roer te lopen. Daarvoor zal met vooruitslaande toerenstoten, waarbij effectief druk op het roer wordt gegeven, moeten worden gecorrigeerd. Dit mogen slechts kortdurende vooruitslaande toerenstoten zijn, omdat anders de vaarsnelheid weer zou worden opgevoerd.

### 7.5.5 Invloed van wind en stroom

In het voorgaande is al de invloed van de wind genoemd. Vooral ongeladen schepen kunnen veel hinder van zijwind ondervinden. Door met een opstuurhoek schuin tegen de wind in te varen wordt voorkomen dat het schip tegen lager wal wordt geblazen. Hierdoor neemt de padbreedte toe, afhankelijk van de scheepslengte, vaarsnelheid en windsnelheid. Bij constante zijwind zal de opstuurhoek of drifthoek eveneens constant zijn: evenwichtsdrifthoek. De wind varieert meestal zo wel wat snelheid als richting betreft. Door windvlagen is de maximale drifthoek belangrijk groter dan de evenwichtsdrifthoek. Bij het dimensioneren van het vaarwegprofiel moet rekening worden gehouden met een ***zijwindtoeslag (ZWT)*** van *10%* van de lengte van het maatgevende schip als de vaarweg in de kuststrook ligt en van *5%* van de lengte als de vaarweg in de landstreek ligt (zie Figuur 7-19). Dit komt ongeveer overeen met de in Richtlijnen Vaarwegen RVW 2005 opgenomen afmetingen.

Terwijl de wind vooral van invloed is op lege schepen en hoog beladen (container-)schepen, worden met name de diepstekende schepen beïnvloed door stroom. Dit kan zowel stroom zijn evenwijdig aan de vaarbaan als stroom die hier min of meer loodrecht op staat.
Het eerste komt meer algemeen voor. Bijvoorbeeld de stroom op de rivieren, maar ook wel op kanalen die ook worden gebruikt voor het spuien ten behoeve van de waterhuishouding. Bij deze vorm van meestroom of tegenstroom wordt de vaarsnelheid ten opzichte van de oever beïnvloed. Stroomopwaarts kost de reis van b.v. Rotterdam naar Duisburg hierdoor aanzienlijk meer tijd dan de reis terug. Deze langsstroom heeft overigens weinig invloed op de benodigde vaarstrook.

Dwarsstroom komt meestal slechts plaatselijk voor. Voorbeelden zijn: kruisingen van een rivier, aansluitingen van vaarwegen op rivieren of zeearmen, stroming in rivierbochten of spuistromen i.v.m. waterhuishouding of koelwater. Een dergelijke dwarsstroom zal ongetwijfeld de vaarbaan van een passerend schip beïnvloeden. De invloed is groter naarmate de vaarsnelheid kleiner is. Daarom zal men met het ontwerpen van uitstroomopeningen in voorhavens extra voorzichtig moeten zijn.
De dwarskracht op een schip is evenredig met de component van de stroom in dwarsrichting in het kwadraat. Naast de grootte van de dwarskracht is vooral ook de variatie in de tijd en de gradiënt van deze kracht van groot belang voor het manoeuvreren. Er moet dan ook gestreefd worden naar een klein blijvende gradiënt van de dwarsstroom. Dit kan worden bereikt door een juiste keuze van de grootte en de vormgeving van de uitstroomopeningen.




**Figuur 7-19: Indeling kuststreek met betrekking tot zijwindhinder**

# 7.6 Kanalen voor de scheepvaart

## 7.6.1 Eisen

We hebben met dimensionering van vaarwegen of vaarwegonderdelen te maken bij de aanleg van nieuwe vaarwegen of het vervangen en aanpassen van bestaande vaarwegen. Hierbij moeten we drie criteria beschouwen:

- Het maatgevende schip of de maatgevende combinatie moet veilig kunnen passeren
- De maatgevende hoeveelheid scheepvaartverkeer moet vlot kunnen passeren
- De nieuwe situatie moet passen in een groter geheel van de infrastructuur

**Maatgevend schip**
Het maatgevende schip of combinatie is het grootste schip of (duw-) combinatie waarop het ontwerp van de vaarweg of vaarwegonderdeel wordt afgestemd. Meestal zal hiervoor een standaardschip uit de CEMT-klassen worden gekozen. Bijvoorbeeld: voor een klasse IV-vaarweg in Nederland is het standaardschip een Rijn-Hernekanaalschip met een lengte van 105 m, een breedte van 9,5 m, een diepgang van 3,0 m en een laadvermogen van 2.050 ton. Dit schip bepaalt de minimale afmetingen van het kanaalprofiel en eventuele kunstwerken.

**Maatgevend hoeveelheid verkeer**
Ten aanzien van de maatgevende verkeerssituatie gaat het om:

- typen schepen en hun afmetingen
- aantallen schepen per type
- verdeling van het verkeer in de tijd

**Nieuwe situatie**
De nieuwe situatie moet passen in de totaal aanwezige dan wel te realiseren infrastructuur, zoals het wegennet, de vaarwegen en eventuele spoorwegen en luchthavens. Een voorbeeld is de zeehaven

Delfzijl, welke door zeer gebrekkige achterlandverbindingen nooit de geplande overslaggroei en industrie heeft kunnen aantrekken. Succesvol is de binnenvaartverbinding tussen Rotterdam en Antwerpen, waarover in 2004 ruim 1,3 miljoen TEU werd vervoerd, zie Figuur 7-12. Een uitstekend (technisch) aangelegde vaarweg of haven geeft dus geen garantie voor goed gebruik ervan.

### 7.6.2 Richtlijnen

De vormgeving van vaarweg(onderdel)en dient zodanig te zijn dat de gebruikers hiervan veilig en vlot kunnen passeren. De situatie moet dan zowel voor de vaarweg als voor het vaartuig veilig zijn. Bij 'normaal' gebruik mag er geen schade ontstaan. Dat betekent dat de constructies bestand moeten zijn tegen belastingen die bij 'normaal' gebruik kunnen optreden. Dit geldt niet alleen voor de sluizen en bruggen zelf, maar ook voor de remmingwerken en overige voorzieningen.
Vooral bij situaties waar drukke scheepvaart verwacht wordt, dient naast de dimensionering ook de vormgeving te worden afgestemd op een vlotte verkeersafwikkeling. Voor een groot aantal 'standaard' situaties zijn richtlijnen voor het ontwerp opgesteld. Dit is gebeurd onder verantwoordelijkheid van de ***Commissie Vaarwegbeheerders (CVB)***, een samenwerkingsverband van Rijkswaterstaat en Provincies. Het secretariaat van de CVB werd verzorgd door de Dienst Verkeerskunde van de Rijkswaterstaat. In eerste instantie heeft de CVB zich gericht op vaarwegen van de CEMT-klasse I t/m V. Voor het opstellen van de richtlijnen zijn per onderwerp werkgroepen ingesteld. Naast de beheerders waren in deze werkgroepen ook de gebruikers van de vaarwegen vertegenwoordigd. De ***Richtlijnen Vaarwegen*** van de CVB heeft in 2005 een laatste herziening ondergaan, uitgevoerd door een projectgroep van de Adviesdienst Verkeer en Vervoer (AVV) en de Bouwdienst van Rijkswaterstaat.

De door de CVB opgestelde richtlijnen gelden voor min of meer 'standaard'-situaties. In de praktijk zal blijken dat er toch ook nog veel situaties daarvan aanmerkelijk afwijken. Dan zal er moeten worden onderzocht welke oplossing voor die afwijkende situatie dan gewenst, c.q. aanvaardbaar is.

### 7.6.3 Ontwerp

Scheepvaartkanalen dienen in hoofdzaak als kunstmatige waterloop om schepen door te laten. Soms kan dit worden gecombineerd met een stroomkanaal, maar meestal geeft dit problemen voor de scheepvaart i.v.m. de optredende stroomsnelheden. Daarom zal nu worden uitgegaan van enkel de scheepvaartfunctie, met dus in principe een horizontale waterspiegel in het kanaal.

**Dwarsprofiel**
In de voorgaande paragrafen is het vaargedrag van schepen in een waterweg, dus ook een scheepvaartkanaal, besproken. Daarbij werd de grenssnelheid berekend, d.w.z. de maximale vaarsnelheid waarmee het schip door een bepaald dwarsprofiel van een vaarweg kan varen. Een schip zal echter nooit met deze grenssnelheid op een kanaal gaan varen, omdat dit onevenredig veel energie en dus brandstof vergt.
Beperking van de vaarsnelheid tot ***0,9 maal de grenssnelheid*** geeft reeds een halvering van het vermogen, de retourstroom en de waterspiegeldaling. De economische vaarsnelheid op scheepvaartkanalen ligt dan ook meer in de buurt van ***80 à 90%*** van de grenssnelheid.
Aan de hand van deze berekeningen moet men dan nagaan of het gekozen dwarsprofiel voldoet.

De afmetingen van een kanaal worden in de eerste plaats bepaald door het aantal vaarstroken. Een modern kanaal heeft tenminste twee vaarstroken. Of een derde strook direct of in de nabije toekomst nodig zal zijn, is vooral afhankelijk van het type scheepvaart, de variatie in vaarsnelheid en de intensiteit. Is er sterke variatie in vaarsnelheid (motorschepen en duwkonvooien) dan zal al spoedig een derde (inhaal)strook nodig zijn. Bij toename van de intensiteit wellicht zelfs een vierde. De afmetingen van de vaarstroken zijn voornamelijk afhankelijk van de scheepsafmetingen en wel van het nog vrij frequent voorkomende grootste schip of eenheid, het z.g. maatgevende schip. Verder hebben de afmetingen van de vaarstrook invloed op de bestuurbaarheid, de manoeuvreerbaarheid en de vaarsnelheid van het schip. Met de bestuurbaarheid wordt bedoeld de mogelijkheid om het schip naar zijn roer te laten luisteren.

De ***bestuurbaarheid*** wordt voornamelijk bepaald door de diepte van het kanaal. Indien de ruimte onder het schip te klein wordt, zal het schip onbestuurbaar worden. Deze diepte wordt mede bepaald door spiegeldaling tengevolge van retourstroom, golfsysteem rondom het schip en achteroverhellen

van het schip tengevolge van verschillende oorzaken. Uit vele proefnemingen is wel gebleken dat op scheepvaartkanalen een minimale overdiepte van ***30 à 40%*** gewenst is voor een goede bestuurbaarheid, zie Figuur 7-20, ***waterdiepte = 1,4 $d_g$***. Dit percentage kan nog groter worden als door golfbeweging stampen en rollen van het schip optreedt.

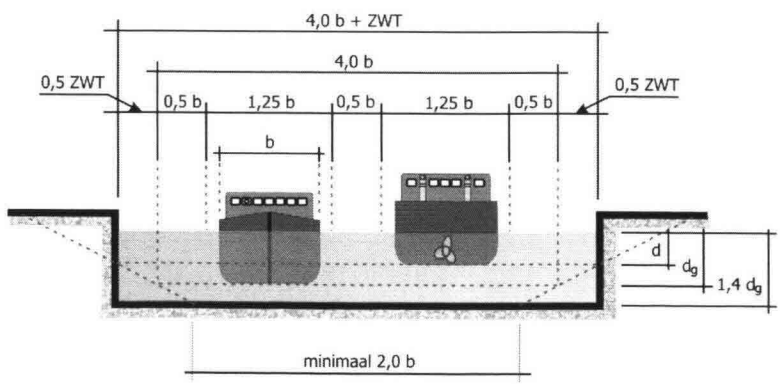
Onder de ***manoeuvreerbaarheid*** wordt verstaan de mate van nauwkeurigheid waarmee een schipper zijn vaartuig een bepaalde lijn kan laten volgen.
De manoeuvreerbaarheid van het schip vraagt om een vaarstrook die groter is dan de scheepsbreedte, mede in verband met het feit, dat het voor een schipper praktisch onmogelijk is om evenwijdig aan de as van het kanaal te varen. Het schip zal bij het varen om deze evenwichtstand slingeren afhankelijk van wind, golven, roerganger, discontinuïteiten in het kanaal en andere schepen. Het zal daarbij een zekere vaarstrook innemen. Volgens proefnemingen zullen binnenvaartschepen een vaarstrook van ca. ***1,2 maal hun breedte*** en zeeschepen van ca. ***1,4 maal hun breedte*** nodig hebben. Bij het varen in beide richtingen zal het schip worden gedwongen om buiten de as van het kanaal te gaan varen, zowel bij passeren als bij oplopen. Het schip zal zich dan schuin door het kanaal gaan voortbewegen o.a. als gevolg van ongelijke spiegeldaling en retourstroom aan weerszijden van het schip en aan voor- en achterzijde van het schip. Het zal daardoor een iets grotere vaarbaan ter beschikking dienen te hebben, die voor binnenschepen ongeveer ***1,25 maal hun breedte*** en voor zeeschepen ongeveer ***1,7 maal hun breedte*** bedraagt (zie Figuur 7-20 en Figuur 7-21).

Tenslotte dient nog rekening te worden gehouden met een veiligheidsstrook, zowel tussen de schepen onderling als tussen schip en oever, dit mede ter vermindering van de invloed die passerende schepen op elkaar uitoefenen. Voor binnenscheepvaart bedraagt dit ongeveer ***0,5 maal hun breedte*** en voor zeeschepen ***1 maal hun breedte***.

De breedte van het benodigde kanaalprofiel wordt in de ***Richtlijnen Vaarwegen RVW 2005*** op een drietal niveaus gegeven:
- op het niveau van de minimaal benodigde vaarwegdiepte (meestal de vaarwegbodem);
- in het kielvlak van het geladen schip, en;
- in het kielvlak van het ongeladen schip in verband met de extra breedte die het ongeladen schip bij zijwind in beslag kan nemen.

Bij het ***normale profiel*** dient de breedte, op het niveau van de hierboven gegeven minimaal vereiste vaardiepte, minstens ***2 maal de breedte*** van het maatgevende schip te bedragen. Verder dient de breedte in het kielvlak van het geladen schip tenminste ***4 maal de breedte*** van het maatgevende schip te bedragen.

***Opdracht:*** Ga voor jezelf na bij welke taludhelling niet meer voldaan kan worden aan de criteria voor de diverse CEMT-klassen.



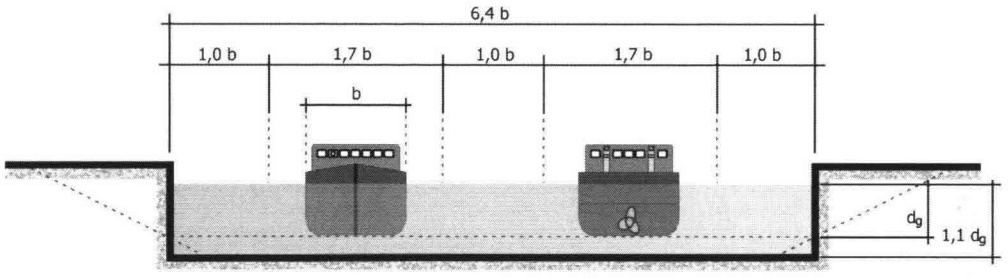

**Figuur 7-20: Gewenst normaal profiel voor binnenvaart (Richtlijnen Vaarwegen, RVW 2005)**

De breedte in het kielvlak van het ongeladen schip moet gelijk zijn aan de breedte in het kielvlak van het geladen schip vermeerderd met de ***zijwindtoeslag (ZWT)***. Geladen schepen ondervinden nauwelijks hinder van zijwind. De zijwindtoeslag wordt aan beide zijden van de vaarweg voor de helft toegepast, zoals in Figuur 7-20 is aangegeven.

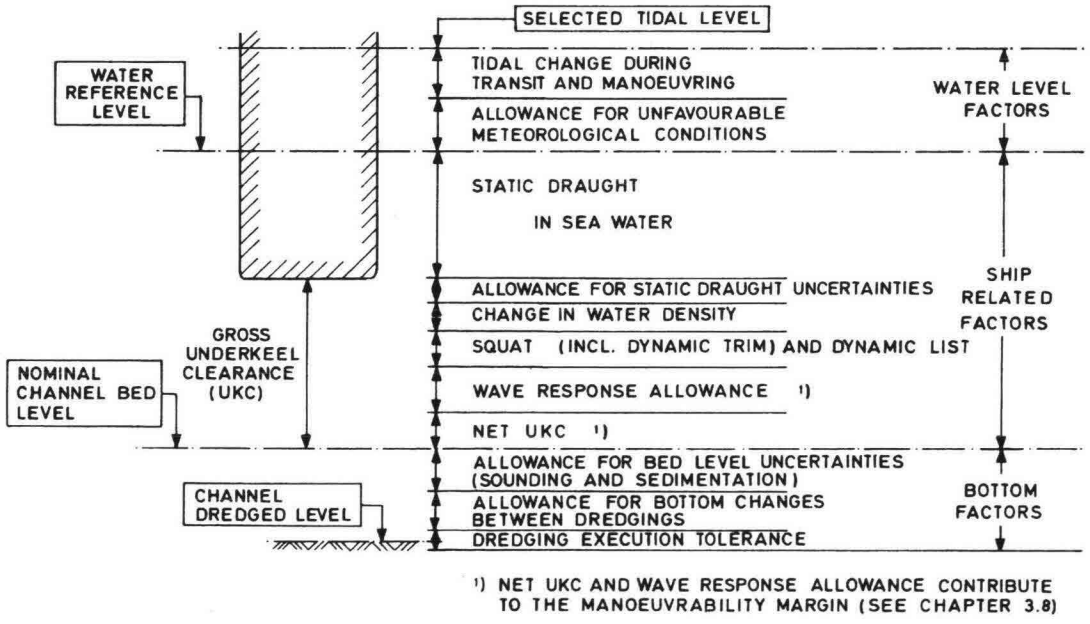
Op grond van voorgaande overwegingen kan men, bij gegeven scheepsafmetingen en aantal vaarstroken, het dwarsprofiel van het kanaal bepalen.

De CVB heeft ook nog een ***krap profiel*** gedefinieerd, waarbij de benodigde vaardiepte ***1,3 $d_g$*** is, de breedte in het kielvlak ***3,0 b*** bedraagt en de ZWT onveranderd is. Het krappe profiel mag alleen worden toegepast bij minder dan 5.000 scheepspassages per jaar.

Voor de zeescheepvaart in kanalen heeft de CVB geen richtlijnen gegeven. Gebruikmakend van de bestaande ervaring wordt in Figuur 7-21 het gewenste dwarsprofiel weergegeven. Zijwindtoeslag wordt niet nader gedefinieerd, omdat zeeschepen vaak in ballast varen om zijwindgevoeligheid te verminderen. Gegeven profiel geeft een indicatie en kan dus niet zondermeer worden gebruik. Voor bepaling van bijvoorbeeld de vaargeuldiepte zijn in Figuur 7-22 enkele van belang zijnde factoren weergegeven, waarbij een bepaald waterniveau als uitgangspositie wordt gehanteerd. Afhankelijk van de te ontwerpen vaarweg zal het vaststellen van de genoemde factoren deterministisch dan wel probabilistisch worden bepaald. De in deze figuur weergegeven factoren gelden voor vaargeulen met harde ondergrond. In kustgebieden met modderlagen ($\rho \approx 1050 - 1300$ kg/m$^3$) kan mogelijk een kleinere diepte worden toegepast, zie hiervoor PIANC (1997).




**Figuur 7-21: Gewenst minimum dwarsprofiel voor de zeescheepvaart**




**Figuur 7-22 Enkele van belang zijnde factoren voor bepaling van de vaargeuldiepte in geval van harde ondergrond (PIANC, 1985)**

### Lengteprofiel en tracé

Indien het tracé van een aan te leggen scheepvaartkanaal gegeven is, bijvoorbeeld in de meest simpele vorm: beginpunt en eindpunt, dan kan het lengteprofiel van het kanaal worden opgezet. De belangrijkste beslissing welke dan moet worden genomen is: kiezen we een kanaal dat een open

verbinding geeft tussen begin- en eindpunt, of een kanaal waarin één of meer ***waterkeringen*** (meestal schutsluizen) voorkomen en waarbij het kanaal dus verdeeld is in ***kanaalpanden*** met ongelijke waterspiegel.

Een tweede belangrijk aspect dat hiermee nauw samenhangt is de vraag of grote ingravingen c.q. ophogingen mogelijk zijn, of dat een hoogtelijn in het terrein moet worden gevolgd.
Verschillende factoren spelen bij de beslissing hieromtrent een rol. In de eerste plaats zijn er de topografische en hydrografische factoren: waterstanden en waterstandsvariaties aan het beginpunt (bijvoorbeeld kanaal aftakkend van rivier) of aan het begin- en eindpunt (verbinding twee zeeën en rivieren); verder hoogteligging maaiveld, samenstelling en gelaagdheid van de bodem in het lengteprofiel; grondwaterstanden en grondwaterstroming; te verwachten beweging in de ondergrond (gaswinning, kolenmijnen). Verder zijn er planologische en andere factoren voor de omgeving van het kanaal: kruising van het lengteprofiel door wegen en spoorwegen, waterlopen, leidingen, enz., drainage, bevloeiing, uitdroging, verdrassing, aansluiting op havens en industrieën. Esthetische factoren spelen een rol en soms militaire (wel of geen kwetsbare sluizen). Uiteraard zijn steeds de direct economische factoren van zeer groot belang. Wat is de goedkoopste oplossing, bijvoorbeeld veel grondverzet met weinig grote sluizen (minder wachttijdverlies); of weinig grondverzet met veel kleine sluizen (meer wachttijdverlies).

## 7.7 Aanbevolen literatuur

Groenveld, R., *Inland Waterways, Ports, waterways and inland navigation.* Delft: Technische Universiteit Delft, 2002.

Ligteringen, H., *Ports and Terminals.* Delft: Technische Universiteit Delft, 2000.

*Richtlijnen Vaarwegen, RVW 2005.* Rotterdam: Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 2005.

# 8 Constructies ten behoeve van de scheepvaart

## 8.1 Constructies ten behoeve van laden en lossen

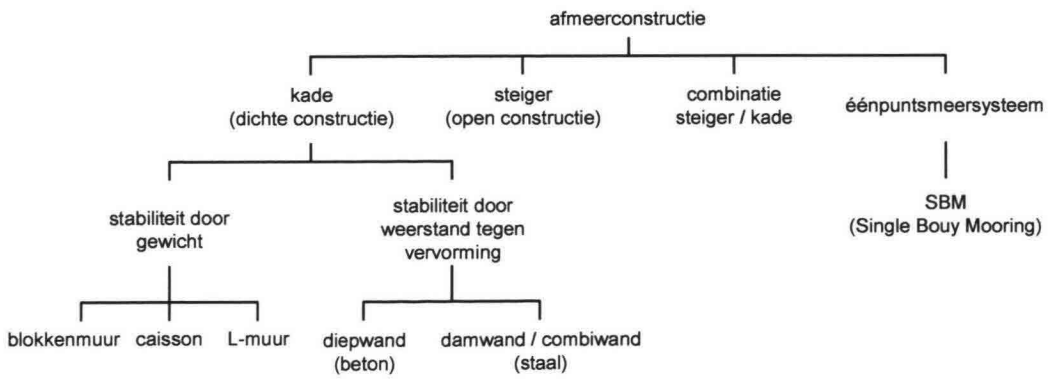
Havens zijn de knooppunten in een logistieke keten. Hier worden goederen overgeladen van het ene middel van transport in het andere. Daarom moeten havens goed toegankelijk zijn voor alle voorkomende transportmiddelen: zeeschepen, binnenvaartschepen, auto's, trein, vliegtuig, etc. Niet alleen de aan- en afvoer van de lading over zee, maar zeker ook de aan- en afvoer van lading naar c.q. uit het achterland is bepalend voor de capaciteit van een haven.

Omdat de capaciteit van de verschillende vervoermiddelen niet steeds op elkaar is afgestemd vervult de haven ook een functie als buffer. Daarnaast worden goederen anders verpakt of nog iets verder verwerkt. Tenslotte worden haventerreinen veel gebruikt voor handel en industrie. Door de strategische plaats van de haven in het distributieproces is het aantrekkelijk hier de handelsvoorraden op te slaan. Ook productieprocessen vinden veel in havens plaats omdat de aanvoer van grondstoffen (denk aan petrochemische industrie, staalindustrie) eenvoudig mogelijk is.

Overigens leiden de ontwikkelingen in de derde wereldlanden tot een geleidelijke achteruitgang van de positie van de zware industrie in de Europese havens, terwijl assemblage van hoogwaardige producten toeneemt (elektronica, computers, auto's, etc.). Zodoende neemt het containertransport een steeds groter volume in.

Voor het laden, lossen en overladen van de lading (primaire proces - logistiek / transport) zijn voorzieningen in de havens nodig. Een vereiste is dan de aanwezigheid van afmeervoorzieningen (secundaire proces - afmeren). De benodigde afmeerconstructies hangen samen met de aard van de lading en de wijze waarop de lading wordt behandeld. De ruimte direct achter de kades wordt ingericht naar de eisen die de lading stelt. Het is duidelijk dat een haventerrein voor de behandeling van kolen of ertsen er anders uitziet dan een tankpark, een containerterminal of een opslagterrein voor auto's. De inpassing van dergelijke terreinen in een haven en de wijdere omgeving vraagt eveneens speciale aandacht. Zo zal o.a. rekening moeten worden gehouden met brand- of explosiegevaar, stankoverlast, stofoverlast en lawaai.

De belangrijkste varianten zijn weergegeven in Figuur 8-1.

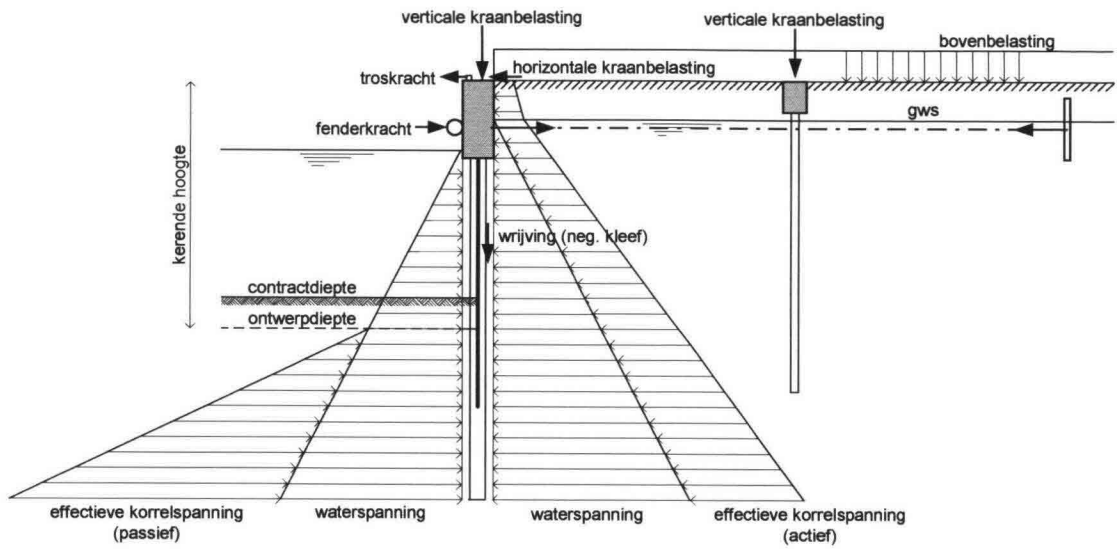



**Figuur 8-1: Varianten van afmeerconstructies**

Meestal wordt de voorkeur aan gegeven om het schip langs de oever af te meren voor de ladingafhandeling. Zo'n aanlegfaciliteit moet voldoen aan zeer uiteenlopende eisen:

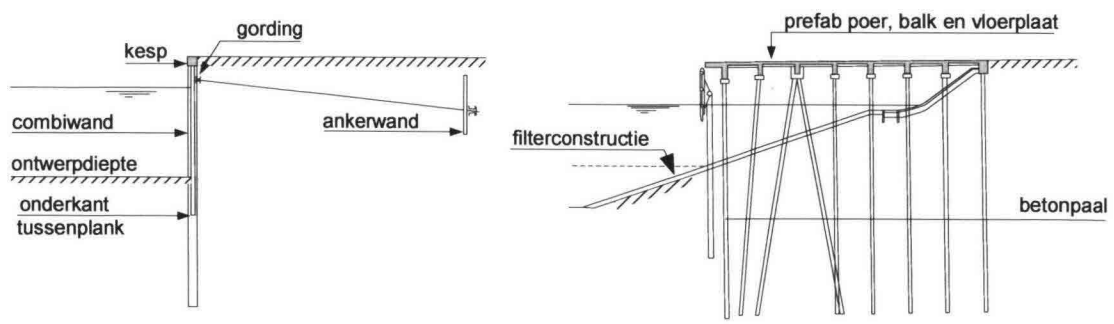
- voldoende diepte bieden t.b.v. geladen schepen;
- horizontale belasting opnemen t.g.v. grond- en waterdruk;
- verticale (en deels horizontale) belastingen opnemen t.g.v. laad- en losgerei (kraanrails etc.), opgestapelde lading, etc.
- horizontale krachten opnemen uitgeoefend door het schip tijdens afmeren (fenderkrachten);
- horizontale krachten opnemen uitgeoefend door het afgemeerde schip (wind, stroom, golven), dit zijn de troskrachten.

Een voorbeeld van belastingen werkend op een kadeconstructie is weergegeven in Figuur 8-2. De meest dominante belasting volgt uit de kerende hoogte (gronddruk).

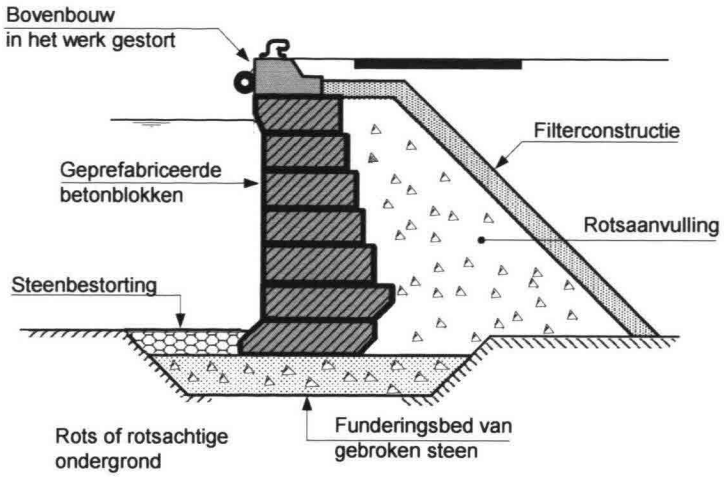



**Figuur 8-2: Belastingen op een kadeconstructie: combiwand**

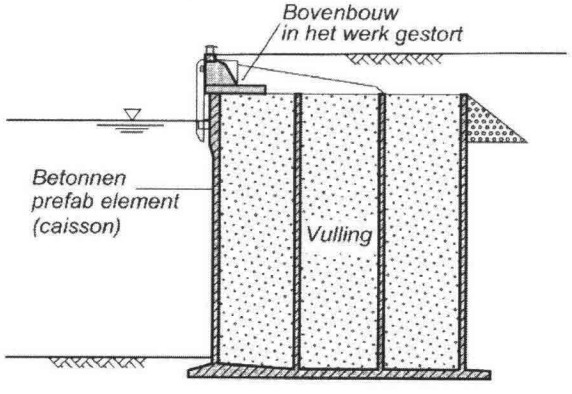
Voorbeelden van de verschillende varianten van afmeerconstructies worden gegeven in Figuur 8-3 t/m Figuur 8-10.



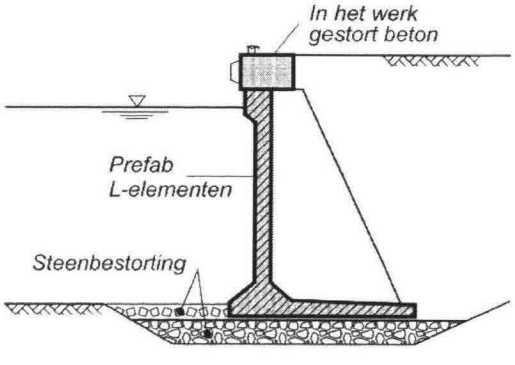

**Figuur 8-3: Voorbeeld wandconstructie en overbouwd talud / steiger (CUR, 2003)**



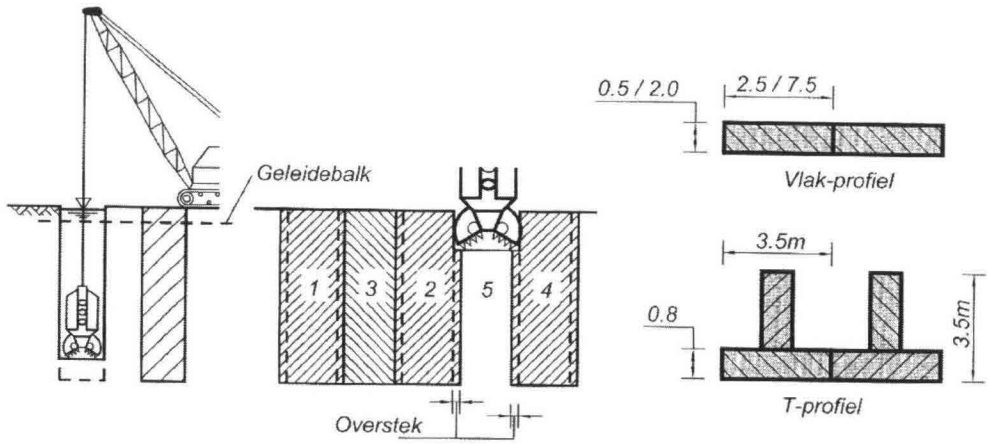

**Figuur 8-4: Principe blokkenmuur**



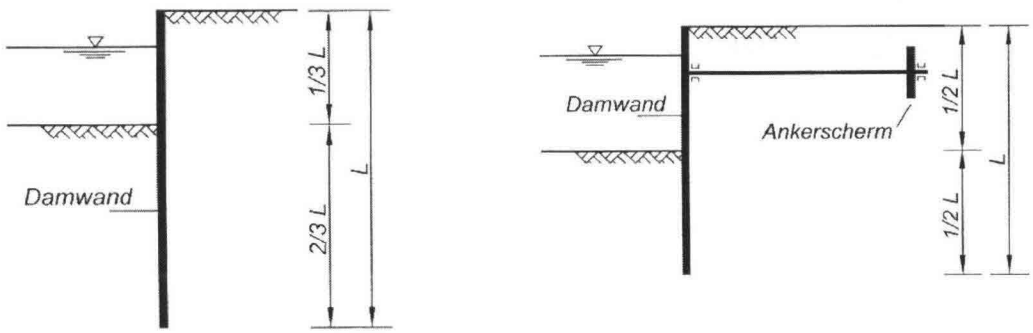

**Figuur 8-5: Principe caisson (CUR, 2003)**



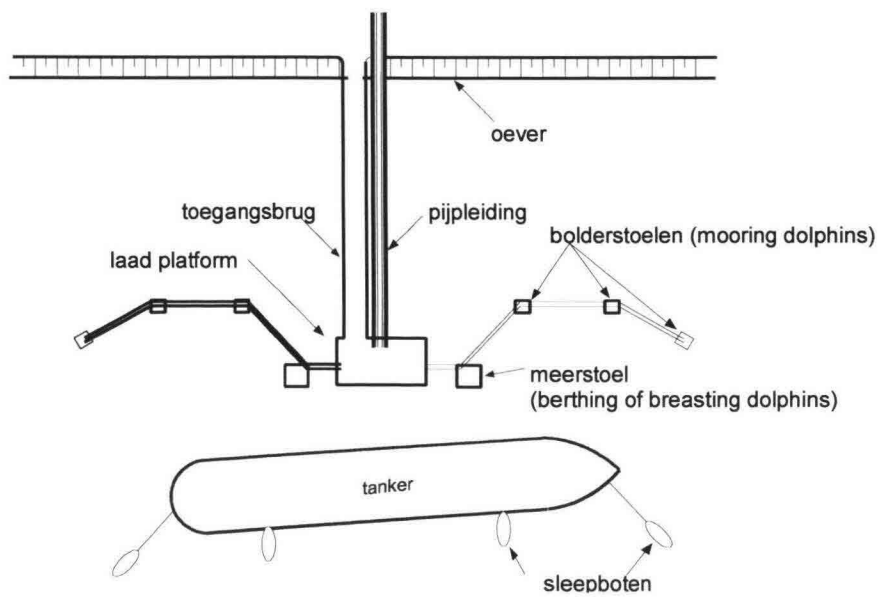

**Figuur 8-6: Principe L-muur (CUR, 2003)**



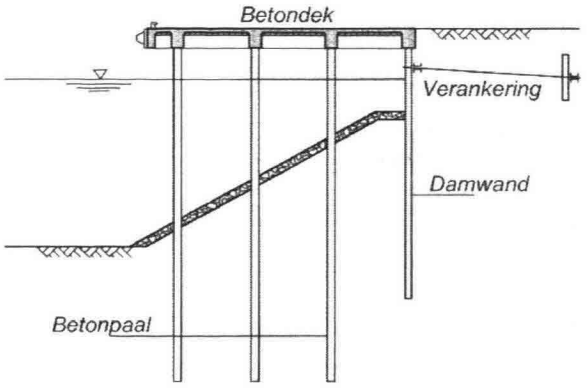

**Figuur 8-7: Principe diepwand (CUR, 2003)**




**Figuur 8-8: Principe damwand, onverankerd en verankerd (CUR, 2003)**



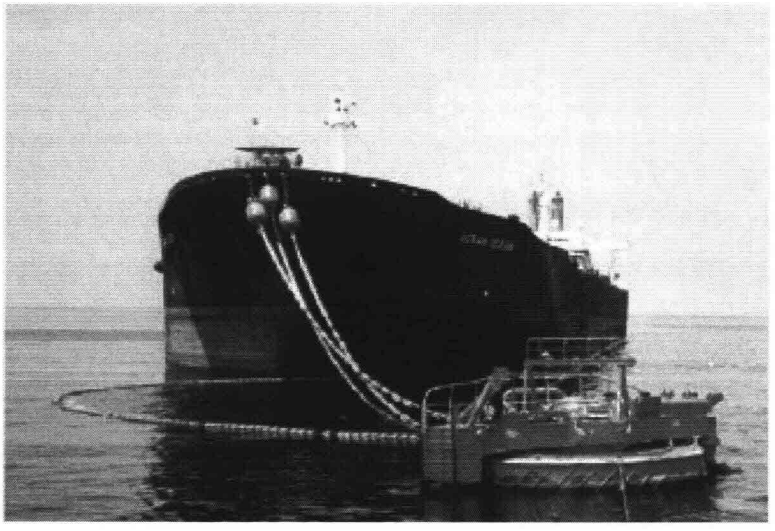

**Figuur 8-9: Steiger, typisch voor olietankers**




**Figuur 8-10: Voorbeeld combinatie steiger met kade (CUR, 2003)**

Bij Figuur 8-9 kan het volgende opgemerkt worden: meerstoelen kunnen uitgevoerd zijn als starre of flexibele constructie. De functies zijn naast het opvangen van scheepsstoten tijdens afmeren, ook de drukkrachten van het gemeerd liggende schip ten gevolge van wind, golven en stroming, alsook de trekkrachten ten gevolge van op de stoel aanwezige bolders moet kunnen opnemen. Wanneer ze star zijn ontworpen moeten er dus fenders / fenderschotten zijn aangebracht die de energie adsorberen, zonder dat er schade ontstaat aan de scheepshuid. Bolderstoelen of bolders zijn stijve constructies die alleen troskrachten moeten opnemen.

Schepen kunnen ook met behulp van drijvend materieel gelichterd worden, zodat er niet altijd een kade nodig is. In de praktijk leidt dit zogenaamde laden en lossen "op stroom" tot veel vertraging en hoge kosten. Een uitzondering is de ***Single Buoy Mooring (SBM)***, die wordt gebruikt voor het laden en lossen van olietankers in open water. De boei is verankerd aan de bodem en is door een flexibele slang aangesloten op een onderzeese pijpleiding. De ladende of lossende tanker meert via boegdraden af aan de boei. Onder invloed van wind en stroom kan de tanker vrij om de boei bewegen. Het laden en lossen vindt plaats via een flexibele slang van de boeg naar de boei, zie Figuur 8-11.



**Figuur 8-11: Voorbeeld Single Buoy Mooring (www.singlebuoy.com)**

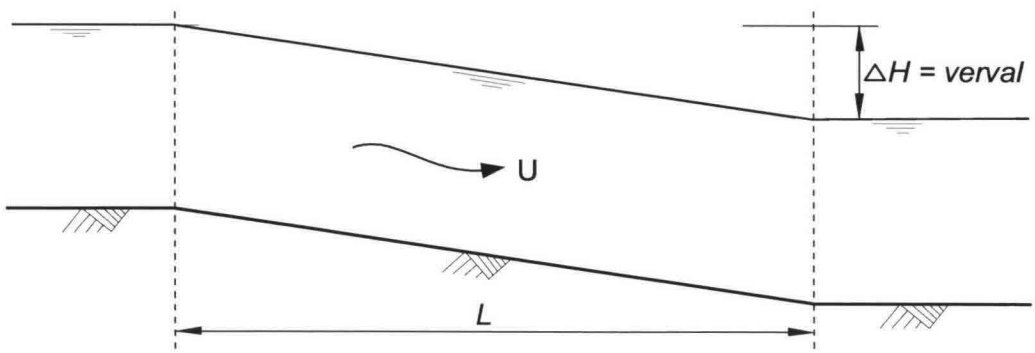
## 8.2 Constructies ten behoeve van overwinning van verval

### 8.2.1 Inleiding

Als voorbeeld voor het ontwerp van een waterbouwkundig werk is in dit college gekozen voor de oplossing van het probleem van het overwinnen van een verval door scheepvaart. Dit verval - het verschil in waterstand aan weerszijden van een waterscheiding - kan bv. optreden, indien een kanaal in een niet horizontaal gelegen terrein wordt verdeeld in een aantal panden met verschillende waterniveaus. Ook bij de kanalisatie van een rivier zal door het aanbrengen van stuwen een verval ontstaan. Een ander voorbeeld zijn de aansluitingen van kanalen of havenbekkens met een nagenoeg vast peil op een wateroppervlak met wisselende waterstanden, zoals een rivier, een estuarium of de zee.
Hier zal de nadruk liggen op de ***scheepvaartfunctie*** van het kunstwerk. In de volgende paragrafen wordt een scala van mogelijke oplossingen voor het probleem aangegeven, waarna een paar mogelijkheden kort wordt besproken. Aan de hand van een aantal toetsingscriteria wordt dan nagegaan welke oplossingen in bepaalde omstandigheden in aanmerking komen.
In paragraaf 8.2.4 wordt een bepaalde oplossing (de ***schutsluis***) nader uitgewerkt, waarbij ook andere functies in beschouwing worden genomen.

### 8.2.2 Oplossingsprincipes overwinning van verval

De kern van het probleem is het brengen van het schip, of van een aantal schepen tegelijkertijd, van het ene naar het andere waterniveau.
Een eerste onderscheid zou men kunnen maken tussen een ***open*** en een ***gesloten*** verbinding.




**Figuur 8-12: Open verbinding**

Bij een open verbinding stroomt er continu water van het hoge naar het lage pand. De grootte van de stroomsnelheid moet beperkt blijven, zodat de schepen er in ieder geval tegenin kunnen varen. In paragraaf 3.3.2 is de volgende formule voor de stroomsnelheid vermeld:

$$U = C \cdot \sqrt{Ri} \qquad (8.1)$$

Bij scheepvaartkanalen, waarvan de breedte in het algemeen veel groter is dan de diepte, kan de hydraulische straal R in eerste benadering gelijk aan de waterdiepte *h* worden genomen. Immers:

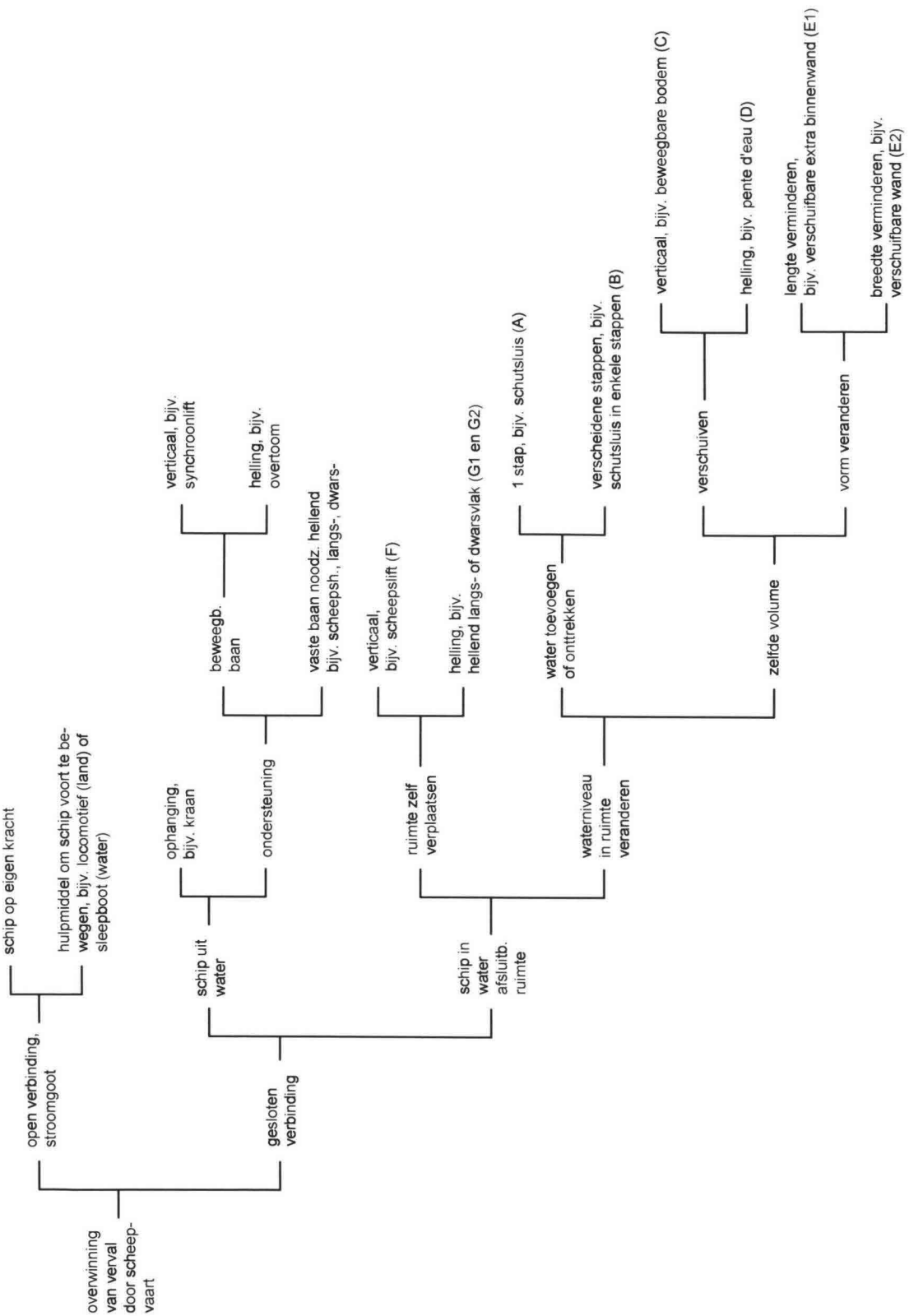
$$R = \frac{b \cdot h}{b + 2h} \approx h \qquad \text{als } b >> h \qquad (8.2)$$

(Formule (8.2) geldt eigenlijk alleen bij rivieren).

De stroomsnelheid wordt nu, $U = C \cdot \sqrt{h \cdot i}$ waarin $i = \frac{H}{L}$ het verhang aangeeft (zie Figuur 8-12).

Indien de toelaatbare stroomsnelheid met het oog op de scheepvaart op 1,5 m/s wordt aangenomen en de waarde voor $C$ en $h$ resp. 50 $m^{½}/s$ en 3 m zouden zijn, dan zou het vereiste verhang $3 \cdot 10^{-4}$ moeten bedragen. Dit komt neer op een verval van 3 m over een afstand van 10 km. Dit is zeer moeilijk realiseerbaar, nog afgezien van andere problemen, zoals uitschuring en aanzanding, een zeer groot verlies van water uit het bovenpand, etc.

In Figuur 8-13 is m.b.v. een ***ontwerpboom*** een aantal mogelijke oplossingsprincipes ontwikkeld. De mogelijkheid, waarbij het schip uit het water wordt gehaald, komen in het algemeen gesproken alleen kleine scheepjes in aanmerking. De grotere schepen, en zeker als zij geladen zijn, zijn hier niet op berekend en zouden een zeer speciale ondersteuningsconstructie nodig hebben (die dan ook nog voor elk schip verschillend is).Uitgaande van een gesloten verbinding en in aanmerking nemende, dat de schepen in het water moeten blijven, is het noodzakelijk dat er een afsluitbare ruimte wordt gecreëerd om de schepen het verval te laten overwinnen. In het vervolg van deze paragraaf zal daarom alleen op deze mogelijkheid worden ingegaan. De met een hoofdletter aangegeven oplossingen worden nu kort toegelicht.

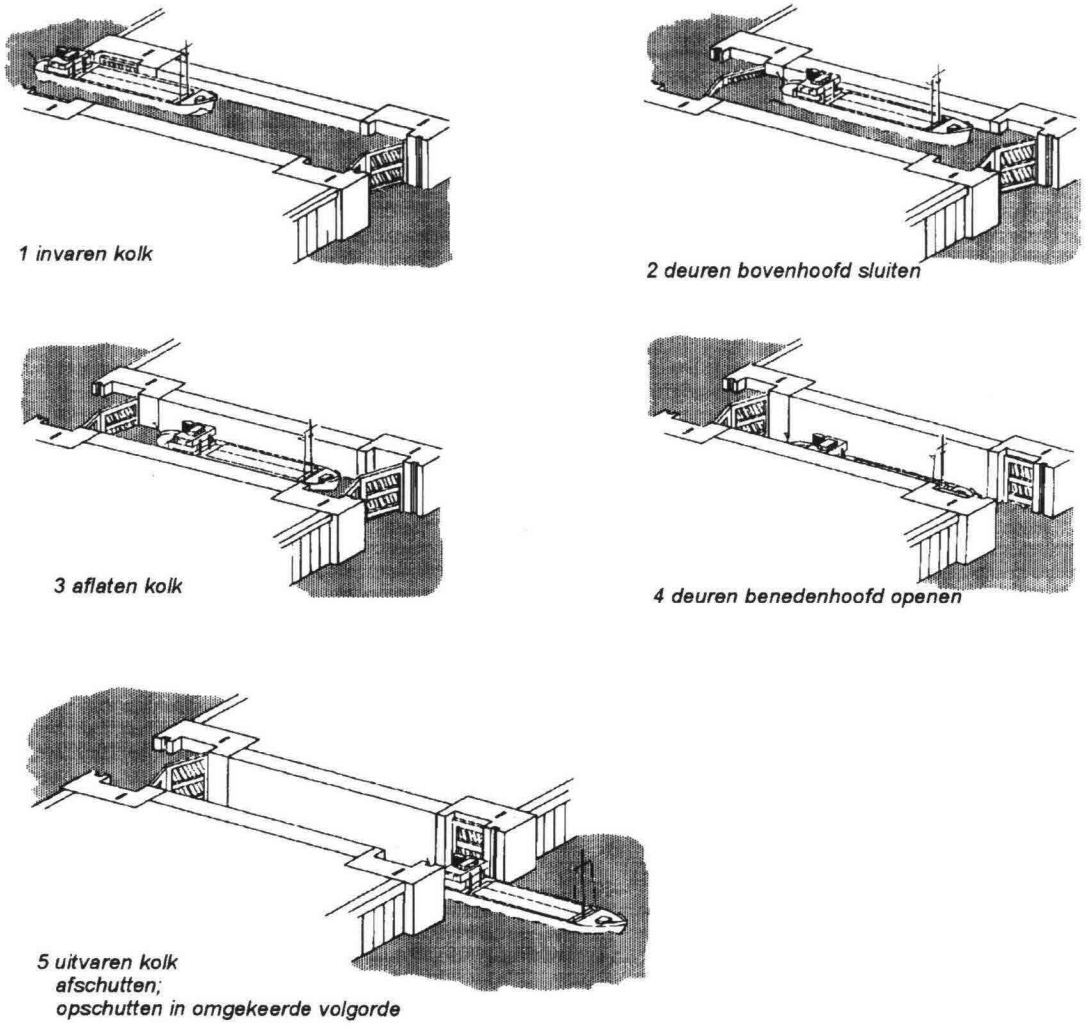



**Figuur 8-13: Ontwerpboom: overwinning van verval door scheepvaart**

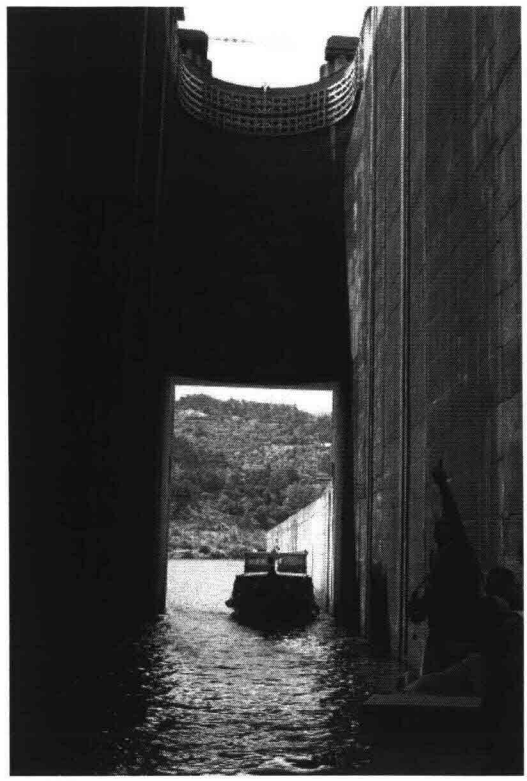
## A. Schutsluis

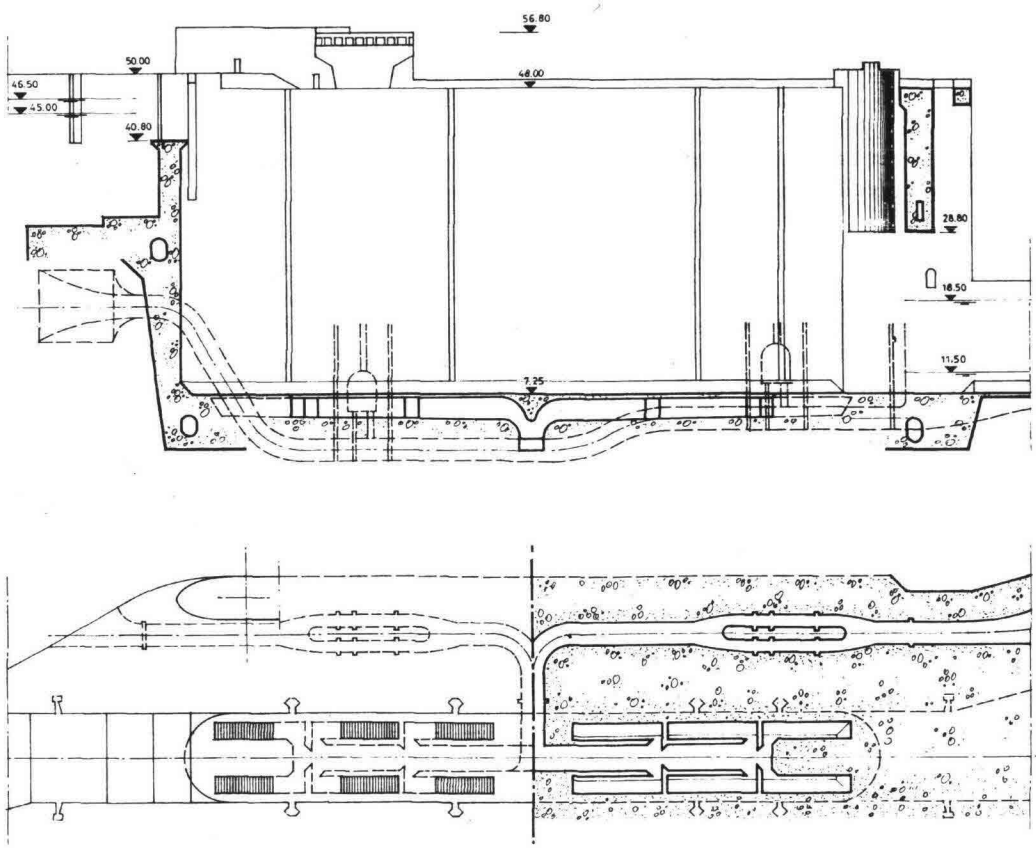
Een schutsluis is in principe een afsluitbare bak, waarin de schepen kunnen binnenvaren als één zijde geopend en de andere zijde gesloten is. Na het afsluiten van de opening, waardoor de schepen naar binnen zijn gevaren, kan het waterniveau in de bak worden aangepast aan dat van het andere kanaalpand. Vervolgens wordt het afsluitmiddel aan de uitvaartzijde geopend en kunnen de schepen hun weg vervolgen. Het verloop van het schutproces wordt in Figuur 8-14 in een aantal stappen weergegeven.

Het grootste verval bij een enkelvoudige sluis bedraagt op dit moment ca. 50 m (Brazilië). Bij dergelijke vervallen wordt het interessant om de sluis als een zogenaamde schachtsluis uit te voeren. In Figuur 8-15 is als voorbeeld de Carrapatelo schachtsluis weergegeven met een verval van 35 meter.




**Figuur 8-14: Verloop van een schutting**






**Figuur 8-15 Schachtsluis in de Carrapatelo dam van de Douro rivier, Portugal (1972), maximaal verval 35 m, voor schepen met lengte 89,00 m, breedte 11,40 m, diepgang 3,80 m (PIANC, 1986)**

**B. Schutsluis in meerdere trappen**

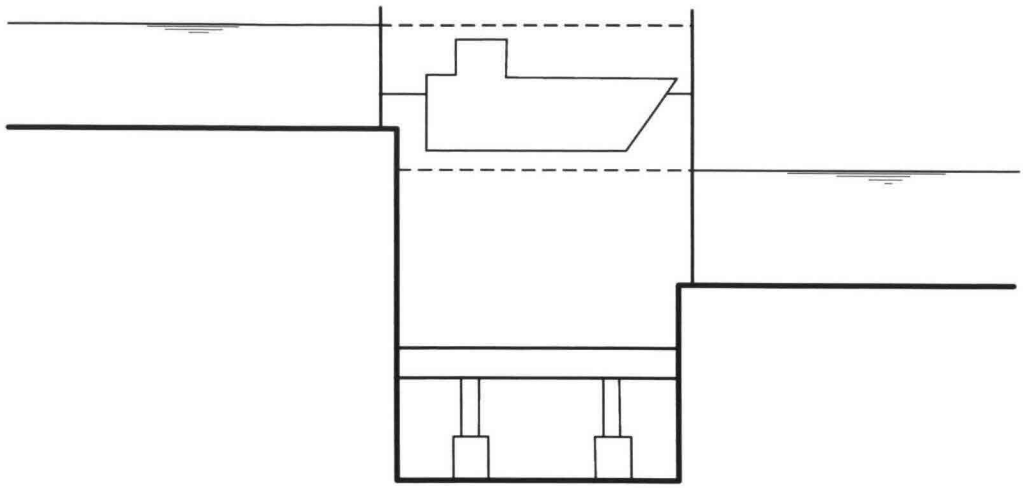
Het schutproces verloopt in grote trekken als bij een gewone schutsluis, zij het dat nu een aantal stappen nodig is (zie Figuur 8-16). Op deze manier kan een zeer groot verval worden overwonnen, dat bij het toepassen van een enkelvoudige schutsluis mogelijk tot problemen bij het nivelleren van de waterstand en tot hoge bouwkosten zou leiden.

**Figuur 8-16: Getrapte schutsluis Les Ecluses de Fonserannes in het Canal du Midi, Frankrijk (1697), verval 21,50 m over een lengte van 300 m**

Het grote nadeel van deze oplossing is, dat het schutproces zeer veel tijd vergt. Een lange periode, gedurende welke het verkeer uit de tegenovergestelde richting moet wachten. Aan dit laatste bezwaar kan men tegemoet komen door twee sluiscomplexen naast elkaar te bouwen. Uiteraard een kostbare oplossing, die echter gerechtvaardigd kan zijn door de beperking van de wachttijden en de daarmee samenhangende kosten. Deze laatste oplossing is toegepast bij de sluizen in het Welland kanaal, een onderdeel van de St. Lawrence Seaway in Canada, waar een verval van ca. 100 m in 8 stappen wordt overwonnen.

**C. Schutsluis met beweegbare bodem**

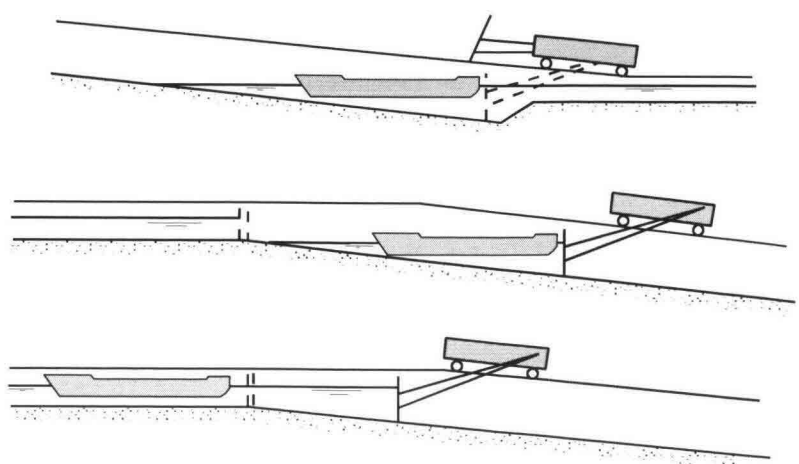
Deze oplossing is louter als een academisch model te zien. Er zijn grote problemen te verwachten met de grootte van de vijzelkrachten en bij de waterdichtheid van de aansluiting van de beweegbare bodem met de bak (zie Figuur 8-17).



Figuur 8-17: Sluis met beweegbare bodem

## D. Pente d'eau

Het kunstwerk bestaat uit een open rechthoekige bak, die onder een helling van 2 à 5% in het terrein wordt aangebracht (zie Figuur 8-18). Alleen bij de aansluiting met het bovenpand is een afsluitmiddel nodig (zie Figuur 8-18, middelste schets). Bij het omhoogbrengen van een schip vaart dit zover mogelijk de bak binnen, waarna een schild achter het schip wordt neergelaten. Het schild wordt voortbewogen door een soort locomotief, die op de beide zijwanden van de bak steunt.
De voordelen van het pente d'eau zijn o.a. de eenvoudige en daardoor goedkope uitvoering van de constructie, de rustige ligging van de schepen en het geringe waterverlies.
Een nadeel is, dat bij grote vervallen de bak wel lang wordt en daardoor mogelijk kostbaar in vergelijking met sommige andere oplossingen.
Verdere nadelen zijn de moeilijk waterdicht te maken aansluitingen tussen het bewegende schild en de vaste bak, het gecompliceerde aandrijfmechanisme en het feit dat, in tegenstelling tot bij de schutsluis, energie moet worden toegevoerd voor het nivelleren van de waterniveaus (exploitatiekosten).
In Frankrijk is bij Montech in een lateraal kanaal van de Garonne een pente d'eau als proefobject gebouwd. Het is geschikt voor schepen tot 350 ton laadvermogen, ligt onder een helling van 3% en overwint een verval van 13,50 m. Het eerder genoemde waterdichtheidsprobleem van het aandrijfschild is tot volle tevredenheid opgelost door gebruik te maken van rollen neopreen, die door een vijzelstelsel tegen de wanden van de bak worden gedrukt. Overigens is een volledige waterafdichting niet noodzakelijk.
Bij Montech geeft het aandrijfmechanisme soms problemen bij het op gang brengen en bij het afremmen van het schild plus de watermassa. Bij vochtig weer willen namelijk de rubberbanden, waarmee de locomotief over de wanden heenrijdt, nogal eens slippen. Het is denkbaar, dat een tandradbaan of een groter gewicht van de locomotief hierin verbetering zou kunnen brengen.



Figuur 8-18: Schutverloop bij een pente d'eau

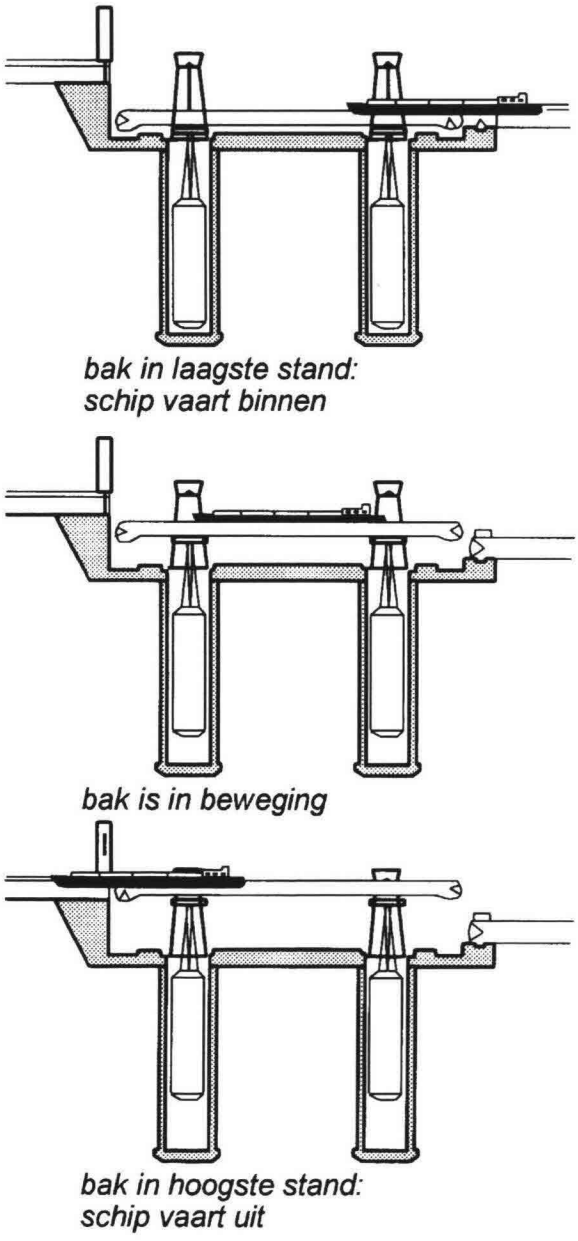
**E1-E2. Schutsluis met beweegbare wanden**

Doordat de problemen hier nog groter zijn dan bij de onder **C.** vermelde mogelijkheid, zijn deze oplossingen niet realistisch.

**F. Scheepslift**

Het schip vaart een met water gevulde bak binnen, waarna de afsluitmiddelen van de bak en van het kanaalpand aan de invaarzijde worden gesloten. De afsluitmiddelen aan de andere zijde waren reeds dicht. Vervolgens wordt de bak met het water en het schip verticaal omhoog of omlaag bewogen. Op de gewenste hoogte aangekomen worden zowel het afsluitmiddel van de bak als dat van het aansluitende kanaalpand geopend, waarna het schip kan uitvaren.
De bak kan worden bewogen op de volgende manieren:

- ***met hydraulische vijzels***
  Dit werd vroeger wel toegepast, maar nu komt het niet meer in aanmerking door de grotere scheepsafmetingen en de daaruit resulterende grote gewichten.
- ***met drijvers*** (Figuur 8-19)
  Dit zijn drijflichamen die zich in, in de grond gemaakte, schachten bevinden. Door water in of uit te laten kunnen de drijvers - en daarmee de bak - op en neer worden bewogen. Een nadeel hierbij is de diepe, kostbare schachten.




**Figuur 8-19: Hefverloop Scheepslift Henrichenburg, Duitsland (1899), verval 13,50 m**

- ***met kabels en contragewichten***
  Hiervoor zijn fors geconstrueerde heftorens nodig, zie Figuur 8-20. Eén van de problemen is het horizontaal houden van de bak, dus het synchroon lopen van het hefmechanisme. Dit is met de moderne elektronica goed op te lossen.

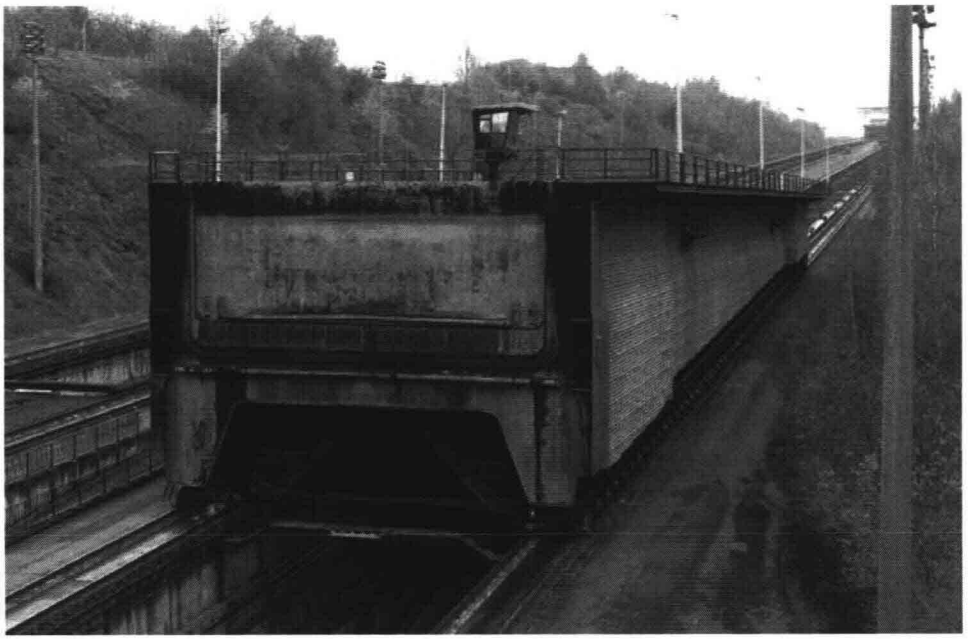
**Figuur 8-20: Scheepslift Strépy-Thieu, België (2002), bakafmetingen 12 x 112 m² voor schepen tot 1.350 ton, hoogteverschil 73,15 m, hijssnelheid 0,2 m/sec**

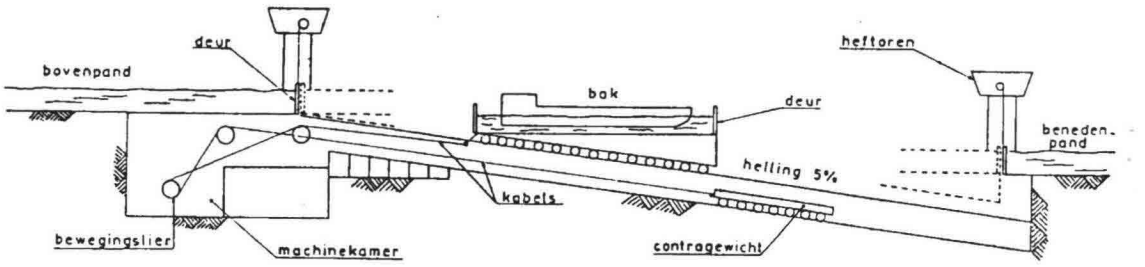
- ***balans met andere bak***
  Dit is een kwetsbaar systeem, terwijl het voordeel, dat gelijktijdig in twee richtingen kan worden geschut, slechts zelden zal worden benut. Alleen in exceptionele gevallen zullen immers schepen uit beide richtingen gelijktijdig aankomen.

**G1. Hellend langsvlak**

Evenals bij de scheepslift vaart het schip een met water gevulde bak binnen. Na het sluiten van de deuren van het pand en van de bak, wordt de bak langs een helling in de langsrichting van het schip bewogen. De bak wordt ondersteund door een aantal loopwielen, die over een rail op de vaste loopbaan rollen. De voortbeweging kan geschieden door een eigen aandrijving van de wielen van de bak (zoals in Rusland) of d.m.v. kabels en contragewichten (zoals in België, zie Figuur 8-21). Nadat de bak bij het andere kanaalpand is aangekomen, worden de afsluitmiddelen van de bak en van het aansluitende pand geopend en kan het schip uitvaren.

Een moeilijkheid bij deze oplossing zijn de bewegingen (schommelingen) van het water, en daardoor van het schip, in de bak bij het optrekken en het afremmen, alsook bij een eventuele noodstop door het wegvallen van de elektriciteit. Er zijn echter stuursystemen ontwikkeld die het versnellen en het vertragen dusdanig geleidelijk laten geschieden, dat zich geen problemen voordoen.
Een voorbeeld van een hellend langsvlak is dat bij Ronquières in België (zie Figuur 8-21). Het bestaat uit twee parallelle, onafhankelijk van elkaar werkende, banen met ieder een bak, geschikt voor schepen van het Europatype met een laadvermogen van 1.350 ton. De afmetingen van de bak zijn 87 x 12 $m^2$ met een waterdiepte van 3.70 m. Het totale gewicht van de bak bedraagt dan ongeveer $5{,}5 \cdot 10^4$ kN. Er wordt een verval overwonnen van 67 m, waarbij de helling 5% bedraagt.






**Figuur 8-21: Hellend vlak van Ronquières, België (1968), afstand 1.432 m, hoogteverschil 67 m, verplaatsingssnelheid 1,2 m/sec**

### G2. Hellend dwarsvlak

Het hellend dwarsvlak werkt op dezelfde wijze als het hellend langsvlak, maar het schip wordt nu in zijn dwarsrichting bewogen.

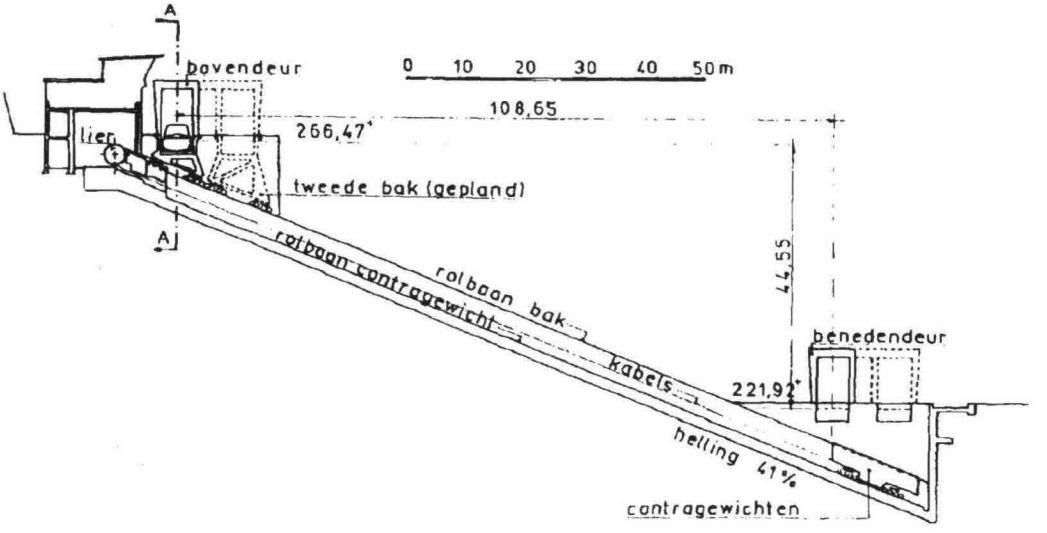
Enkele voordelen t.o.v. het langsvlak zijn:

- er is minder gevaar voor hinderlijke schommelingen van het water in de bak.
- er kan een veel steilere helling worden opgezet, zonder dat de ondersteuningsconstructie extreem groot wordt. Dit leidt weer tot kortere loopbaanlengten.

Enkele nadelen t.o.v. het langsvlak zijn:

- de krachten op de sleepkabels zijn veel groter.
- de toeleidingskanalen zijn veel ingewikkelder, vooral omdat zij in een gebied met steile hellingen moeten worden aangebracht.

Een voorbeeld van een hellend dwarsvlak vindt men bij Arzviller (Vogezen) in het Marne-Rijnkanaal (zie Figuur 8-22). Een verval van ca. 45 m wordt daar overwonnen door tot nu toe één bak, die zich onder een helling van 41% voortbeweegt. De bak is geschikt voor schepen tot een laadvermogen van 350 ton. De hoofdmetingen van de bak zijn 41 x 5,2 $m^2$ met een beschikbare waterdiepte van 2,50 m. Het totale gewicht bedraagt $9 \cdot 10^3$ kN. Er is ruimte gereserveerd voor een tweede bak (zie gestippelde bak in Figuur 8-22).




**Figuur 8-22: Luchtfoto en langsdoorsnede dwarsvlak Arzviller, Frankrijk (1969), verplaatsingssnelheid 0,45 m/sec**

## 8.2.3 Keuzebepaling overwinning van verval

De belangrijkste criteria voor de keuzebepaling uit de, in de vorige paragraaf genoemde, oplossingsprincipes zijn:

- de totale kosten
- de technische uitvoerbaarheid
- de bedrijfszekerheid
- waterverliezen e.a.

**De totale kosten**

Men dient zich hierbij niet te beperken tot de kosten van het kunstwerk zelf, zoals aanleg-, onderhouds- en exploitatiekosten, maar ook de kosten van de scheepvaart moeten in de beschouwing worden betrokken. Zo leiden lange wacht- en passeertijden (b.v. schuttijd) tot grote verliezen. Ten aanzien van de exploitatiekosten kan nog worden opgemerkt, dat voor de pente d'eau, de scheepslift en het hellend vlak extra energie nodig is voor het gelijkmaken van de waterniveaus. Reducties zijn mogelijk door gebruik te maken van contragewichten.

**De technische uitvoerbaarheid**

*Met betrekking tot de scheepsgrootte*

Zoals uit de voorgaande voorbeelden blijkt zijn de pente d'eau en het hellend dwarsvlak tot nu nog toe toegepast voor schepen tot een laadvermogen van 350 ton en het hellend langsvlak en de scheepslift voor schepen tot ca. 1.350 ton. In hoeverre een vergroting van de afmetingen technisch mogelijk en financieel aantrekkelijk is, zal moeten blijken uit de verdere ontwikkelingen.
Voor de grotere scheepstypen, zoals de duwvaart en de zeeschepen, lijken de hiergenoemde mogelijkheden, althans op dit moment, weinig interessant.

De schutsluis is hier de meest aangewezen oplossing. Bij de duwvaart zou men kunnen overwegen de bakken te ontkoppelen om die dan één voor één door het kunstwerk heen te voeren. In Nederland wordt dit in het algemeen niet acceptabel geacht. Men moet overigens niet alleen aan grotere schepen denken, maar ook aan meerdere schepen tegelijkertijd. Met het oog hierop en ter voorkoming van onnodig lange wachttijden zijn de afmetingen van veel Nederlandse binnenvaartsluizen (ook zeevaartsluizen) in de drukke vaarroutes dusdanig gekozen, dat de sluis meerdere schepen tegelijk kan bevatten. Voor schutsluizen, ook die in meerdere trappen, zijn de afmetingen geen probleem. Zo bedragen de kolkafmetingen van de Noordersluis te IJmuiden 400 x 50 $m^2$, die van de zeevaartsluis bij Le Havre zelfs 400 x 67 $m^2$ en die van de Berendrechtsluis in Antwerpen 500 x 68 $m^2$.

*Met betrekking tot het verval*

Bij de behandeling van het vul- en ledigsysteem van de schutsluis in het college CT3330, Hydraulic structures 1 zal nog blijken, dat bij grote vervallen problemen zullen ontstaan bij het nivelleren van de waterstand. De schutsnelheid van de kolk wordt n.l. beperkt door de toelaatbare troskrachten bij vullen en ledigen. In principe geldt dit niet voor de andere oplossingen, die alle bij zeer grote vervallen kunnen worden toegepast. Ook de tijden, nodig voor het nivelleren van de waterstand, c.q. het verplaatsen van de bak, kunnen een rol spelen, zoals blijkt uit het onderstaande voorbeeld. Dit voorbeeld is ontleend aan een vergelijkende studie in Duitsland voor de kunstwerken in het Elbe-Seitekanaal. Er werd uitgegaan van een schutkolk, resp. bak, van 100 x 12 $m^2$ bij een verval van 23 m. De tijden, nodig voor het gelijkmaken van de waterstanden, zijn:

| | |
|---|---|
| ***bij een schutsluis*** | ***ca 15 min.*** |
| ***bij een hellend vlak*** | ***ca. 9 min.*** |
| ***bij een scheepslift*** | ***ca. 2 min.*** |

Indien men hieraan toevoegt de tijden, nodig voor het in- en uitvaren van het kunstwerk, voor het openen en sluiten van de deuren etc. dan blijkt, dat de zogenaamde passeertijd voor de schutsluis tweemaal zo lang is als die voor de scheepslift. Bij nog grotere vervallen zullen de verschillen verder toenemen.

*Met betrekking tot de terreinligging*

De pente d'eau en het hellend langsvlak vragen om een flauw hellend terrein. Is dit niet aanwezig, dan zullen omvangrijke ontgravingen nodig zijn.
Bij een scheepslift met drijvers moet de grondgesteldheid het aanbrengen van diepe schachten redelijkerwijs en tegen niet al te hoge kosten mogelijk maken.

Zoals bij vele andere bouwwerken zijn de hiergenoemde factoren van zeer groot belang bij de bepaling van de bouwkosten en bij de vergelijking van de verschillende mogelijke oplossingen.

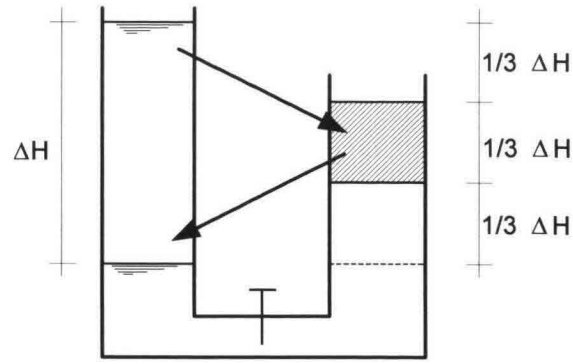
**De bedrijfszekerheid**

De pente d'eau, de scheepslift en het hellend vlak bevatten aanzienlijk meer bewegende onderdelen dan de schutsluis. Dit brengt slijtage met zich mee, zodat regelmatig onderhoud geboden is. Bovendien is de kans op storingen groter, wat naar alle waarschijnlijkheid zal leiden tot vertragingen in de afwikkeling van het scheepvaartverkeer. Men moet daarom het tijdstip voor het verrichten van onderhoud zoveel mogelijk zien te beperken tot de perioden met een laag scheepsaanbod.

**Eventuele waterverliezen**

Bij alle andere oplossingen van schutsluizen treden nagenoeg geen waterverliezen op.
Bij schutsluizen zal bij elke schutcyclus een hoeveelheid water, gelijk aan het schutkolkoppervlak vermenigvuldigd met het verval, verloren gaan van het boven- naar het onderpand.
Het waterverlies bij een schutsluis kan, vooral bij bovenpanden die niet of nauwelijks gevoed worden, ernstige problemen opleveren, bv. in verband met de benodigde vaardiepte. Men kan dit bezwaar geheel of gedeeltelijk ondervangen door water naar het bovenpand terug te pompen.

Dit gaat dan wel gepaard met extra bouwkosten en vooral exploitatiekosten. Een andere manier om het waterverlies te beperken is de toepassing van spaarbekkens bij de schutsluis (zie Figuur 8-23).




**Figuur 8-23: Principeschets spaarbekken**

Daarbij wordt bij het ledigen van de schutkolk water uit de kolk naar het spaarbekken geleid en bij het vullen van de kolk weer aan het spaarbekken onttrokken. In Figuur 8-23 is te zien dat bij één spaarbekken met een oppervlak gelijk aan dat van de schutkolk een waterbesparing van 33% optreedt. Bij het ledigen van de kolk loopt immers $^1/_3$ deel van het schutwater in het spaarbekken en de rest vloeit af naar het benedenpand. Bij het vullen van de schutkolk komt $^1/_3$ deel uit het spaarbekken en de rest uit het bovenpand.
Ook bij aan zee of aan getijrivieren gelegen sluizen kunnen soortgelijke problemen optreden. Het gaat daarbij niet alleen om het verlies aan zoet water, maar vooral om het binnendringen van zout water. Dit verschijnsel wordt versterkt door een min of meer volledige uitwisseling van de kolkvulling door optredende dichtheidsstromen.

Voor een nadere uitwerking is in paragraaf 8.2.4 gekozen voor de ***schutsluis***, omdat deze overal in de wereld de meest gebruikelijke oplossing is voor het gestelde probleem.

## 8.2.4 Beknopte uitwerking schutsluis

Deze paragraaf omvat een kort onderzoek naar de voornaamste ontwerpeisen, die volgen uit de mogelijke functies van een schutsluis. Daarna worden de verschillende functionele onderdelen van een schutsluis vastgesteld. In het vervolgcollege CT3330, Hydraulic structures 1 komt het ontwerp van een schutsluis uitgebreid aan de orde. Voor de krachtswerking en stabiliteit van het kunstwerk wordt verwezen naar het voorbeeld in Paragraaf 3.7, pag. 90.

**Functies van een schutsluis**
De ***primaire functie*** van een schutsluis is die t.b.v. de ***scheepvaart*** en wel:
"schepen in drijvende toestand in een afsluitbare vaste ruimte van het ene naar het andere waterniveau brengen".
Doordat er sprake is van verschillen in waterniveaus, zal de schutsluis in het algemeen deel uitmaken van een waterkering. Een schutsluis heeft derhalve ook een ***waterkerende functie.***
Een schutsluis kan verder worden ingeschakeld bij functies op het gebied van de waterhuishouding, zowel in kwantitatieve als in kwalitatieve zin.

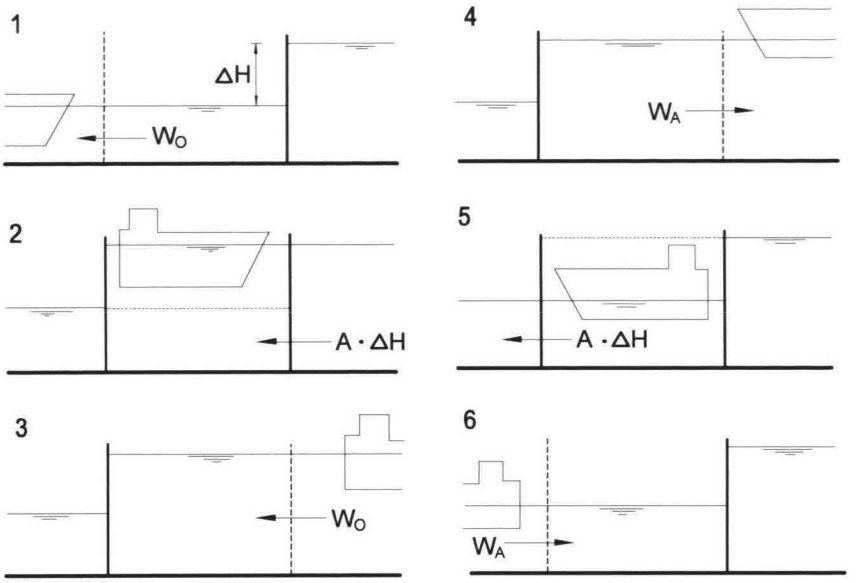
Kwantitatieve factoren bij de waterhuishouding kunnen bv. zijn:
- de schutsluis moet een bepaalde hoeveelheid water binnen een bepaald tijdsbestek kunnen doorlaten ***(waterafvoerfunctie)***
- eerder is al gewezen op het feit, dat bij de schutting van schepen door een schutsluis water van het hoge pand naar het lage pand verloren gaat.

In Figuur 8-24 is te zien dat het waterverlies $W_v$ per schutcyclus is:

$$A \cdot \Delta H + W_O - W_A \qquad (8.3)$$

waarin:

$A$ = oppervlak van de schutkolk [$m^2$]
$\Delta H$ = het verval over de schutsluis [m]
$W_O$ = de waterverplaatsing van de opvarend schepen [$m^3$]
$W_A$ = de waterverplaatsing van de afvarende schepen [$m^3$]




**Figuur 8-24: Verloop van schutcyclus**

Is ondanks dit bezwaar toch gekozen voor een schutsluis, dan kunnen maatregelen worden verlangd om zo weinig mogelijk waterverlies te lijden. Als extra ontwerpeis geldt dan het scheppen van een zekere ***waterbesparende*** mogelijkheid, zoals bv. een ***schutsluis met spaarbekkens***.
Kwalitatieve elementen die bij de waterhuishouding een rol kunnen spelen, liggen meestal op het terrein van de scheiding van watermassa's van verschillende kwaliteit. Zoals de scheiding tussen zout en zoet water. Om het binnendringen van zout water of het ongewenst afvloeien van zoet water te voorkomen, kan als extra ontwerpeis worden gesteld dat het zoute en zoete water van elkaar gescheiden moeten blijven. Hierop wordt in het vervolgcollege CT3330, Hydraulic structures 1 nog teruggekomen.

In het kader van dit college zal alleen worden ingegaan op de volgende functies:

- ***scheepvaartfunctie***
- ***waterkerende functie***
- ***waterafvoerfunctie.***

**Scheepvaartfunctie**

Om zo een vlot mogelijke afwikkeling van het scheepvaartverkeer te realiseren, zijn de drie volgende ontwerpeisen belangrijk.

- de afmetingen van de schutsluis moeten zodanig zijn dat het grootste schip, dat nu of in de toekomst van de vaarweg gebruik maakt (het maatgevend schip), de sluis kan passeren.
- de capaciteit van de schutsluis, d.i. het maximaal aantal schepen per tijdseenheid dat kan worden geschut, moet dusdanig op het (toekomstige) aanbod worden afgestemd (de maatgevende combinatie van schepen), dat geen onaanvaardbare tijdverliezen voor de scheepvaart ontstaan.
- ook bij een aanbod van schepen kleiner dan de capaciteit van de schutsluis (de maatgevende scheepvaartintensiteit) moet het tijdverlies bij het passeren van de schutsluis tot een minimum worden beperkt. De scheepvaartintensiteit is het aantal schepen dat per tijdseenheid een bepaalde dwarsdoorsnede van een vaarweg passeert. Er moet worden voorkomen dat onaanvaardbare wachttijden optreden.

In vele gevallen, zeker bij druk bevaren binnenvaarwegen, zal blijken dat de horizontale afmetingen van de schutsluis die volgen uit eis 2, groter zijn dan die uit eis 1. De eisen 2 en 3 benadrukken meer het belang van een snelle behandeling van de schepen, zoals gemakkelijk in- en uitvaren van de

schutsluis, snel openen en sluiten van de afsluitmiddelen en een snelle wisseling van de waterstanden in de schutsluis. Voor de 'schipper' is een schutsluis een obstakel in zijn vaarroute. De sluis betekent een aanzienlijke vernauwing in het doorvaartprofiel van de vaarweg en is bovendien lang niet altijd direct toegankelijk. Dit houdt in dat er ***wachtplaatsen*** (1) en ***geleidewerken*** (2) aanwezig moeten zijn. De cijfers tussen haakjes corresponderen met die van de functionele onderdelen van de schutsluis, aangegeven in Figuur 8-25. De wachtplaatsen bieden een ligplaats voor de schepen die niet direct geschut kunnen worden. De geleidewerken dienen de schepen geleiding te geven bij het binnenvaren van de sluis, waarbij eventueel rekening moet worden gehouden met hinderlijke stromingen of zijwind. Opgemerkt dient te worden dat de vormgeving van de geleidewerken en wachtplaatsen, zoals aangegeven in Figuur 8-25:een oplossing is, die vaak bij binnenvaartsluizen in Nederland wordt toegepast. Bij buitenlandse schutsluizen en ook bij Nederlandse zeevaartsluizen treft men meestal wat andere constructies aan.

Bij het binnenvaren van de schutsluis passeert het schip eerst de openstaande ***afsluitmiddelen*** (3). Deze afsluitmiddelen, oftewel sluisdeuren, moeten in gesloten stand het verval over de schutsluis kunnen keren.
Zij bevinden zich in het ***sluishoofd*** (4), dat de, door de waterdruk ontstane, krachten op de deuren moet kunnen opnemen en naar de ondergrond afvoeren. Het schip is inmiddels aangekomen in de afsluitbare vaste ruimte die men de ***schutkolk*** (5) noemt. Aan de andere zijde van de schutkolk bevindt zich eveneens een ***sluishoofd*** (4a), waarin de ***sluisdeuren*** (3a) gesloten zijn. Terwille van een duidelijke weergave zijn in Figuur 8-25 ***puntdeuren*** getekend.
Door de ***sluisdeuren*** (3) dicht te draaien, wordt de schutkolk geheel afgesloten van het water buiten. Het water in de schutkolk moet nu op het gewenste niveau worden gebracht; in het getekende geval dus omhoog. Daarvoor is één of ander ***vulsysteem*** (6) nodig, bv. zoals in Figuur 8-25 is aangegeven een omloopriool in het sluishoofd (4a) (overigens worden ook nog wel vaak schuiven in de deuren aangebracht).
Bij scheepvaart in de omgekeerde richting zal de waterstand in de schutkolk omlaag moeten worden gebracht. Zie voor de gang van het schutproces ook Figuur 8-24.
Dan is er juist sprake van een ***ledigsysteem*** (6a), bv. omloopriolen in het ***sluishoofd*** (4).

Is het water in de schutkolk op hetzelfde niveau gekomen als de waterstand buiten, dan kunnen de sluisdeuren (3a) worden geopend en kan het schip zijn weg vervolgen.

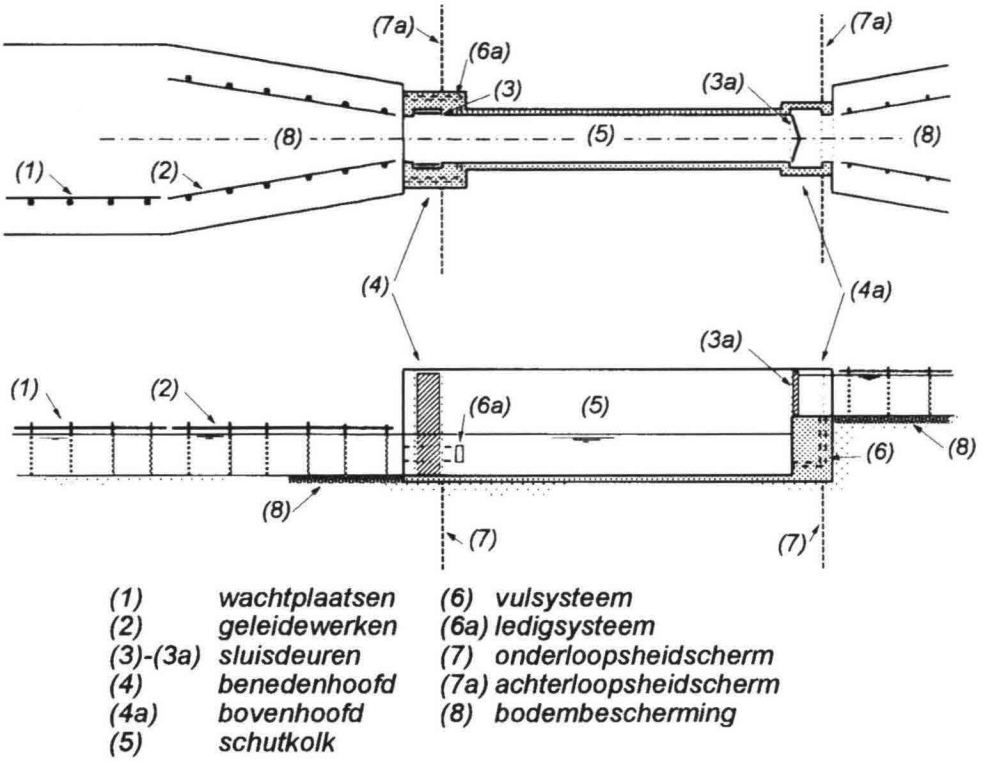
**Waterkerende functie**
Een schutsluis bevindt zich op de scheiding van twee waterniveaus en maakt dus deel uit van de waterkering. Dit betekent dat het sluishoofd aan de hoge waterzijde (4a), het ***bovenhoofd*** genaamd, en de daarin aanwezige afsluitmiddelen de hoogste te verwachten waterstand moet kunnen keren.

Het sluishoofd (4) aan de lage waterzijde, dat ***benedenhoofd*** wordt genoemd, hoeft slechts de hoogste toegelaten waterstand in de schutkolk te keren.

N.B. Bij schutsluizen in een getijgebied spreekt men van ***buitenhoofd*** (voor het aan de zeezijde gelegen sluishoofd) en van ***binnenhoofd***.

Zijn er beweegbare onderdelen, zoals sluisdeuren, aanwezig in een waterkering, dan dient men er rekening mee te houden dat deze onderdelen op een bepaald moment in het ongerede kunnen raken. Dit kan zich voordoen bij het kapotvaren door schepen, door weigering van de bewegingsinstallatie, enz. Men moet in dat geval zorgen dat een reservekering aanwezig is of dat andere maatregelen mogelijk zijn.

Doordat aan weerszijden van de schutsluis verschillende waterstanden voorkomen, zal er een waterstroming onder en naast de schutsluis optreden. Als gevolg van deze stroming kunnen gronddeeltjes worden meegevoerd, wat uitspoeling en ondermijning van de schutsluis tot gevolg kan hebben. Men spreekt in zo'n geval van ***onderloopsheid*** en ***achterloopsheid***. Om dit te voorkomen zullen ***voorzieningen tegen onder- en achterloopsheid*** (7) moeten worden aangebracht, zoals in Figuur 8-25 aangegeven in de vorm van damwandschermen. Criteria voor de kwellengte zijn analoog aan hetgeen vermeld is in paragraaf 3.6.4 en 3.7, pag. 86 en verder.




**Figuur 8-25: Schutsluis**

**Waterafvoerfunctie**

De belangrijkheid van deze functie wordt in hoge mate bepaald door de hoeveelheid water, die moet worden doorgelaten. In het algemeen kan worden gesteld dat de waterafvoerfunctie een verstoring van de scheepvaartfunctie betekent, zodat een combinatie van beide functies weinig gelukkig genoemd kan worden. Bij grote afvoeren zal de gehele schutkolkdoorsnee gebruikt moeten worden, opdat gedurende bepaalde perioden het water gespuid kan worden. Op die tijden is derhalve geen scheepvaart mogelijk. De sluis dient dan beurtelings als schutsluis en als spuisluis. In feite is dit alleen maar acceptabel als er zeer weinig scheepvaart voorkomt. Een voorbeeld van een dergelijke sluis is de schutsluis bij Dintelsas, waardoor tevens de afwatering van een aantal riviertjes in West-Brabant op het Volkerak plaatsvindt. Een andere mogelijkheid, waarbij de scheepvaartfunctie en de waterafvoerfunctie geheel worden gescheiden, is de aanleg van een afzonderlijk ***spuiriool***, zoals bij de schutsluizen te Tiel in het Amsterdam-Rijnkanaal.

Bij kleinere afvoeren wordt vaak het vul- en ledigsysteem gebruikt voor het afvoeren van water. Ook hier zal echter gelden, dat het schutten en het spuien lang niet altijd gelijktijdig kunnen plaatsvinden. Het spuien moet dan beperkt blijven tot de 'rustige' uren voor de scheepvaart, bv. 's nachts of in het weekend of tot de uren met een laag aanbod, daar waar meerdere schutkolken naast elkaar aanwezig zijn.

In dat laatste geval kan één schutkolk (schutsluis) worden gebruikt voor het spuien, terwijl de andere voor de scheepvaart dienst doen.

Een voorbeeld hiervan is het schutsluizencomplex bij Wijk bij Duurstede. De nieuwe duwvaartsluis kan benut worden voor het spuien, terwijl de scheepvaart de naastgelegen 'oude' sluis gebruikt.

Het spuien via de schutsluis kan op verschillende manieren gebeuren, o.a. door de vulopeningen in de afsluitmiddelen en via een riolenstelsel. Bij de duwvaartsluis te Wijk bij Duurstede wordt het water ingelaten door de vulopeningen in de sluisdeur van het bovenhoofd. De sluisdeur in het benedenhoofd staat dan open om zo het volle verval te kunnen benutten. Op deze wijze kan ca. 100 $m^3$/sec. worden ingelaten op het Amsterdam-Rijnkanaal.

Bij de grote zeesluis te Terneuzen kan het langsriool van het vul- en ledigsysteem worden gebruikt voor het spuien van het overtollige oppervlaktewater op de Westerschelde. Tijdens het vullen en ledigen van de schutkolk kan door het langsriool niet worden gespuid. Het langsriool heeft ook als functie het afvoeren van het binnengedrongen zoute water.

Door de stromingen t.g.v. het vullen, maar vooral het ledigen van de schutkolk en ook t.g.v. de schroefbeweging door de scheepvaart, kunnen er ontgrondingen vóór en achter de schutsluis optreden. Daardoor kan de stabiliteit van de sluis in gevaar worden gebracht. Daar waar nodig zullen dan ook ***bodembeschermingen*** (8) moeten worden aangebracht.

De belangrijkste functionele onderdelen van de schutsluis, bij de analyse van de verschillende functies gevonden, zijn dus:

*(1)* ***wachtplaatsen***
*(2)* ***geleidewerken***
*(3)* ***afsluitmiddelen of sluisdeuren***
*(4)* ***sluishoofden***
*(5)* ***schutkolk***
*(6)* ***vul- en ledigsysteem***
*(7)* ***voorzieningen tegen onder- en achterloopsheid***
*(8)* ***bodembescherming.***

Dit wil niet zeggen dat de bovenstaande volgorde ook voor het ontwerpen van de verschillende onderdelen moet worden aangehouden. Het is niet mogelijk de onderdelen los van elkaar te zien, omdat tussen alle genoemde onderdelen relaties bestaan. Daardoor beïnvloedt de keuze, gemaakt voor een bepaald onderdeel, mede de keuze die bij de andere onderdelen gedaan moet worden. Om enig inzicht te krijgen, hoe de verschillende onderdelen met elkaar in verband staan, kan men een relatieschema gebruiken. Het blijkt dat de onderlinge relaties tussen de verschillende onderdelen afhankelijk zijn van het concrete project, zodat een éénduidig relatieschema voor het geval schutsluis niet op te stellen is.

Een voorbeeld daarvan kan worden gegeven met het vul- en ledigsysteem. Kiest men bv. voor een systeem met vul- en ledigopeningen in de sluisdeuren, dan zal de verdere uitwerking van het vul- en ledigsysteem (bv. aan de hand van modelproeven) en van de constructie van de sluisdeuren in onderlinge wisselwerking gelijktijdig moeten geschieden. De schutkolk kan nagenoeg los hiervan worden ontworpen. Kiest men daarentegen een systeem met riolen over de gehele lengte van de schutkolk, dan ontstaat er een nauwe relatie tussen het ontwerp van het vul- en ledigsysteem en de constructie van de schutkolk. Nu moeten deze twee onderdelen gelijktijdig worden uitgewerkt, terwijl de constructie van de sluisdeur min of meer onafhankelijk daarvan kan plaatsvinden. Hieruit blijkt eveneens dat een eenduidige ontwerpvolgorde niet te geven is. Dat is eerst mogelijk in een concrete situatie. Wel kan men stellen dat ieder ontwerp moet beginnen met het vastleggen van de algemene vormgeving en de afmetingen van het kunstwerk aan de hand van de functionele eisen (de geometrie van de schutsluis).

## 8.3 Aanbevolen literatuur

Civieltechnisch centrum uitvoering en research en regelgeving (CUR), *Handboek Kademuren.* Gouda: CUR, 2003.

Permanent International Association of Navigation Congresses (PIANC), *26th International navigation congress, Final report of the international commission for study of locks.* Brussel: PIANC, 1985.

# 9 Bescherming tegen water

Oevers van zeeën en rivieren zijn geleidelijk dicht bebouwd geraakt vanwege hun recreatieve en economische betekenis. Bij de vestiging van mens en industrie is in het verleden niet steeds rekening gehouden met de risico's die aan een dergelijke locatie waren verbonden. Die risico's hadden voornamelijk betrekking op het gevaar van overstroming. Van oudsher heeft men getracht die risico's te beperken, oorspronkelijk door te bouwen op plaatsen die van naturen hoog waren gelegen, later werden kunstmatige hoge plaatsen aangelegd (terpen). Met het toenemen van de behoefte aan ruimte werd het daarna economisch gunstiger om hele gebieden te beschermen tegen hoge waterstanden. Dat heeft geleid tot de bouw van waterkeringen.

In dit hoofdstuk zal eerst de geschiedenis van de Nederlandse waterbouw worden beschreven. Hierin worden voornamelijk gebeurtenissen van hoogwaterverdediging van de laatste eeuw genoemd. Aansluitend hierop wordt de uitvoering van het Deltaplan nader toegelicht, gezien dit plan een enorme impuls aan zowel kennisontwikkeling als bouwmethodieken heeft gegenereerd. Daarna worden de verschillende waterkeringssystemen en de definities die we daarbij hanteren benoemd. Het hoofdstuk wordt afgesloten met enige aspecten van de huidige hoogwaterproblematiek.

## 9.1 Geschiedenis Nederlandse waterbouw

Ten aanzien van water keren hebben in Nederland diverse gebeurtenissen (vaak rampen) aanleiding gegeven tot vernieuwing van onze waterkeringen. Zoals in de inleiding van dit hoofdstuk al aangegeven is in het verleden zoveel mogelijk op hoge gronden gebouwd, waarna de eerste terpen werden aangelegd in de te laag gelegen gebieden. Dit vond voornamelijk plaats in de provincies Friesland en Groningen tussen circa 500 voor Chr. tot 1200 na Chr. De eerste dijken werden aangelegd door de Romeinen, vaak in de vorm van strategisch hooggelegen wegen langs rivieren. In 1122 werd het eerste waterschap Lekdijk Bovendams opgericht, waarmee vanaf dat moment gestructureerder aanleg en onderhoud plaatsvond aan waterkeringen en irrigatiewerken. Drooglegginge n werden mogelijk toen met windmolens het water kon worden uitgeslagen naar hoger gelegen buitenwater. Dit gebeurde vanaf de 15e eeuw. Voor dieper gelegen polders werden molens in serie gezet waarmee het water in stappen naar hogere niveaus werd gepompt. Met de uitvinding van de stoommachine werd het mogelijk om de 18.000 ha grote Haarlemmermeer polder aan te leggen. Hiervoor werden 3 gemalen gebouwd die het water in een boezem pompte, waar het door een 4e gemaal in het IJ werd gepompt. Naast inpolderingen in eigen land zijn ook toen al enorme landaanwinningen door Nederlanders in het buitenland uitgevoerd, zie bijvoorbeeld Van Veen (1962). Puntsgewijs zullen hierna enkele kenmerkende gebeurtenissen worden beschreven.

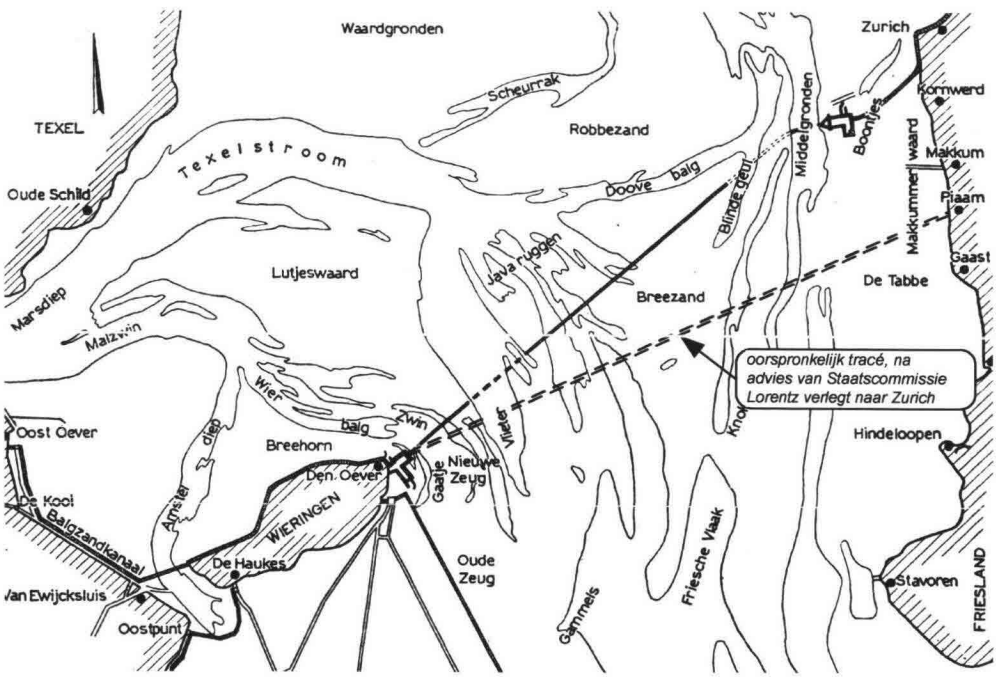
**1920 - 1932: aanleg Afsluitdijk**
Een eerste plan voor grootschalige landaanwinning in de Zuiderzee dateert uit 1667 en was van Hendric Stevin, zoon van Simon Stevin. Uiteindelijk is het plan van Cornelis Lely uit 1891 grotendeels gerealiseerd. Van doorslag waren dat Lely zelf als minister van Waterstaat zijn plan meerdere malen als wetsontwerp aan de kamer had aangeboden, er een tekort aan landbouwgrond was na uitbreken van de 1$^{e}$ wereldoorlog in 1914, en de stormvloed in 1916 waardoor 30 dijkdoorbraken ontstonden en 60.000 hectare rond de Zuiderzee overstroomde.

Als eerste werd begonnen met de afsluiting van de Zuiderzee. Deze werd gerealiseerd door de afdamming van het Amsteldiep en aanleg van de Afsluitdijk. Eén van de belangrijkste criteria voor het tracé van een afsluitdam is een alignement waarvan de lengte het kortst is. In het geval van de Afsluitdijk was daarnaast doorslaggevend de verandering van het getij in de Waddenzee (waterstanden, stroming en golven), waarvoor de Staatscommissie Lorentz werd ingesteld. Natuurkundige Lorentz was de eerste die wiskundige berekeningen naar het gedrag van getij in ondiepe kustgebieden maakte. Hieruit bleek dat de versterking van de getijstroom te beïnvloeden was door de locatie van de dam (golfopslingering in een bekken). Dit resulteerde in een voorkeurstracé dat

van Den Oever naar Zurich liep in plaats van naar Piaam, zie Figuur 9-1. Later zijn er twee knikken in het Noordoosten van het tracé opgenomen, om een vrijwel loodrechte kruising te krijgen van de diepe geul ter plaatse van Middengronden (sluitgat) en de ondiepte van Kornwerderzand (plaats sluiscomplex). De lengte werd hiermee 32 km.

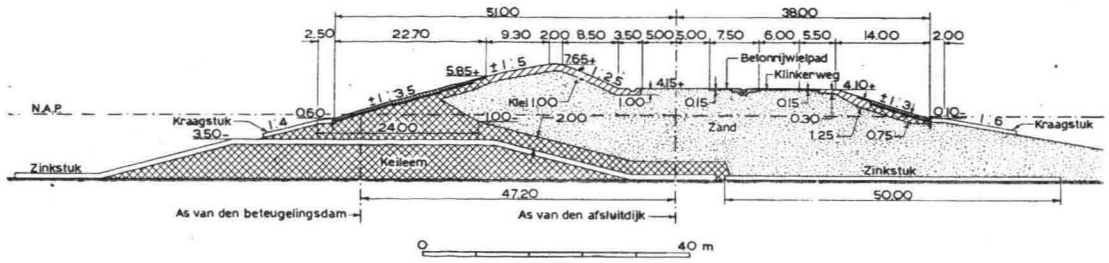
Belangrijkste verschillen met voorgaande afsluitingen waren dat deze afsluiting in getijgebied moest plaatsvinden en de omvang van het werk. Er was wel al ervaring opgedaan met de afsluiting van ondermeer het Sloe in 1871 door een rijzen dam, echter dit was arbeidsintensief en zou grote hoeveelheden rijshout vergen. Voor afdamming van de Zuiderzee viel de keuze op uitvoering als geleidelijke sluiting: sluiten door grote hoeveelheden materiaal in korte tijd aanbrengen. In dit geval door het aanbrengen van een drempel in de sluitgaten (beteugelingsdam) waarna horizontaal sluiten vanaf beide zijkanten. De aan te brengen hoeveelheid materiaal per tijdseenheid diende groter te zijn dan de hoeveelheid die door stroming in het sluitgat werd weggevoerd. Voor de Afsluitdijk was dat mogelijk vanwege het geringe getijverschil van circa 0,80 m, waardoor de stroomsnelheden in de sluitgaten beperkt bleven tot maximaal 5 à 6 m/s vlak voor sluiten. Daarnaast was goede keileem voorhanden die, wanneer in grote brokken verwerkt, stroomsnelheden tot 4 m/s kon weerstaan zonder dat veel materiaal erodeerde. En er was voor die tijd moderne baggermaterieel beschikbaar. Het baggermaterieel bestond onder andere uit drijvende grijperkranen, baggermolens met een emmerinhoud van 600 liter en zuigers met zuigbuisdiameters van 600 mm.

Ervaring werd opgedaan met aanleg van de Amsteldiepdam (1920 - 1925) tussen Noord Holland en Wieringen, waarna de Afsluitdijk volgde. De afdamming werd gerealiseerd door elk jaar een deel van de dam aan te leggen. Een dwarsdoorsnede van de dam ter plaatse van de sluitgaten Vlieter en Middelgronden is weergegeven in Figuur 9-2. Het verschil met de dwarsdoorsnede buiten deze sluitgaten is de beteugelingsdam van keileem en zinkstukken, welke reikte tot NAP - 3,50 m. Erbuiten kon de dam direct op de ondiepe platen worden aangelegd, doordat de stroomsnelheid nauwelijks werd beïnvloed. De totale lengte hiervan was circa 5/8 deel. Min of meer parallel hieraan werden de beteugelingdammen aangelegd in de sluitgaten. Het laatste sluitgat de Vlieter werd gedicht in mei 1932.




**Figuur 9-1 Locatie dam Amsteldiep en Afsluitdijk in de Zuiderzee (Huitema, 1947)**

In de dam zijn uiteraard de nodige uitwaterings- en scheepvaartsluizen opgenomen. Hiervoor zijn voorafgaand aan de dambouw bedijkte bouwputten aangelegd, waarin ze in den droge zijn gebouwd. Daarnaast zijn bestaande dijken in de Waddenzee verhoogt, vanwege de hoger verwachte stormvloeden als gevolg van lokale getijversterking door aanleg van de Afsluitdijk. Opgemerkt wordt nog dat naast kustverkorting het IJsselmeer verzoet is door aanvoer van voornamelijk water uit de IJssel, waarmee verzilting van landbouwgrond werd tegengegaan en een groot zoetwaterbassin beschikbaar kwam (voor zowel berging als irrigatie).




**Figuur 9-2 Dwarsdoorsnede van de Afsluitdijk ter plaatse van sluitgaten Vlieter en Middelgronden, lengte sluitgaten 4,5 km. (Huitema, 1947)**

### 1926 - 1968: aanleg polders in IJsselmeer

De plaats van de polders werd in eerste instantie bepaald door de bodem van de Zuiderzee. Omdat het overgrote deel bestemd zou zijn voor landbouw kwamen die gebieden in aanmerking waarvan de bodem bestond uit klei en zavel. Verder werden de diepste gedeelten buiten de polders gehouden. Een derde aandachtspunt waren de "natte" verbindingen, van belang voor waterbeheersing en scheepvaart. Zodoende is de indeling tot stand gekomen zoals weergegeven in Figuur 9-3. Enkele kenmerken van de polders zijn weergegeven in Tabel 9-1.

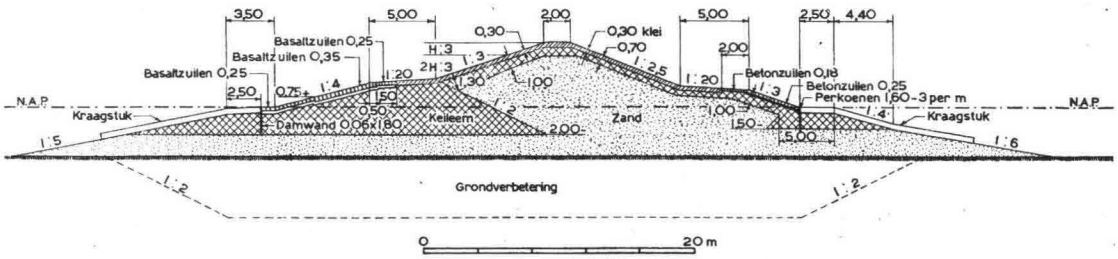
**Figuur 9-3 Locatie polders in het IJsselmeer (Deltadienst, 1988)**

**Tabel 9-1 Enkele kenmerken van aangelegde polders in het IJsselmeer (Thijsse, 1972)**

| | oppervlakte | lengte ringdijk | start aanleg | drooggemalen |
|---|---|---|---|---|
| | [ha] | [km] | [jaar] | [jaar] |
| **proefpolder Andijk** | 50 | 1,8 | 1926 | 1927 |
| **Wieringermeer** | 19700 | 23 | 1927 | 1930 |
| **Noordoostpolder** | 47600 | 65 | 1936 | 1942 |
| **Oostelijk Flevoland** | 54000 | 91 | 1950 | 1957 |
| **Zuidelijk Flevoland** | 42000 | 70 | 1959 | 1968 |
| **Markerwaard (plan)** | 56000 | 105 | 1941 / 1956 / 1963 | |

Na aanleg van de Amsteldiepdam en de proefpolder bij Andijk is begonnen met de inpoldering van de Wieringermeer, parallel aan de aanleg van de afsluitdijk. Dit was goed mogelijk daar de golfcondities niet sterk werden beïnvloed door Noordwesterstormen. Deze polder kwam gereed in 1929. Achtereenvolgens zijn de Noordoostpolder, Oostelijk Flevoland en Zuidelijk Flevoland aangelegd. Met de aanleg van de Markerwaard is wel een aantal keren gestart, echter deze is tot op heden nooit afgerond. In vergelijking met de Afsluitdijk waren in de dijken van de polders geen beteugelingsdammen aanwezig, gezien er geen door getij opgewekt verval over de dijken stond en er

dus ook geen stroomgeulen te verwachten waren, zie Figuur 9-4. Let ook op de schaal, deze dijken zijn minder fors als de afsluitdijk.

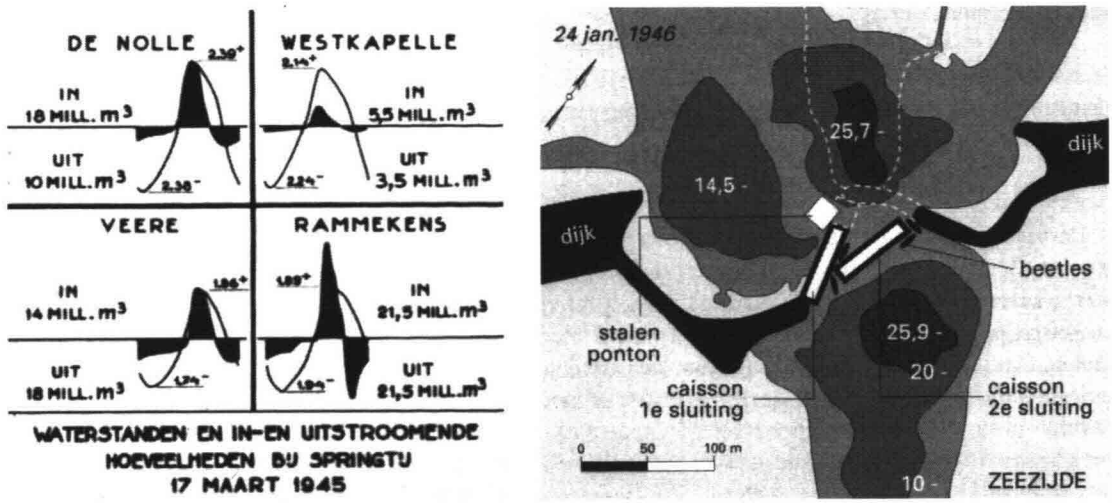



**Figuur 9-4 Dwarsdoorsnede van een Noordoostpolderdijk (Huitema, 1947)**

Bij de aanleg van de polders kunnen de volgende ontwikkelingen nog worden genoemd. Eventuele randkanalen tussen de polders en het vaste land hadden alleen de functies van een ringvaart om een droogmakerij: scheepvaart toelaten en watertransport opvangen dat vroeger op het drooggemaakte meer werd geloosd. Hierdoor grenzen de Wieringmeerpolder en Noordoostpolder deels direct aan het vaste land. Dit had grote gevolgen voor de grondwaterstroming, doordat de drooggemalen polder de grondwaterstand ook onder het vaste land verlaagde. Gevolg was verdroogde landbouwgrond. Nadien zijn andere aspecten naar voren gekomen, zoals watervoorziening, recreatie en natuurontwikkeling. Bij later aangelegde polders zijn dan ook geen randkanalen maar randmeren aangelegd.
Verandering van bestemming heeft geleid tot andere ruimtelijke ordening. Van vrijwel alleen maar landbouwpercelen in de Wieringermeerpolder naar stadsontwikkeling in Zuidelijk Flevoland. Dit laatste heeft nu nog steeds grote gevolgen voor bijvoorbeeld wegen- en railinfrastructuur. Voorts heeft het braakliggende gedeelte boven Almere zich ontwikkeld tot het beschermde natuurgebied Oostvaardersplassen.
In de jaren negentig waren er plannen om de Markerwaard alsnog in te polderen voor gebruik als tweede nationale luchthaven, maar dit bleef vooralsnog bij een plan.

**1945: sluiting dijkgaten Walcheren**
Om een eind te maken aan de Duitse bezetting van Walcheren, werd in oktober 1944 op 4 plaatsen de dijken gebombardeerd waardoor 160 km$^2$ land inundeerde. In juni 1945 werden de aannemers van de afsluitdijk ingezet voor sluiting van de gaten. Echter de getijverschillen waren 3 keer zo groot als die in de Zuiderzee, zie Figuur 9-5. De gaten konden dus niet worden gesloten door eenvoudig de bodem te beschermen met een wilgenhouten zinkstuk en het storten van keileem. Er was ter plaatse ook geen keileem beschikbaar. Door de verstreken tijd waren de gaten als gevolg van het getij zo diep geworden dat sluiting in het oorspronkelijke alignement niet meer mogelijk was. Voor het afdammen van de gaten werden halfcirkelvormige dijken aan de binnen- of buitenzijde aangelegd in ondiepe gedeelten met bodembescherming in de stroomgeulen. Daarna volgde een zogenaamde plotselinge sluiting met behulp van caissons. In Engeland waren nog caissons en pontons voorradig die bestemd waren om invasiehavens te kunnen bouwen aan de Normandische kust. Er waren Phoenix caissons, 60,00 x 12,00 m$^2$, hoog 12 m (7.500 ton) en Beetles pontons, 12,75 x 4,65 m$^2$, hoog 2,60 m (1.600 ton). Verder waren er stalen neten beschikbaar die bedoeld waren voor opvang van torpedo's. Daarnaast werden ook complete schepen in de gaten afgezonken. Op 3 februari 1946 werd na een 2$^e$ poging het laatste gat in de dijk bij Rammekens gedicht, zie Figuur 9-5.

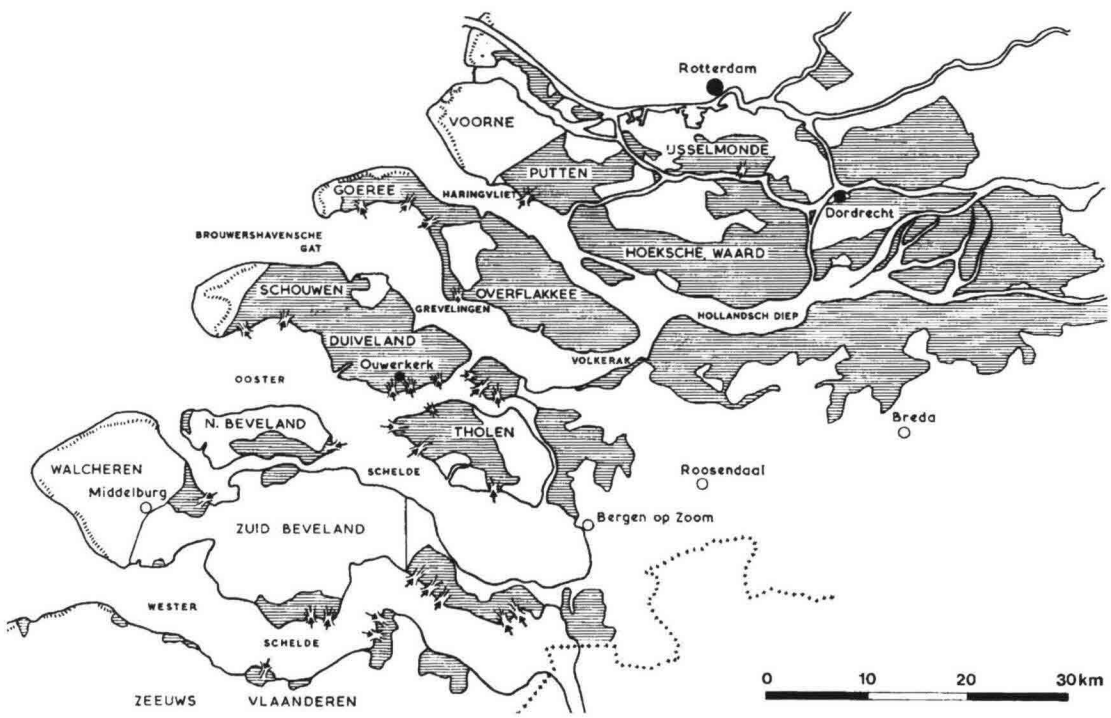
Voorafgaand aan de watersnoodramp van 1953 werden naast inpolderingen in het IJsselmeer de volgende werken uitgevoerd. In 1950 werd de Brielse Maas afgedamd. Hiermee werd het eiland Rozenburg met het eiland Voorne-Putten verbonden, waarmee de kust met 50 km werd verkort en verzilting werd tegengegaan. De dammen werden nog op een traditionele manier aangelegd, met in de sluitgaten dichte caissons. Door de sterke stroming koste het veel moeite om het laatste caisson te plaatsen. In 1952 werd de Braakman afgesloten, om vergroting van veiligheid en ook kustlijnverkorting. Bij deze afdamming is voor het eerst gebruik gemaakt van 2 doorlaatcaissons. Dit waren caissons die voorzien waren van metalen schuiven, waardoor - in geopende toestand - water ongehinderd kon passeren. Hiermee verbeterde het manoeuvreren in het sluitgat aanzienlijk. Nadat alle caissons in het sluitgat waren geplaatst, werden de schuiven neergelaten en ontstond een gesloten kering.




**Figuur 9-5 Waterstanden en getijvolumes in de 4 sluitgaten / Situatie sluitgat bij Rammekens bij de 2e poging (den Doolaard, 2001 / van de Ven, 1993)**

### 1953: de watersnoodramp

In de nacht van 31 januari op 1 februari 1953 liepen als gevolg van een zware noordwesterstorm in zuidwest Nederland grote gebieden onder water, zie Figuur 9-6. Hierbij stierven 1835 mensen, 72.000 moesten worden geëvacueerd, 47.000 stuks vee en 140.000 stuks pluimvee verdronken. 3.000 woningen en 300 boerderijen werden vernield, meer dan 40.000 woningen en 3.000 boerderijen werden beschadigd. In ongeveer 100 stroomgaten hadden eb en vloed vrij spel, waren er 500 bressen in dijken en er was 800 km dijk beschadigd. 200.000 hectare stond onder water, waarvan 185.000 hectare in zuidwest Nederland. Het onderlopen van de zuidelijke Randstad bij de Schiedamse Hoge Zeedijk werd maar net voorkomen door voor het gat een schip af te zinken, zie Figuur 9-7.



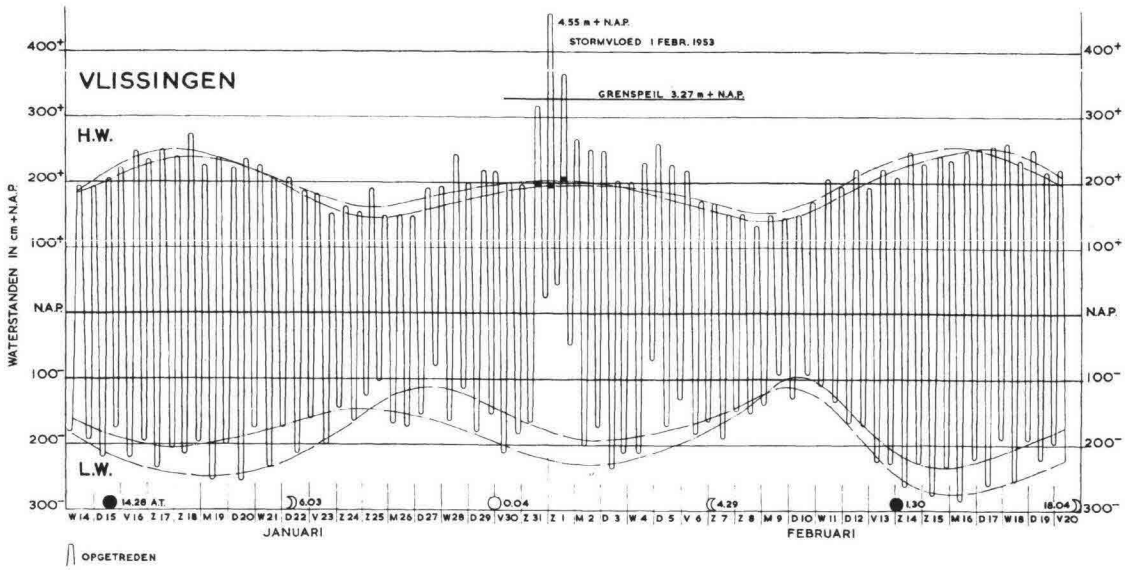

**Figuur 9-6 Geïnundeerde gebieden door de watersnood in 1953 (Deltadienst, 1978)**

Een stormvloed zoals in 1953 was nog nooit eerder voorgekomen, echter er waren toch een tweetal gunstige effecten. Ten eerste was de astronomische getijhoogte op 1 februari weliswaar een springtij, maar zelfs lager dan het normale gemiddelde getij. Dit werd veroorzaakt door de gunstige maansafstand en het samenvallen met het laagste getij van de dag. Springtijen worden opgewekt bij nieuwe en volle maan, en verschijnen ongeveer 2¼ dag later aan de Nederlandse kust. De stormvloed van 1953 viel 2 dagen na volle maan, zodat het op 1 februari precies springtij was, zie

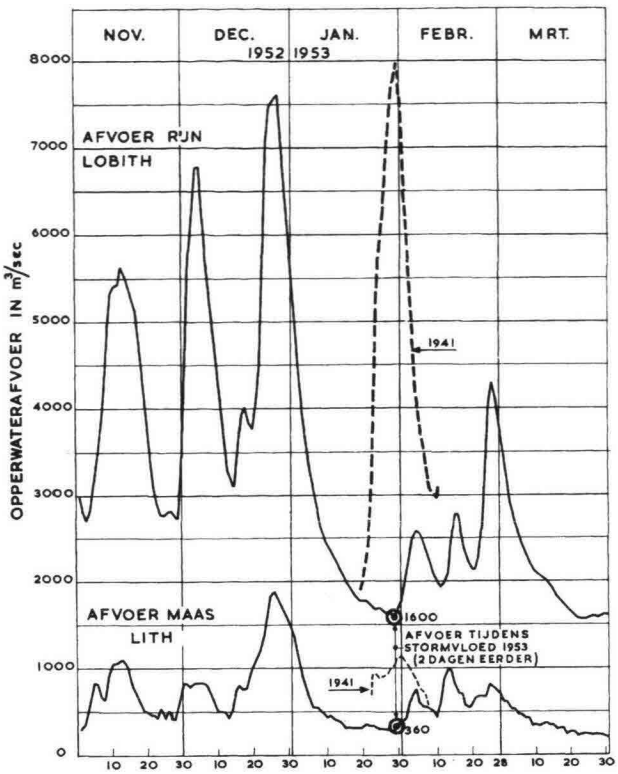
Figuur 9-8. Maar naast de maansfase is ook de maansafstand van invloed. Deze stond precies in het apogeum, dat wil zeggen op de grootste afstand van de aarde wat een zeer laag springtij veroorzaakte. Daarnaast trad de storm op tijdens het laagste getij van de dag, veroorzaakt door de dagelijkse ongelijkheid. Een verschil wat niet zo groot was, namelijk circa 0,10 m. In Figuur 9-8 is dit af te leiden uit de ingetekende golvende lijnen die de theoretische hoog- en laagwaters aangeven over de termijn, bij afwezigheid van wind. Het verschil tussen 2 ingetekende lijnen geeft de dagelijkse ongelijkheid aan. Door bovenstaande effecten waren de stormvloedstanden circa 0,50 m lager. Ten tweede waren de afvoeren van de Rijn en Maas laag, waardoor slechts een beperkte verhoging in het benedenrivierengebied aanwezig was, zie Figuur 9-9. Zou de storm zijn samengevallen met de Rijnafvoer van 7.950 $m^3/s$ van 30 januari 1941, dan waren er verhogingen van 0,13 tot 0,50 m, afhankelijk van de locatie.

Toch waren de opgetreden waterstanden 0,50 tot 0,70 m hoger dan de hoogste bekendstaande waterstanden voor de watersnood. Daardoor kon op vele plaatsen het water vrij over de dijken stromen met als gevolg het eroderen van de kruin en het binnentalud. Immers de waterkeringen werden destijds ontworpen op de tot dan toe hoogste bekendstaande waterstand.

**Figuur 9-7 De 15 meter brede bres in de Schielandse Hoge Zeedijk nabij Ouwerkerk aan de IJssel werd gedicht door het afzinken van het 18 meter lange scheepje 'De Twee Gebroeders' (Slager, 1992)**




**Figuur 9-8 Opgetreden getijbeweging en theoretische hoog- en laagwaters te Vlissingen. De stormvloed viel samen met een bijzonder laag apogeumspringtij en met het laagste getij van de dag. (RWS, 1961)**




**Figuur 9-9 Afvoeren van de Maas en Rijn in de winter van 1952 en 1953. Ter vergelijking is de afvoer van 1941 aangegeven. (RWS, 1961)**

Direct na de ramp werd begonnen met het dichten van de dijken, omdat bij ieder getij de stroomgaten dieper uitsleten. Nooddichtingen werden gemaakt met zandzakken, stenen dammen op een verstevigde onderlaag, wrakstukken, etc. Alles wat voor handen was werd gebruikt. De 67 grote stroomgaten konden zo niet worden gedicht. Voor diverse gaten werd onderzoek uitgevoerd door het Waterloopkundig Laboratorium en werd gebruik gemaakt van overgehouden caissons uit de tweede wereldoorlog. Het herstel verliep in een razend tempo. 1 mei was al 180.000 hectare droog, waren alle bressen gerepareerd en waren nog maar 9 stroomgaten open. De techniek van het sluiten met caissons werd volmaakt door gebruik te maken van zogenaamde eenheidscaissons. Dit waren geprefabriceerde elementen in twee afmetingen: caissons van 11,00 x 7,50 x 6,00 m welke aan de onderzijde dicht waren, en opzetstukken zonder bodem van 11,00 x 7,50 x 2,00 m. Hiermee werd het mogelijk om beter de bodem van een sluitgat te volgen. Voorts werden in veel grote sluitgaten omvangrijke zinkstukken aangebracht met grote hoeveelheden stortsteen (in Ouwerkerk tot 700 kg/m$^2$). Het laatste gat werd gedicht in de nacht van 6 op 7 november 1953.

### 1953 - 1986: het Deltaplan

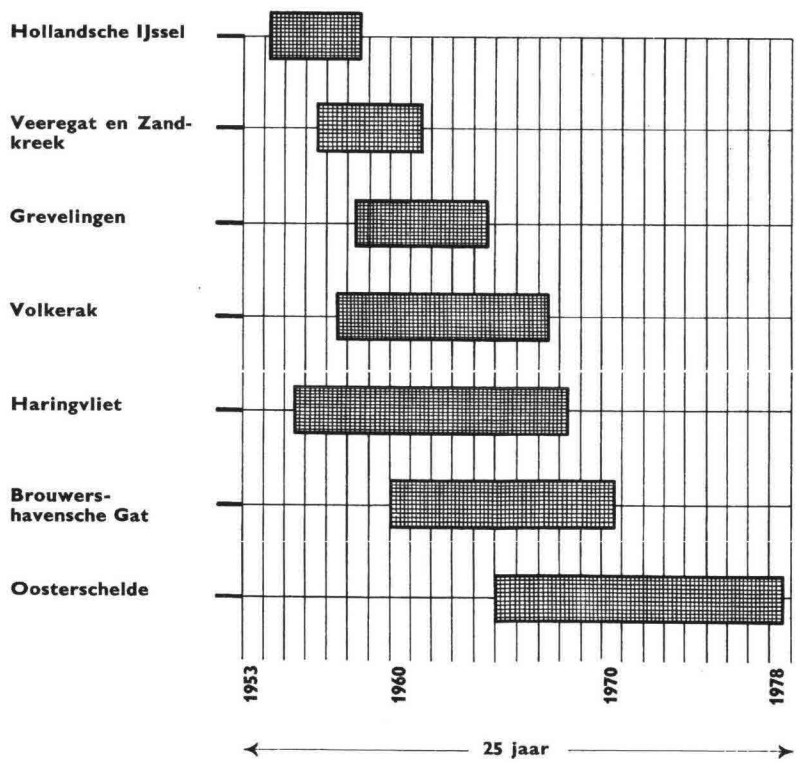
Na de ramp werd een commissie ingesteld om de vraag welke voorzieningen dienen te worden getroffen met betrekking tot de door de stormvloed geteisterde gebieden, of afsluiting van de zeearmen een dergelijke voorziening behoorde te vormen, en met het oog op de daarbij betrokken scheepvaartbelangen zou de commissie er vanuit moeten gaan dat de Nieuwe Waterweg en de Westerschelde als open vaarweg gehandhaafd dienen te blijven. De commissie koos voor een basispeil van NAP + 5,00 m, gemeten bij Hoek van Holland. Statistisch kwam dit neer op gemiddeld eens in de 10.000 jaar. Vanuit deze hoogte werd voor elk kustgedeelte het basispeil vastgesteld, de zogenaamde deltahoogte. Daarnaast werd rekening gehouden met 0,20 m bodemdaling en 0,50 m voor kruindaling door bijvoorbeeld inklinking. Gekozen werd voor afsluiting van de zeearmen, ondanks dat de visserij daarmee zou worden benadeeld. Geredeneerd werd dat het algemene belang van veiligheid hoger gesteld moest worden dan het economische belang van de visserij, en de afsluiting nieuwe economisch voordelen met zich mee zou brengen (vestiging industrie). Toch werd er in de Memorie van Toelichting op de Deltawet een alinea opgenomen waarin stond dat "het wellicht mogelijk was om in de Oosterscheldedam een afsluitbare kering op te nemen. Deze mogelijkheid moet helaas worden verworpen vanwege het vervallen van de voordelen voor de landbouw (zoetwaterreservoir), en omdat de scheepvaart op de route Westerschelde - Hollands Diep dan 2

sluizen meer zou moeten passeren, en de kosten niet opwogen tegen het in stand houden van de visserij op deze manier".

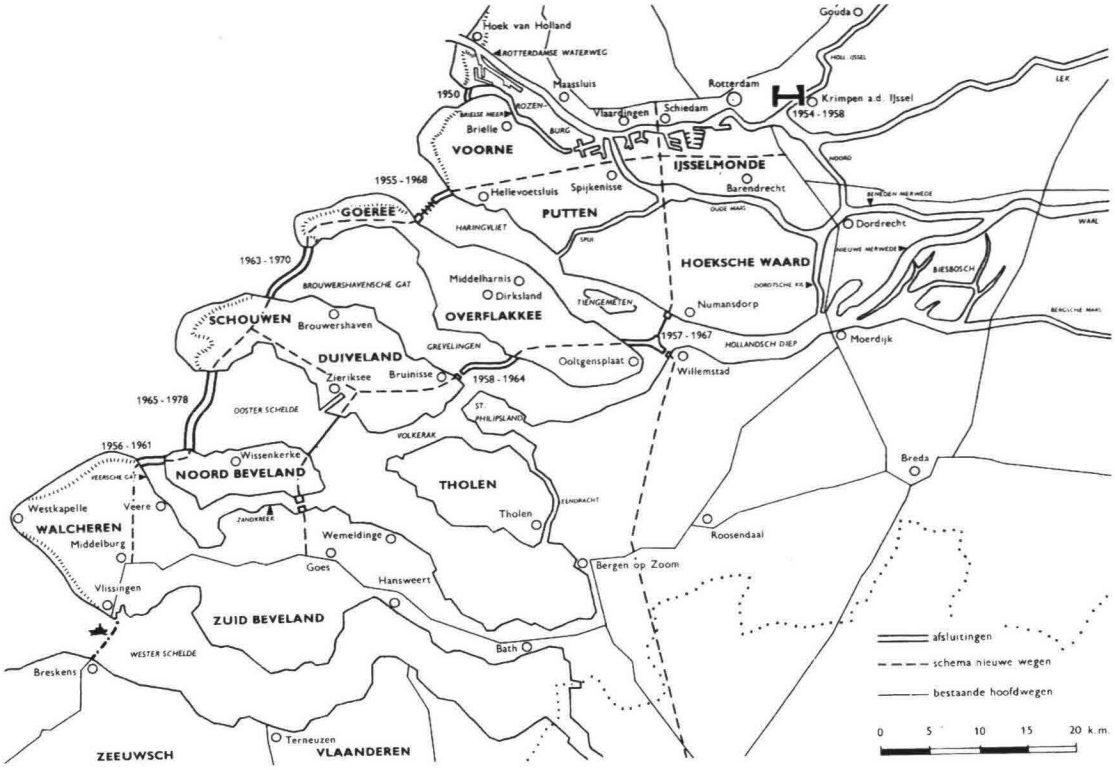
Op 26 mei 1953 werden de eerste 2 interim-adviezen uitgebracht om de dijk op het eiland Schouwen snel te verhogen en de Hollandse IJssel met spoed af te sluiten met een stormvloedkering. Het vijfde advies volgde 21 oktober 1955 met het eigenlijke Deltaplan. Behalve de al in uitvoering genomen werken (stormvloedkering Hollandse IJssel) omvatte het Deltaplan (zie Figuur 9-11):

- afsluiting van het Veerse Gat en de Zandkreek
- afsluiting van het Haringvliet
- afsluiting van het Volkerak
- werken in het gebied van de Oude Maas
- dam door de Grevelingen
- afsluiting van het Brouwershavense Gat en de Oosterschelde
- versterking van de hoogwaterkeringen aansluitend op de dammen
- overige werken

Hierin werd onderscheid gemaakt in primaire dammen die direct aan zee lagen, en secundaire dammen die in een tweede linie achter de primaire dammen gesitueerd waren. In de praktijk was het niet mogelijk om alle zeearmen tegelijkertijd af te sluiten vanwege een gebrek aan mankracht en materieel. Zodra een zeearm afgesloten wordt, zal doordat het getij via de achterkant het afgesloten bekken wil bereiken, in de stroomgaten hogere stroomsnelheden optreden en de bodem dieper uitschuren. Dit diende te worden voorkomen door de aanleg van de secundaire dammen. Bijkomende voordelen waren meer toegangswegen tot de eilanden en een betere regeling van de waterhuishouding. Nadelig voor de scheepvaart zijn de extra schutsluizen om de dammen te passeren. Daarnaast waren er ook nog de dijkverhogingen in de rest van het land en werd ook besloten om de Lauwerszee af te dammen. Op 5 november 1957 aanvaarde de Tweede Kamer de Deltawet met 8 stemmen tegen, en op 7 mei 1958 ging de Eerste Kamer akkoord.




Figuur 9-10 Tijdschema uitvoering van het Deltaplan (Deltadienst, 1957)




**Figuur 9-11 Deltaplan (De afsluiting van het Haringvliet, 1971)**

In de jaren zestig verandert de maatschappij en vooral jongeren nemen niet meer vanzelfsprekend genoegen met het opgelegde gezag. Na veel ongenoegen op het congres "Oosterschelde en de Delta" 23 april 1967, ontstond de "Studiegroep Oosterschelde" die haar andere opvattingen over het Oosterscheldegebied zo breed mogelijk wil verspreiden. Rijkswaterstaat bleef bij haar ontwerp en op 22 januari 1969 werd het Koninklijk Besluit afgekondigd waarin het tracé voor de dam is vastgelegd. In hetzelfde jaar ontstond een nieuwe groep "Actiegroep Oosterschelde Open" en het jaar daarop bundelde vele organisaties zich tot het Comité Samenwerking Oosterschelde Open, afgekort SOS. De noodseinen werden vanaf dan richting regering en parlement gestuurd. In 1971 zijn er verkiezingen en komt er een nieuw kabinet Biesheuvel, en in mei 1972 wordt aangedrongen op een nieuwe Deltacommissie die de sluiting van de Oosterschelde goed bestudeert. Dan komt er een nieuw kabinet den Uyl met op 28 mei 1973 een regeringsverklaring waarin wordt toegezegd dat er een nieuwe, multidisciplinaire, onafhankelijke Deltacommissie komt. Onderhavige commissie Klaasesz rapporteert binnen 6 maanden een compromis: een beweegbare stormvloedkering op het al gebouwde werkeiland met dammen naar de oevers.

Na een interim-advies van de Rijksplanologische Commissie komt het kabinet op 12 juli 1974 met zijn intentie: een afsluiting met een dam van doorlatende caissons, mits technisch mogelijk en zowel veiligheid en milieu dienend. Een maand later besluit het kabinet de werkzaamheden aan de Oosterschelde voorlopig te stoppen. Op 20 november wordt door het kabinet gekozen voor een "stormvloedcaissondam", waarvan Rijkswaterstaat maar moet uitdokteren hoe precies. 23 juni 1976 gaat de Kamer akkoord met een geraamde kostenoverschrijding van *f* 1.850 miljoen meer dan de oorspronkelijke oude afsluitdam van *f* 795 miljoen. De raming van de totale kosten voor het hele Oosterscheldeproject komt uit op *f* 4.987 miljoen, prijspeil 1976. In 1984 worden de kosten geraamd op *f* 7.859 miljoen, wat dicht in de buurt lag van de uiteindelijke kosten. Wanneer de raming uit 1976 wordt aangepast aan het prijspeil van 1984, dan blijkt dat prijsinflatie *f* 1.900 miljoen verklaard en de kostenoverschrijding slechts circa 15 % bedraagt (*f* 925 mln). Doordat de Oosterschelde open bleef moesten er extra werken worden uitgevoerd achterin het bekken, voornamelijk voor de scheepvaart en waterhuishouding. Deze compartimenteringswerken zijn inbegrepen in het Oosterscheldeproject.

De Deltawet stelde dat de toegang tot de havens van Antwerpen en Rotterdam blijvend open moest zijn. Om de regio's Rotterdam en Dordrecht voldoende tegen hoogwater te beschermen was het aantrekkelijker een stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg te bouwen in plaats van dijken te verhogen, zie paragraaf 2.5. Gelijktijdig is er een kering gebouwd in het Hartelkanaal en zijn de

aansluitende dijken in het gebied verhoogd. Deze aanvulling op het Deltaplan is het laatste grote project dat voltooid werd in 1997.

De uitvoering van het Deltaplan wordt beschreven in paragraaf 9.2.

**1994: Wet op de Waterkering**
Op 15 januari 1996 is de Wet op de Waterkering met terugwerkende kracht, 1 januari 1994, in werking getreden. Deze wet is ingevoerd naar aanleiding van het hoogwater in 1993 en mede door het hoogwater van 1995. In deze wet zijn regels vastgelegd in welke mate de veiligheid van een bepaald gebied moet zijn gewaarborgd, evenals de procedurele voorzieningen om een versnelde uitvoering van nieuwe of versterkingswerken mogelijk te maken. Voorts is erin opgenomen dat elke 5 jaar een toetsing van de veiligheid van de dijkringgebieden dient plaats te hebben. Per 28 september 2005 is de wet herzien, waarmee de Deltawet, Deltawet grote rivieren en andere verouderde wetten werden ingetrokken. Ook zijn de kaden langs de Maas als primaire waterkeringen aangemerkt, zodat ook deze onder de toetsing van onderhavige wet vallen.

Naast deze wet is een ***Leidraad Toetsen op Veiligheid*** door de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW) vastgesteld, welke samen met de ***Hydraulische Randvoorwaarden*** opgesteld door het Ministerie van Verkeer en Waterstaat, het instrumentarium voor de toetsing vormt. In de Leidraad Toetsen op Veiligheid is de manier van toetsen beschreven. De Hydraulische Randvoorwaarden geven de te hanteren waterstanden en golfhoogten aan. Beide stukken zijn voor de 2$^{e}$ toetsing inmiddels aangepast. De voornaamste wijzigingen van de Hydraulische Randvoorwaarden 2006 zijn de te hanteren rivierafvoeren van Rijn en Maas als gevolg van de hoogwaters van 1993 en 1995, en de veranderingen langs de kust door zeespiegelrijzing. Opgemerkt wordt dat voor de kaden langs de Maas een aangepast toetsvoorschrift wordt opgesteld, daar de kaden bij een overschrijdingskans groter dan 1/1250 veilig moeten kunnen overstromen, opdat benedenstrooms geen waterstandverhoging ontstaat en het beschermingsniveau van de bedijkte Maas in tact blijft.

**2001 / 2006: eerste en tweede toetsing**
Om te kunnen beoordelen of we voldoende beschermd zijn tegen overstromingen is een systeem ontwikkeld waarbij de gewenste veiligheid wordt uitgedrukt in een overschrijdingskans. Dit is de kans dat de ontwerpwaterstand van een waterkering overschreden wordt, zie paragraaf 3.2.3. Eens per vijf jaar worden de (primaire) waterkeringen getoetst, om te zien of ze voldoen aan de op die manier afgesproken norm voor veiligheid. Deze systematiek is in 1996 vastgelegd in de Wet op de Waterkering. Voldoet de waterkering niet aan de afgesproken norm, dan wordt er een investeringsprogramma gestart. Momenteel lopen er programma's voor het rivierengebied (Ruimte voor de Rivier, Maaswerken) en voor de kust (Aanpak Zwakke Schakels). De resultaten van de toetsing worden gegeven voor verschillende categorieën:
a) primaire waterkeringen die direct buitenwater keren
b) primaire waterkeringen die direct buitenwater keren en verbindende waterkeringen (ondermeer de Afsluitdijk en Oosterschelde kering)
c) primaire waterkeringen die indirect buitenwater keren (secundaire keringen)

Van de eerste 2 toetsingen zijn hierna de resultaten weergegeven. In Tabel 9-2 worden eerst de primaire waterkeringen die direct buitenwater keren weergegeven, daarna alle waterkeringen tezamen (Tabel 9-3). De toetsingsresultaten van de kunstwerken in de primaire waterkeringen die direct buitenwater keren zijn in Tabel 9-4 weergegeven. Uit de tabellen is op te maken dat nog steeds een significant deel niet voldoet, of niet bekend is of het voldoet. Het mag duidelijk zijn dat deze situatie niet gewenst is. Temeer omdat de gestelde overschrijdingskansen nog gebaseerd zijn op uitgangspunten zoals die in 1953 zijn vastgesteld, waardoor de toegenomen populatie en bebouwing van daaropvolgende jaren niet is meegenomen.

**Tabel 9-2 Toetsingsresultaten primaire waterkeringen die direct buitenwater keren (Ministerie van V en W, 2003 / Inspectie V en W, 2006)**

| Toetsing primaire waterkeringen die direct buitenwater keren (a+b) | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | resultaat 2001 | | resultaat 2006 | |
| voldoet niet | 19 % | 549 km | 24 % | 680 km |
| geen oordeel | 41 % | 1216 km | 32 % | 931 km |
| voldoet | 40 % | 1177 km | 44 % | 1264 km |
| | 100 % | 2942 km | 100 % | 2875 km |

**Tabel 9-3 Toetsingsresultaten alle primaire waterkeringen (Ministerie van V en W, 2003 / Inspectie V en W, 2006)**

| Toetsing alle primaire waterkeringen (a+b+c) | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | resultaat 2001 | | resultaat 2006 | |
| voldoet niet | 15 % | 549 km | 19 % | 680 km |
| geen oordeel | 35 % | 1217 km | 37 % | 1329 km |
| voldoet | 50 % | 1792 km | 44 % | 1590 km |
| | 100 % | 3558 km | 100 % | 3599 km |

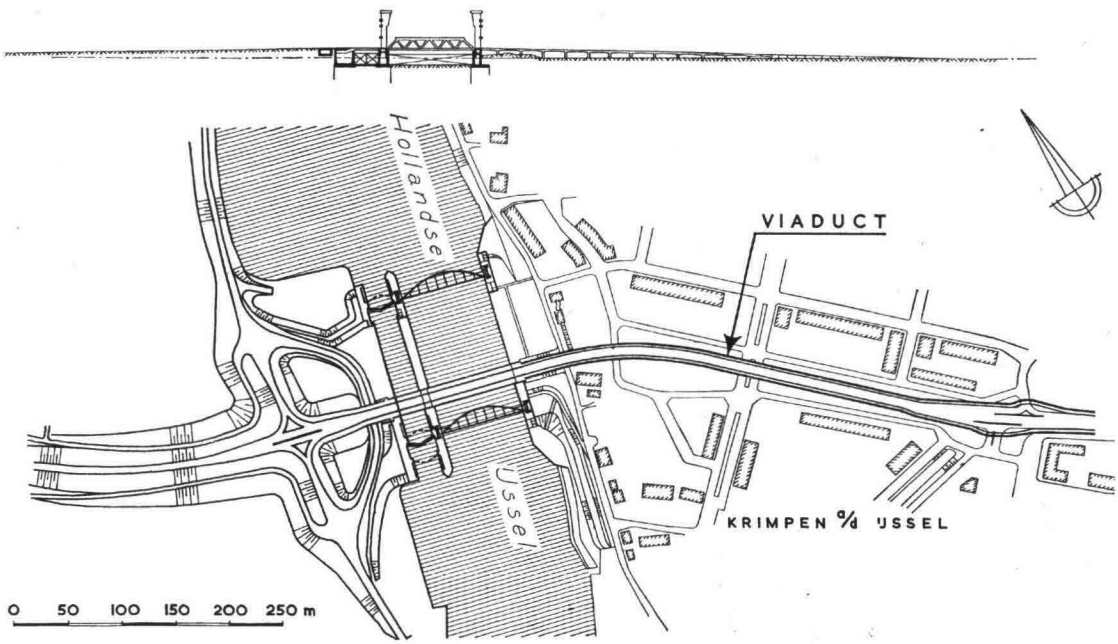
**Tabel 9-4 Toesingsresultaten kunstwerken (Ministerie van V en W, 2003 / Inspectie V en W, 2006)**

| Toetsing kunstwerken (a+b) | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | resultaat 2001 | | resultaat 2006 | |
| voldoet niet | 10 % | 82 stuks | 22 % | 206 stuks |
| geen oordeel | 47 % | 376 stuks | 49 % | 459 stuks |
| voldoet | 43 % | 350 stuks | 29 % | 277 stuks |
| | 100 % | 808 stuks | 100 % | 942 stuks |

## 9.2 Uitvoering van het Deltaplan

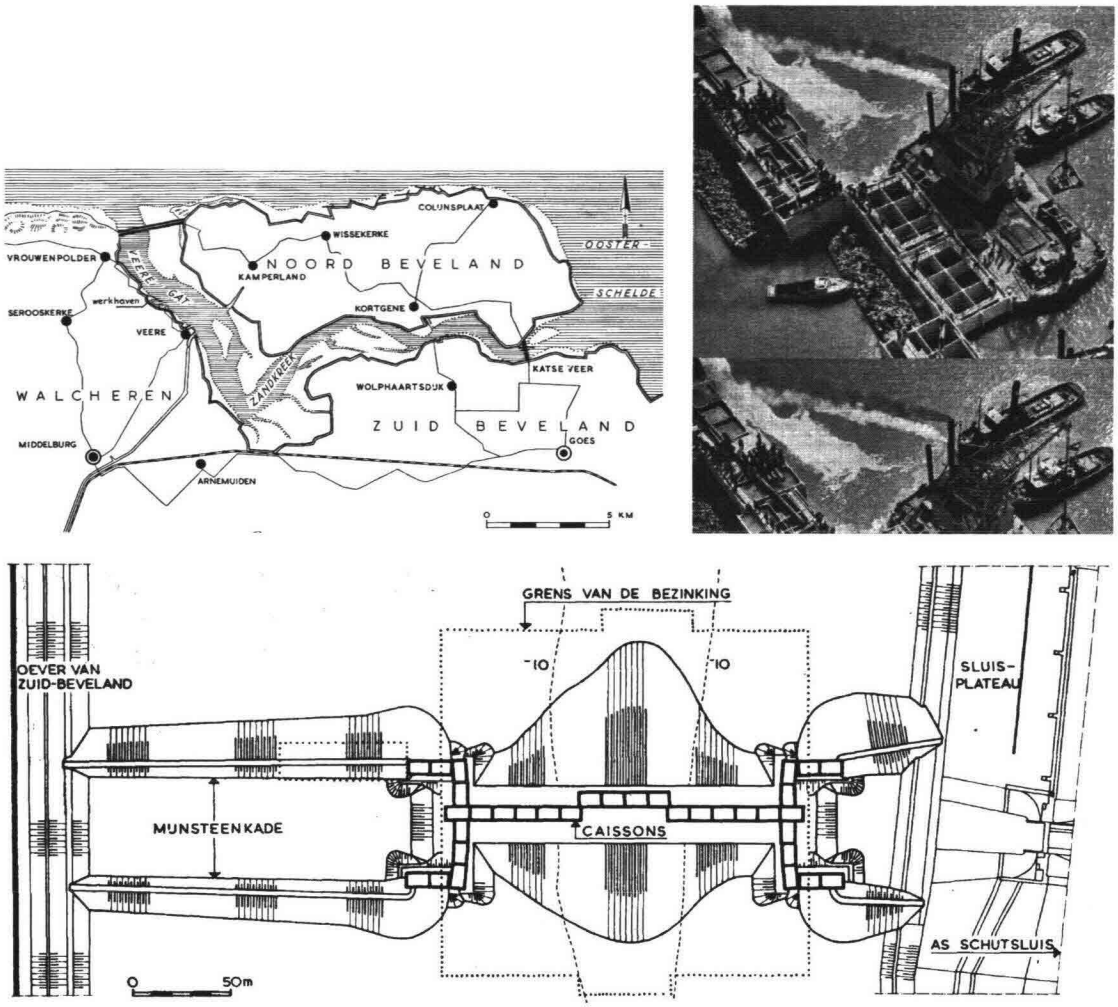
Puntsgewijs zullen nu de dammen en hun constructies kort worden beschreven, waarna de compartimentering en stormvloedkering Nieuwe Waterweg wordt behandeld.

**Stormvloedkering Hollandse IJssel (1954 - 1958)**
De Hollandse IJssel staat via de Nieuwe Waterweg in open verbinding met de Noordzee, waardoor er bij Gouda nog een tijverschil is van circa 1,70 m. Gezien de zeer slechte staat van de dijken en de zwakke bodem was het erg moeilijk om de dijken te verhogen en werd gekozen voor een stormvloedkering. Hiermee had de scheepvaart onder normale omstandigheden vrije doorvaart, en tijdens hoogwater moest gebruik worden gemaakt van een schutsluis. De stormvloedkering bestaat uit 2 stalen schuiven van 80 m breed, 11,50 m hoog, met een gewicht van 635 ton en 2 contragewichten van 215 ton. Hiernaast is een schutsluis gelegen met een kolk van 24 x 120 $m^2$, en een beweegbare verkeersbrug, de Algerabrug, zie Figuur 9-12. De tweede schuif is pas in 1977 geïnstalleerd. De schuiven kunnen met een snelheid van 2 cm per seconde worden neergelaten, één schuif alleen tijdens kentering, de andere ook in sterke stroming. De kerende hoogte is NAP + 5,00 m. In 1998 is één van de schuiven aangevaren en daarbij dusdanig beschadigd dat deze moest worden vervangen. Gevaar voor overstroming is er niet geweest.




**Figuur 9-12 Stormvloedkering Hollandse IJssel (Deltadienst, 1957)**

**Zandkreekdam en Veerse Gatdam (1956 - 1961)**
Als eerste is de Zandkreekdam nabij het Katse Veer aangelegd omdat dit gunstig was uit waterloopkundig oogpunt. Begonnen is met een de bouw van een schutsluis, die naast een scheepvaartfunctie naar Vlissingen ook een functie had voor de waterhuishouding van het Veerse Meer. De secundaire dam is aan weerszijde uitgebouwd tot een sluitgat van 160 m breed met een drempel op NAP - 5,00 m. Vanwege slechte grondslag moest voorafgaand aan de aanleg van de drempel slappe klei en veenlagen van 1 tot 4 meter dikte worden verwijderd. Het afsluiten is gebeurd door het afzinken van dichte eenheidscaissons (plotselinge sluiting) waar overheen de uiteindelijke dam van zand is opgespoten, zie Figuur 9-13. De eenheidscaissons hadden horizontale afmetingen van 11,61 x 7,50 $m^2$, een hoogte van 6,00 m, en zijn middels tussenwanden verdeelt in 6 compartimenten. In het laatste gat werden twee gekoppelde caissons gemanoeuvreerd bij een stroomsnelheid van circa 0,75 m/s. Direct daaropvolgend is in 8 etmalen ongeveer 250.000 $m^3$ zand door 2 perszuigers opgespoten, waarmee de afsluiting veilig werd gesteld. Op de uiteindelijke dam is als bekleding een betonglooiing van Haringmanblokken toegepast.

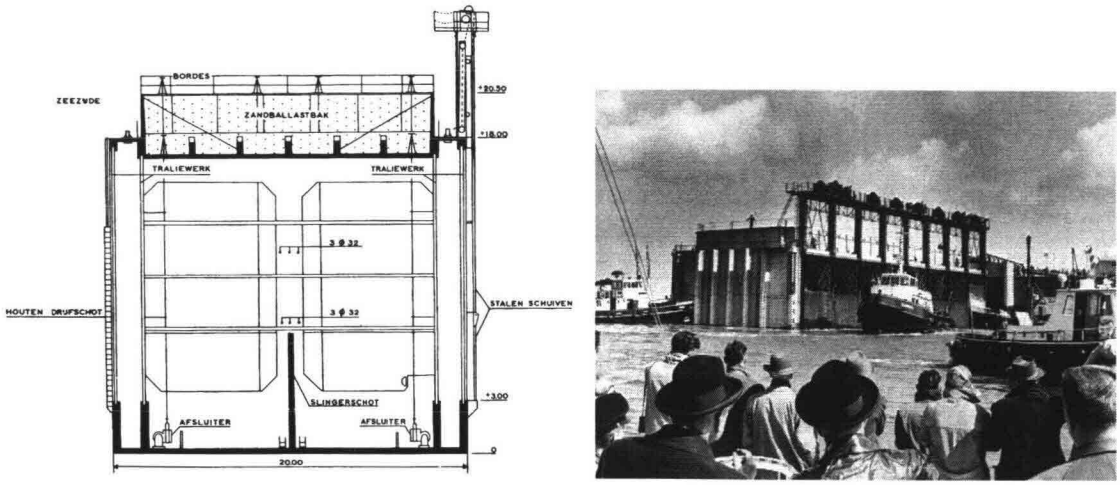



**Figuur 9-13 Situatie Veerse Meer / Sluiting Zandkreekdam met eenheidscaissons: foto en situatie (Deltadienst 1958 / 1960)**

Hierna volgde de primaire dam in het Veerse Gat. Het getijvermogen[14] was gemiddeld 70 miljoen $m^3$, het verval bij gemiddeld getij was 2,90 m en de grootste geuldiepte bedroeg 14 m. De lengte van deze dam was 2,8 km, en is ontworpen op een stormvloedhoogte van NAP + 5,50 m. Het stroomgat is ook hier verkleind tot 324 m breedte door zijdelingse damuitbouw. Hiertoe werden op de randen van het sluitgat landhoofden gecreëerd met Phoenixcaissons en eenheidscaissons. Tussen deze landhoofden en het vaste land werden de damlichamen opgespoten tussen kaden van mijnsteen. De stroomsnelheden liepen hierbij op tot 2,20 m/s. In het sluitgat zelf zijn tijdens springtij lokaal stroomsnelheden gemeten van meer dan 3,00 m/s, waardoor ontgrondingen ontstonden tot 32 meter beneden NAP.

Het sluitgat zelf is afgesloten met speciaal daartoe gebouwde doorlaatcaissons, afmetingen 45 x 20 x 20 $m^3$, zie Figuur 9-14. Ten opzichte van eerder toegepaste doorlaatcaissons voor afsluiting van de Braakman in 1952, zijn deze groter en uitgevoerd met een hooggelegen ballastbak die gevuld kon worden met zand. Met deze ballastbak kon de verticale druk op de drempel worden verhoogd, waarmee grotere horizontale krachten konden worden opgenomen. Eerder moest voor en achter de caissons relatief veel stortsteen worden aangebracht, om horizontaal verschuiven te voorkomen. Dit was niet alleen een kritische fase tijdens de afsluiting, maar ook behoorlijk kostbaar. Het opspuiten van het zand gebeurde met een productie van circa 450.000 $m^3$/week. In totaal is in 1961 circa 3,5 miljoen $m^3$ verwerkt. Het buitentalud, kruin en deels het binnentalud zijn bekleed met asfalt in een dikte variërend van 0,12 tot 0,40 m. Op het minder zwaar belaste deel van het binnentalud is een kleibekleding aangebracht. Opgemerkt word dat door het getijvrije Veerse Meer het niet meer mogelijk was om via spuisluizen water te lozen, zodat deze moesten worden vervangen door gemalen.

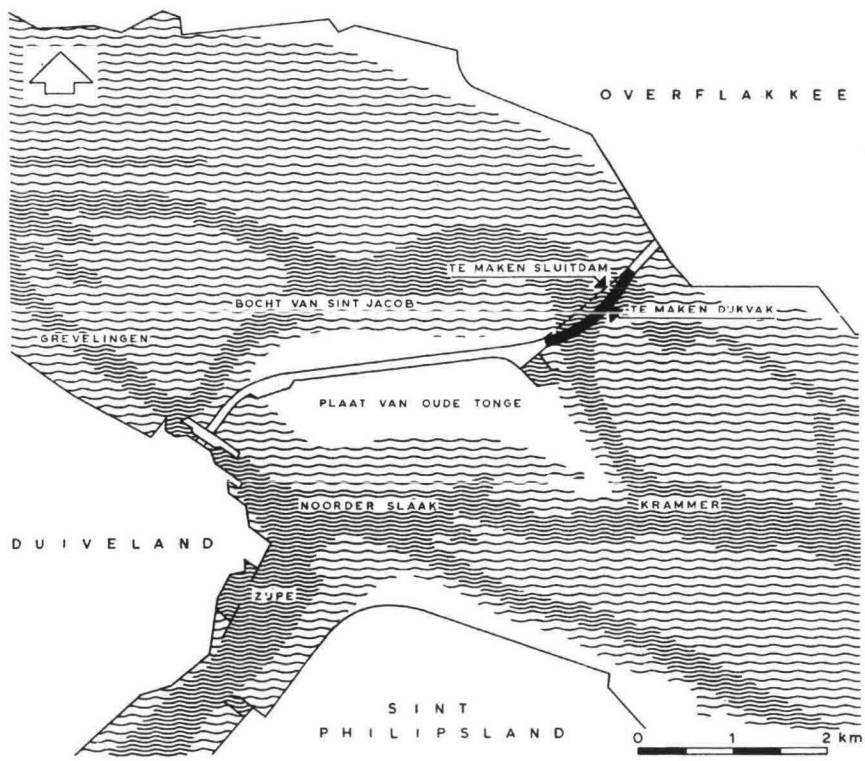
[14] Onder getijvolume wordt in deze paragraaf verstaan het aantal $m^3$ water wat met eb of vloed gemiddeld het stroomgat passeert.



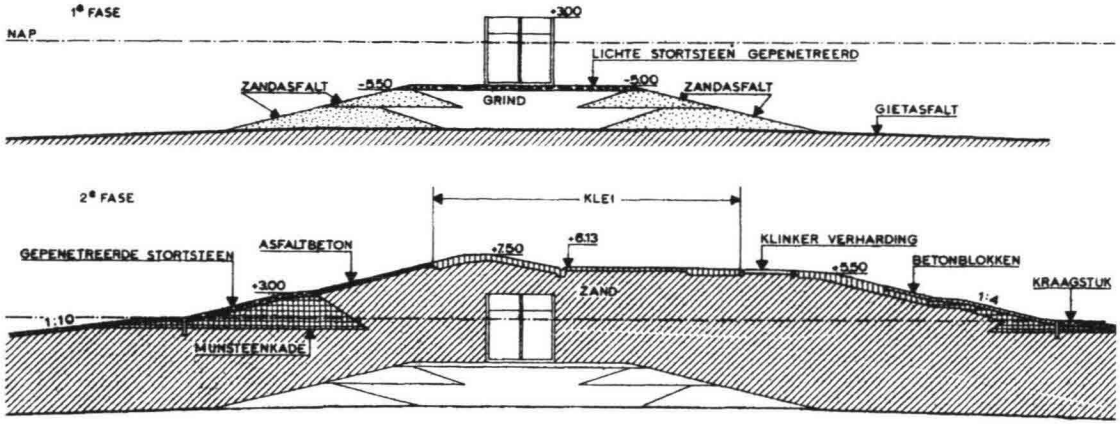

**Figuur 9-14 Dwarsdoorsnede doorlaatcaisson Veerse Gatdam / Plaatsing doorlaatcaisson (Deltadienst, 1960 / Aartsma, 1977)**

## Grevelingendam (1958 - 1965)

Door aanleg van de Grevelingendam werd het Brouwenshavense Gat gescheiden van de Oosterschelde, waarmee onaanvaardbare stromingen werden voorkomen wanneer eerst één van de primaire dammen zou zijn aangelegd. Het getijvermogen was circa 70 miljoen $m^3$, gelijk aan dat van het Veerse Gat. De afsluiting vond in 4 fasen plaats. Allereerst werd er een schutsluis bij Bruinisse aangelegd, waarna opspuiting van de plaat van Oude Tonge plaatsvond, zie Figuur 9-15. Dit had weinig invloed op de stroomsnelheden daar deze plaat droogviel bij eb. Modelonderzoek wees uit dat het beste eerst de zuidelijke geul kon worden afgesloten, waarna de noordelijke. De zuidelijke geul is gesloten met eenheidscaissons, zie Figuur 9-16. Hiertoe werd in de vrij diepe geul (max circa 25 m) een sluitgat gevormd van ongeveer 500 m breed met een diepte van 5 m. Op de drempel zijn vervolgens de caissons afgezonken, waaroverheen een zanddam is opgespoten.

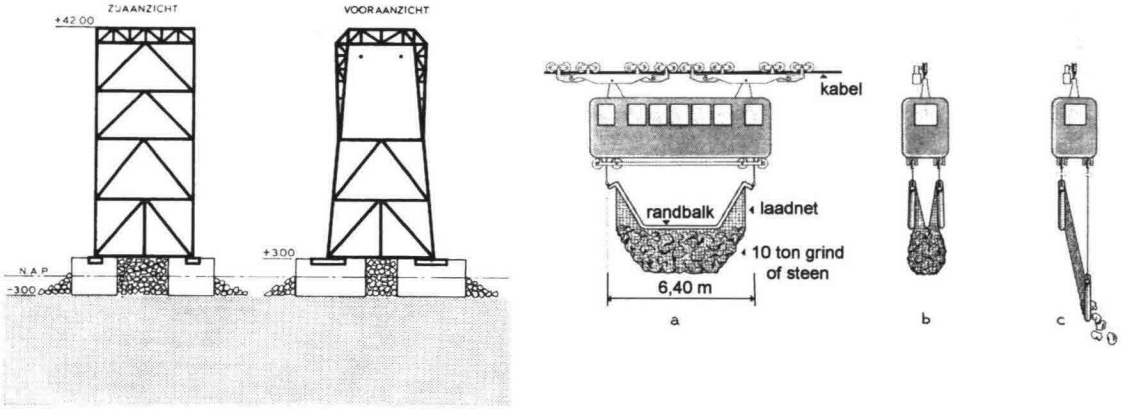



**Figuur 9-15 Situatie Grevelingendam (Deltadienst 1964)**




**Figuur 9-16 Dwarsdoorsnede zuidelijk damgedeelte Grevelingendam, ter plaatse van de caissonsluiting (Deltadienst 1961)**

Bij de sluiting van de laatste noordelijke stroomgeul werd het principe van geleidelijke sluiting toegepast. De sluiting werd verkregen door met een kabelbaan over de volle lengte gelijkmatig materiaal te storten, (ook dit is een geleidelijke sluiting, echter nu niet van de damkoppen uitgebouwd zoals bij de Afsluitdijk). Hiervoor werden twee pijlers op de aangrenzende damkoppen gebouwd, en een middenpijler op de ondiepte tussen het Krammer en de Bocht van Sint Jacob. Doordat deze niet in een geul hoefde te staan, kon volstaan worden met een ondiepe fundatie, zie Figuur 9-17. De gondels waren uitgerust met een kantelbaar net, waarin 10 ton grind werd vervoerd met een gradatie van 2-30 cm. Vanwege de toegenomen stroomsnelheid tijdens het verkleinen van de doorstroomopening, is voor het laatste gedeelte als materiaal breuksteen gebruikt met een gradatie 10-300 kg, gemiddeld stukgewicht, $M_{50}$ = 135 kg. Ook zijn in een gedeelte van de dam zandzakken gestort, maar dit gaf zoveel problemen dat hiermee gestopt is. Met 8 gondels in continudienst kon zo 13.500 ton steen per week worden aangebracht in het 1.000 meter brede sluitgat. In totaal werd voor de sluitdam circa 167.000 ton materiaal gestort. Het maximaal opgetreden verval was ongeveer 0,90 m (relatief klein doordat het hier niet ging om een aan de achterzijde afgesloten bekken) en stroomsnelheden van circa 4 m/s. Na sluiting is aan de oostzijde een gebogen damlichaam opgespoten, waarmee een vloeiende wegaansluiting werd verkregen.

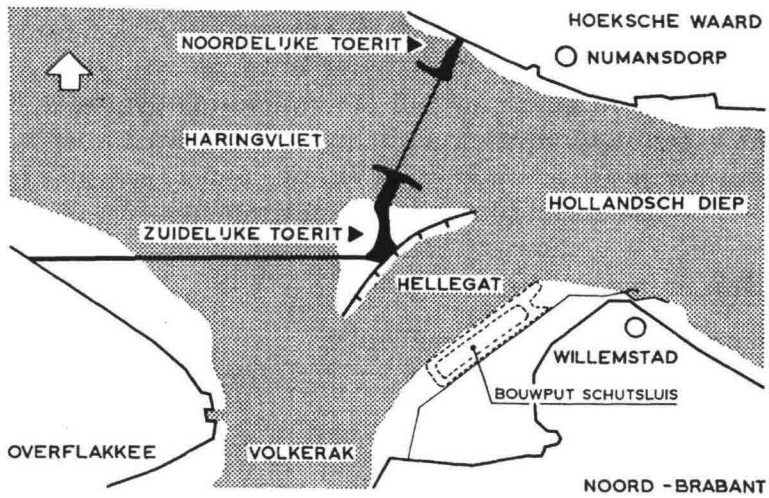



**Figuur 9-17 Constructie pijlers kabelbaan Grevelingen / wagen met laadnet waarin 10 ton grind of stortsteen (De afsluiting van het Haringvliet, 1971 / Deltadienst 1963)**

## Volkerakdam en Haringvlietbrug (1955 - 1972)

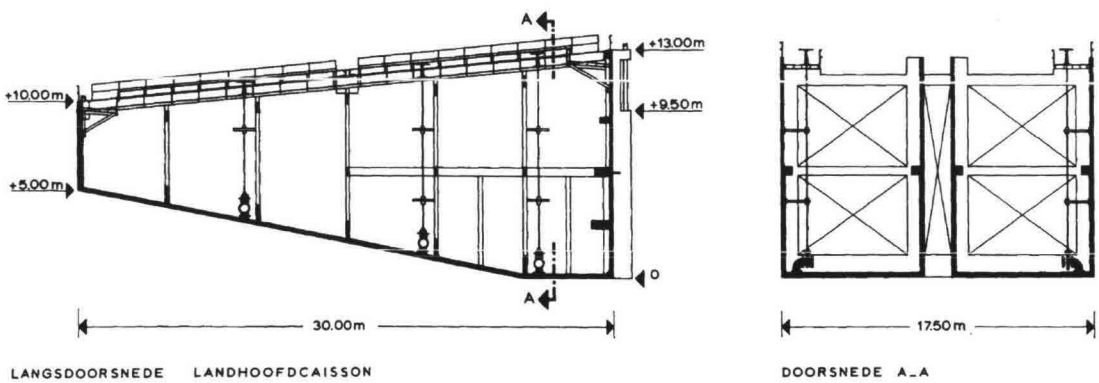
De Volkerakdam vormt de verbinding tussen Goeree Overflakkee en Noord Brabant en sluit hiermee dus het Haringvliet af van het Volkerak en Oosterschelde. Halverwege op het damlichaam is de Haringvlietbrug aangesloten. Door de brug te combineren met de afdamming kon worden volstaan met een kortere oeververbinding. Om de toegang van de scheepvaart naar het zuiden in stand te houden zijn bij Willemstad de Volkeraksluizen gebouwd. Het Volkerak is met een passage van meer dan 100.000 beroepsvaartuigen een van de drukst bevaren wateren van ons land. Er zijn dan ook 2 sluizen gebouwd met kolkafmetingen van 24 x 320 $m^2$ met tussenhoofden, ontworpen voor de CEMT-klasse VIb. Aan weerszijde zijn 450 m lange afmeervoorzieningen aangebracht binnen daartoe aangelegde voorhavens. De overbrugging heeft bij één van de twee sluizen een basculebrug. Omdat

de Oosterschelde oorspronkelijk geheel zou worden afgedamd, zijn er geen voorzieningen in de sluizen getroffen voor een zoet-zoutscheiding. De sluizen zijn in den droge gebouwd, waarvoor een bouwput is aangelegd. In de jaren zeventig is een derde schutsluis aangelegd evenals een aparte sluis voor de pleziervaart en een inlaatsluis. Door de inlaatsluis gelijktijdig te bouwen met de pleziervaartsluis, kon deze bij eb als spuisluis worden gebruikt om de door schutten veroorzaakte verzilting van het Haringvlietbekken tegen te gaan.



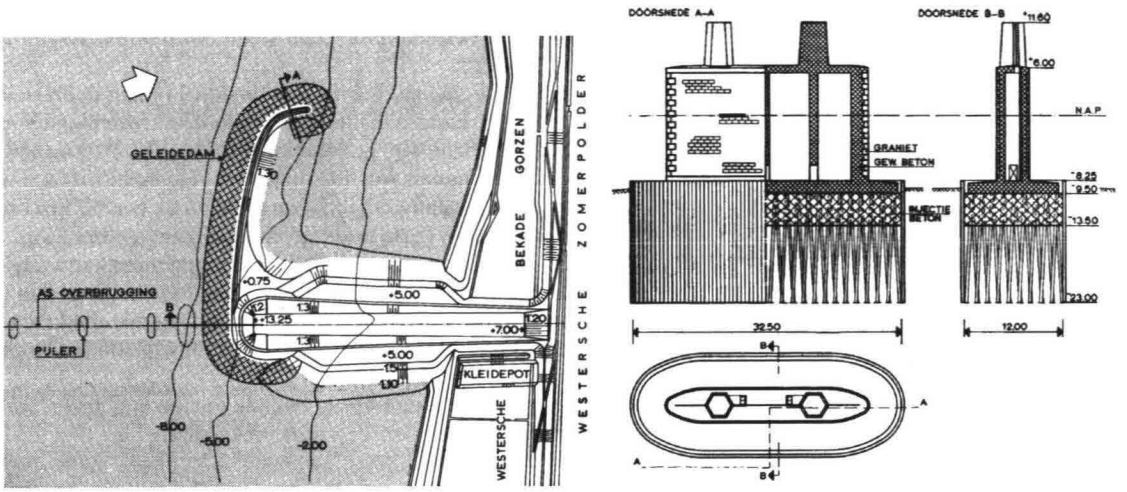

**Figuur 9-18 Situatie Volkerakdam en Haringvlietbrug (Deltadienst, 1961)**

Het Volkerak heeft een getijvermogen van 75 miljoen $m^3$. De 6 kilometer lange dam bestaat uit 2 delen. Het westelijk deel bevindt zich deels op de Hellegatplaten sluit aan op Goeree Overflakkee. Dit deels is opgespoten. Het Volkerak zelf is in het Hellegat afgesloten door middel van doorlaatcaissons. De voorkeur boven een geleidelijke sluiting was de verwachting dat de stroomsnelheden na plaatsen van de caissons kleiner zouden zijn dan een kabelbaansluiting. Voorts wilde men ervaring opdoen met nieuwe schuine landhoofdcaissons, zie Figuur 9-19. Met dergelijke caissons was het niet nodig de zijkanten van het sluitgat verticaal af te werken, waarmee extra ontgrondingen door lokaal toenemende stroomsnelheden konden worden voorkomen. Ten aanzien van de doorlaatcaissons van het Veerse Gat hebben deze caissons hun schuiven in het midden zitten in plaats van aan de buitenzijde. De 13 caissons, waarvan één reserve, hebben afmetingen 15 x 45 $m^2$, hoog 13 m. De 2 landhoofdcaissons hebben afmetingen van 17,50 x 30 $m^2$ en zijn afgeschuind van 13 meter naar 5 meter hoogte. Plaatsen hiervan gaf geen noemenswaardige problemen.




**Figuur 9-19 Scheef landhoofdcaisson Volkerakdam (Deltadienst 1966)**

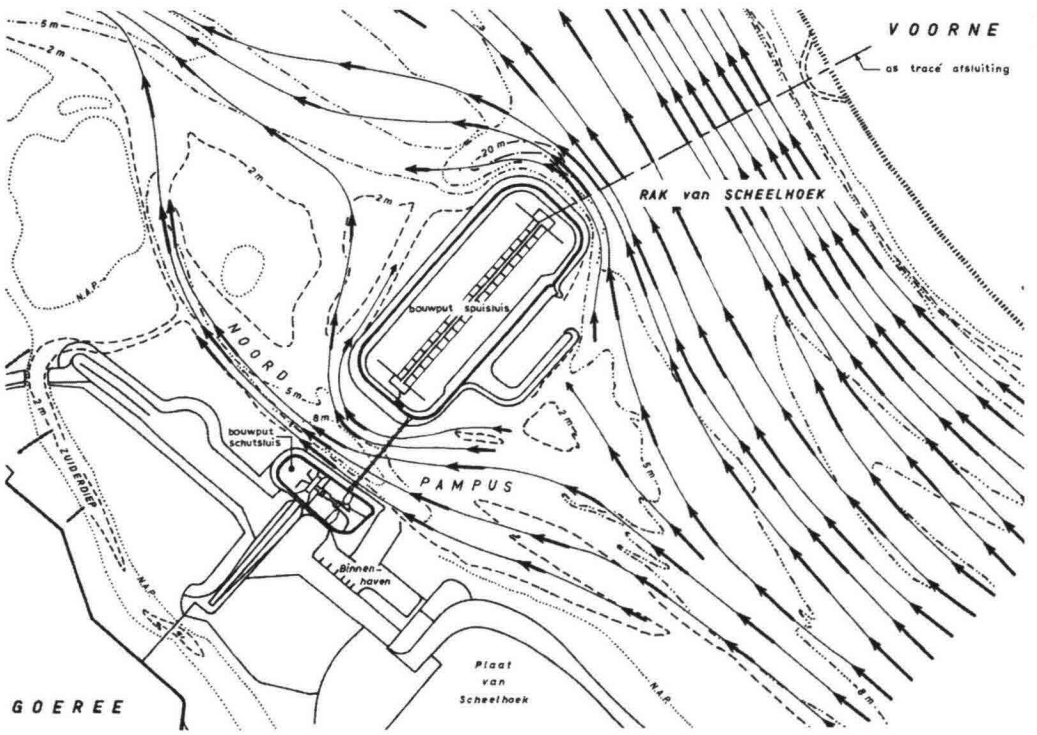
De Haringvlietbrug heeft een lengte van circa 1.200 meter, en bestaat uit 10 overspanningen van 106 m, een basculebrug en een zijoverspanning van 80 meter. De lengte komt voort uit modelonderzoek naar het benodigde doorstroomprofiel van de rivier. In verband met ijsafvoer werd geëist dat de afstand tussen de brugpijlers tenminste 100 meter zou zijn. Om de stroom goed onder de brug door te leiden, zijn de landhoofden voorzien van geleidedammen. De pijlers zijn gebouwd binnen kuipen van stalen damwand, waarbij damwanden alsook pijlers een gestroomlijnde vorm hebben. Met deze brug, de Grevelingendam en de Zeelandbrug (1962 - 1965), werden de eilanden ontsloten naar het achterland.



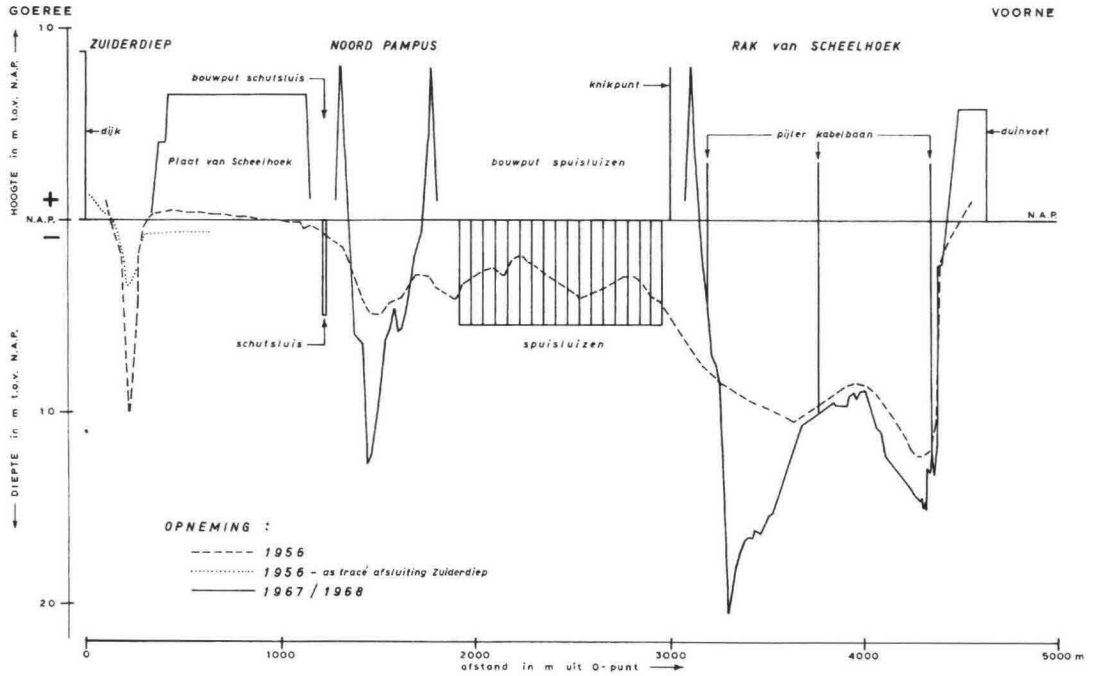

**Figuur 9-20 Noordelijke geleidedam en brugpijlers Haringvlietbrug (Deltadienst, 1961)**

## Haringvlietdam (1955 - 1972)

De Haringvlietdam had naast een zeewerende functie de taken scheepvaart doorlaten, autoverkeer toelaten, en de waterhuishouding regelen. Dat laatste betekende dat voor spuien van rivierwater een effectieve doorstroomopening van circa 6.000 $m^2$ beneden NAP gewenst was, om de stroomsnelheden beperkt te houden tot maximaal 4 m/s. Hierdoor werd als ontwerpeis gesteld dat een afzonderlijke opening ongeveer 60 m breed moest zijn. De totale breedte van het sluizencomplex werd daarmee ruim 1.000 m. Om opeenhoping van drijvend ijs tegen de sluizen te voorkomen zijn de voorkant van de pijlers zodanig vormgegeven dat het ijs hierop zal breken en het door de sluizen naar zee kan worden afgevoerd. Zowel de spuisluizen als schutsluis zijn in den droge gebouwd. Hiervoor zijn 2 afzonderlijke bouwputten aangelegd, zie Figuur 9-21. De bouwput van de schutsluis werd met een dam en brug in het Zuiderdiep verbonden met Goeree Overflakkee en toegang tot de bouwput van de spuisluizen werd gerealiseerd door een Baileybrug over Noord Pampus. In Figuur 9-22 is het verticale alignement weergegeven over de as van de afsluiting. Zoals verwacht zijn de geulen iets uitgeschuurd door verkleining van het doorstroomprofiel na aanleg van de bouwputten en de dam op de Plaat van Scheelhoek.

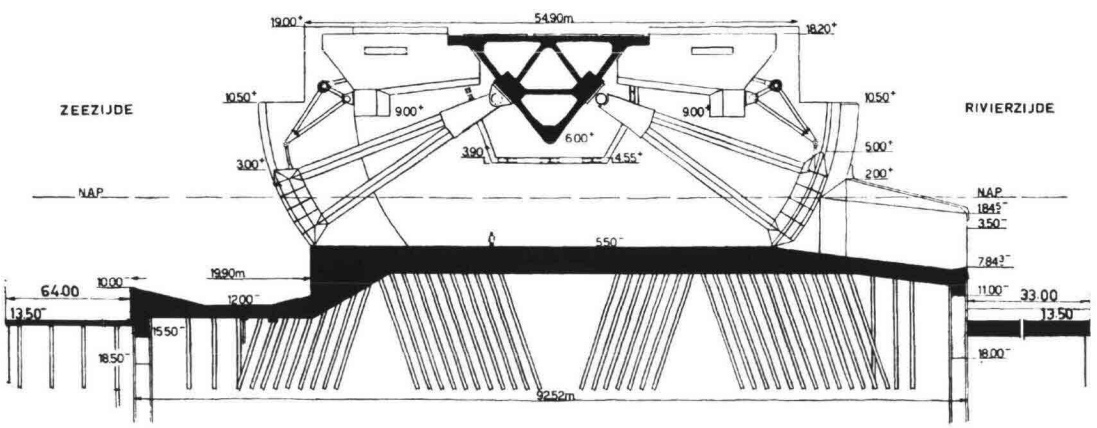



**Figuur 9-21 Locatie bouwputten van de schutsluis en spuisluizen, met tracé van de afsluitdam (De afsluiting van het Haringvliet, 1971)**

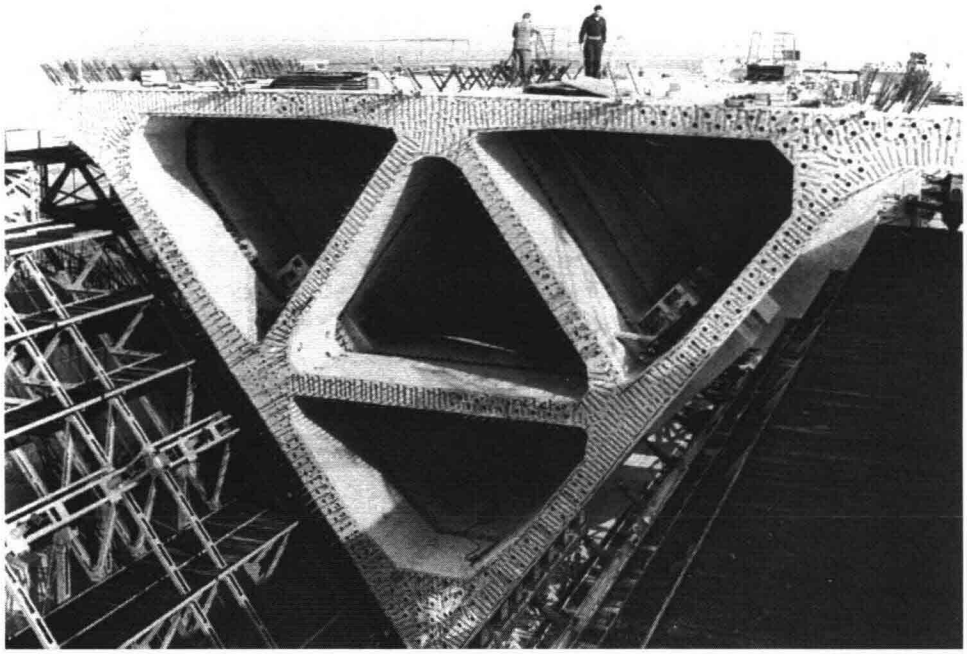



**Figuur 9-22 Verticaal alignement met de veranderingen van de geuldiepten (De afsluiting van het Haringvliet, 1971)**

Het spuisluizencomplex bestaat uit 17 doorstroomopeningen van 56,50 m breed waarin aan beide zijden stalen segmentschuiven zijn geplaatst, die hun krachten afdragen aan de Nablaliggers, zie Figuur 9-23. De bewegingswerken zijn opgenomen in de pijlers. De segmentschuif aan de zeezijde heeft een hoogte tot NAP + 3,00 m. Bij een storm zullen de golven erover heen slaan, en heeft deze schuif alleen de functie van een onderwater golfbreker. De verdieping voor de schuif is een woelkom om de kracht van te spuien rivierwater te reduceren, en dient tevens als bodembescherming tegen de optredende waterbewegingen tijdens stormen. Daarnaast is er aan de zeezijde 189,50 m en aan de rivierzijde 159,50 m bodembescherming aangebracht om te voorkomen dat ontgrondingskuilen de stabiliteit van het kunstwerk zouden ondermijnen. De schuif aan de rivierzijde reikt tot NAP + 5,00 m, en heeft hiermee voldoende kerend vermogen. In 6 pijlers zijn speciale openingen gemaakt voor het doorlaten van vis, wanneer de schuiven gesloten zijn. Vanwege de ijsafvoer moesten ook de Nablaliggers een overspanning hebben van 60 m. Naast de verkeersbelasting nemen deze liggers ook de belastingen op afkomstig uit de schuiven. Voor deze waterdruk en golfbelastingen is destijds gerekend op 2.200 kN/m[1] schuif. Gezien de omvang is de ligger samengesteld uit geprefabriceerde segmenten van 250 ton tot een voorgespannen ligger, zie Figuur 9-24. In totaal werd in de uitwateringssluizen met stortebedden 713.400 m$^3$ beton verwerkt en 30.000 betonpalen ingeheid.

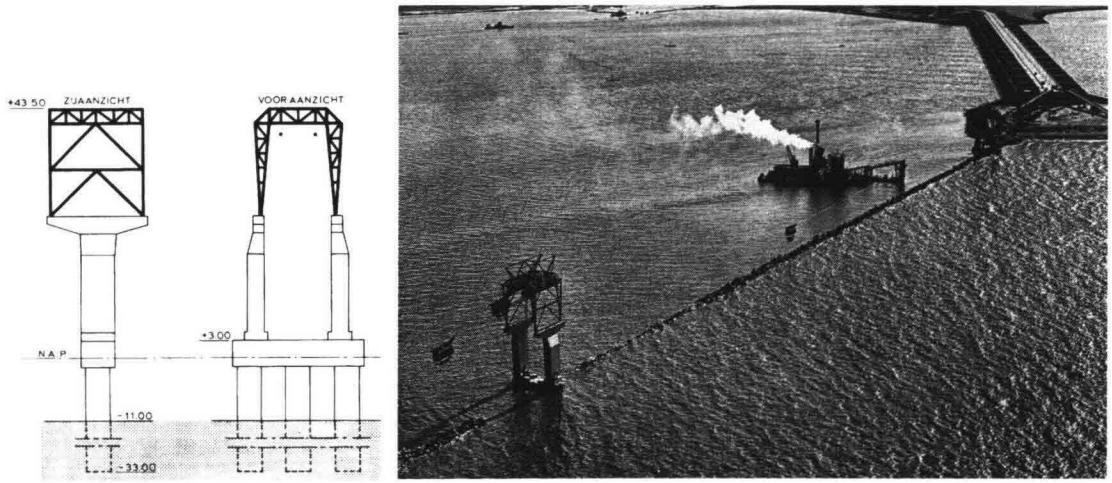



**Figuur 9-23 Dwarsdoorsnede spuisluizen Haringvliet (De afsluiting van het Haringvliet, 1971)**



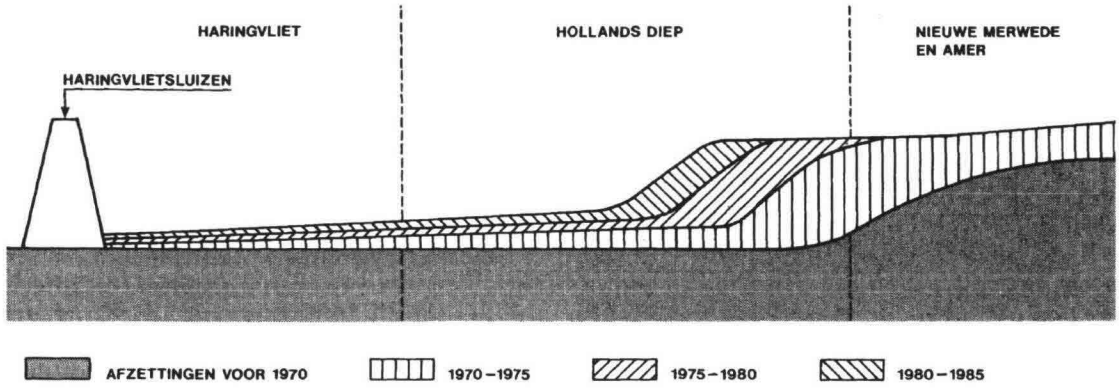
**Figuur 9-24 Een Nablaligger in aanbouw. De in het werk geprefabriceerde delen van 250 ton worden met voegen van 0,50 m aan elkaar gestort, waarna voorgespannen. (de Haan, 1984)**

Nadat het Haringvliet gescheiden was van de Oosterschelde door de secundaire Volkerakdam, kon deze zelf worden afgesloten. Het getijvermogen in het Haringvliet bedroeg 260 miljoen $m^3$, en het verval was 1,60 m. Door het gereedkomen van de spuisluizen konden deze gebruikt worden om het getij door te laten tijdens het afsluiten van de sluitgaten. Hiermee kon met een zandsluiting de geul Noord Pampus worden afgesloten (het Zuiderdiep was al eerder afgedamd). Dit veroorzaakte nauwelijks invloed op de stroming. Daarna is met betonblokken van 1 $m^3$ middels een kabelbaan een geleidelijke afsluiting gerealiseerd in het Rak van Scheelhoek, zie Figuur 9-25. Omdat stortsteen vanuit het buitenland aangevoerd behoorlijk kostbaar was, zijn proeven uitgevoerd met alternatieve stortmaterialen, zoals 2,5 tons zandzakken. Uit waterloopkundig onderzoek bleek dat een stijf blok beter was, waaruit de keuze van betonblokken is voortgekomen. In 2 maanden werden 92.805 blokken gedeponeerd. Het verval over deze dam was maximaal 0,60 meter, doordat de sluizen open stonden. De poreuze blokkendam met een holle-ruimte-percentage van 43 % is vervolgens gedicht door storting van grind, in de vorm van een banket aan de bekkenzijde. Dit banket heeft een talud van 1 : 2 met een kruinbreedte van 15 m op een niveau van NAP - 2,00 m. Daarboven is een bekleding van zandasfalt aangelegd tot NAP + 1,65 m met een kruinbreedte van 1 m. Dit werd met het schip de Jan Heijmans drijvend aangebracht. Vervolgens is een damprofiel van zand aangebracht met de uiteindelijke taludbescherming.




**Figuur 9-25 De afsluiting uitgevoerd met een kabelbaan. Midden op de foto het asfaltschip Jan Heijmans bezig met het aanbrengen van zandasfalt (De afsluiting van het Haringvliet, 1971 / Werkman, 1972)**

Tot nu toe zijn de segmentschuiven altijd dicht om verzilting tegen te gaan, behoudens tijdens spuien van rivierwater. Dit had ondermeer als nadeel dat het volume van de rivier sinds 1970, in ongeveer 30 jaar met circa 15 % is afgenomen door sedimentatie van (vervuild) rivierslib, zie Figuur 9-26. De waterkwaliteit is de afgelopen decennia wel weer sterk verbeterd door vermindering van gebruik van fosfaten en landbouwbestrijdingsmiddelen, en strengere lozingseisen aan afvalwater. Meegevoerde slibdeeltjes zijn dus ook weer zuiverder. De bedoeling is om vanaf 2008 een waterbeheersing toe te passen waarbij de schuiven op een kier worden gehouden, waarmee zeewater de rivier kan opstromen. Hierdoor zullen zeevissen minder gehinderd de rivier op kunnen zwemmen, en zal een deel van het Haringvliet verzilten wat positieve ecologische effecten zal hebben. Morfologisch worden geen grote veranderingen verwacht.

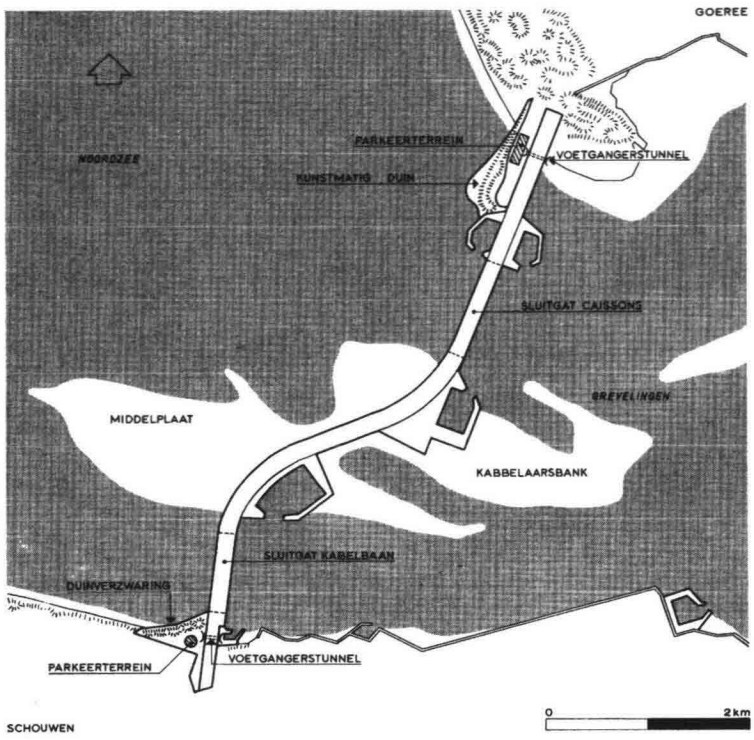



**Figuur 9-26 Aanslibbing van het Haringvliet na gereedkoming van de dam (Deltadienst, 1988)**

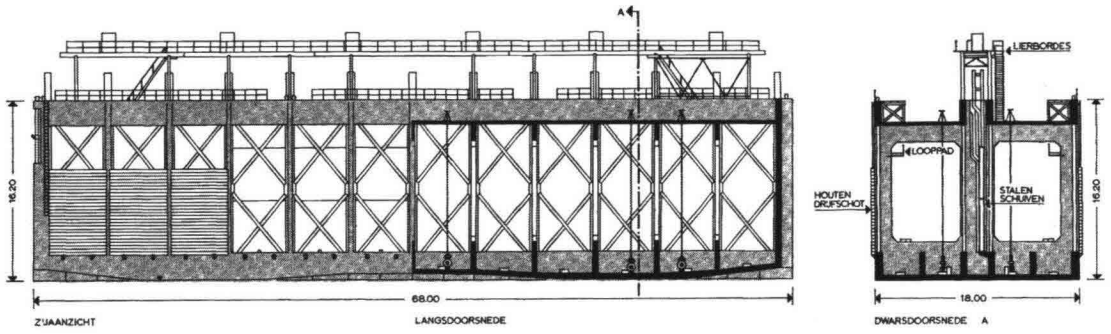
### Brouwersdam (1963 - 1972)

Na uitvoerige studie is een tracé gekozen zoals in Figuur 9-27 aangegeven staat. Het getijvermogen van het Brouwersgat was 360 miljoen $m^3$, een verval van 2,40 m en de grootste geuldiepte was 25 m. Ter beperking van de lengte van primaire waterkeringen, was de voorkeur om de dam zoveel mogelijk westwaarts aan te leggen. Daartegen wilde men het natuurreservaat "De Zouten Haard" op de westkust bij Schouwen graag in een zout milieu houden, en uit financieel oogpunt het aantal diepe sluitgaten in het tracé beperken. Hieruit volgde een afsluitdam met een lengte van 6 kilometer en 2 hoofdgeulen: het eigenlijke Brouwershavensche Gat in het zuiden en de Kous in het Noorden. Als eerste is op de Middelplaat een damlichaam gemaakt, waarna in het daarop volgend jaar het damvak op de Kabelaarsbank is aangelegd met de afdamming van het tussengelegen geultje.
Voor de beide overgebleven geulen bestonden 2 afsluitprincipes: geleidelijk met een kabelbaan, of plotseling met caissons. Uiteindelijk is besloten om de zuidelijke geul via een geleidelijke sluiting af te dammen, en de noordelijke met een caissonsluiting. Afsluiten van de zuidelijke geul met een geleidelijke sluiting heeft als voordeel dat de ontgrondingen kleiner zijn en minder snel optreden. Gezien de stabiliteit van de Schouwense oever die direct grensde aan de diepe geul van groot belang was, is hier dus gekozen voor de kabelbaan. Dit had zowel uitvoeringstechnisch als financieel de voorkeur. Voor de noordelijke geul was het van belang om de geul zo lang mogelijk een groot doorstroomoppervlak te laten houden, om erosie zoveel mogelijk te voorkomen. Daarna zou in een zo kort mogelijke periode moeten worden afgedamd. Dit kon het beste gerealiseerd worden met een caissonsluiting.

Voor de zuidelijke afsluiting is uitgebreid onderzoek gedaan naar de ontgrondingen. Hieruit kon worden bepaald tot welke afstand uit de as van de dam het nodig was om de bodem te beschermen, opdat de stabiliteit van de dam niet in het geding zou komen. De blokkendam is in tegenstelling tot de sluiting in het Rak van Scheelhoek opgebouwd uit een dubbele kruin van ook weer betonblokken van 1 $m^3$. Dit omdat er een verval is van circa 1,50 m in plaats van 0,50 m in het Haringvliet. De kruin aan de bekkenzijde zal worden opgebouwd tot een hoogte van NAP + 1,00 m, en de kruin aan de zeezijde tot NAP + 3,00 m. Voor beperking van de ontgrondingen is vooral de snelheid van sluiten bepalend. Zodoende is de capaciteit van storten opgevoerd, door gondels met 6 blokken toe te passen (per keer dus 15 ton). Op 17 maart werden de eerste blokken door de kabelbaan als proef gestort. 28 mei werd het laatste blok gestort. Totaal 149.439 stuks, exclusief de bijna 50.000 die vooraf van schepen waren gestort. Daarna is 160.000 ton grind 30-100 mm min of meer in de dam aangebracht om de stroomsnelheden voldoende te laten afnemen, zodat door zandopspuiting een waterkering tot stand kon worden gebracht.




**Figuur 9-27 Trace Brouwersdam (Deltadienst 1971)**



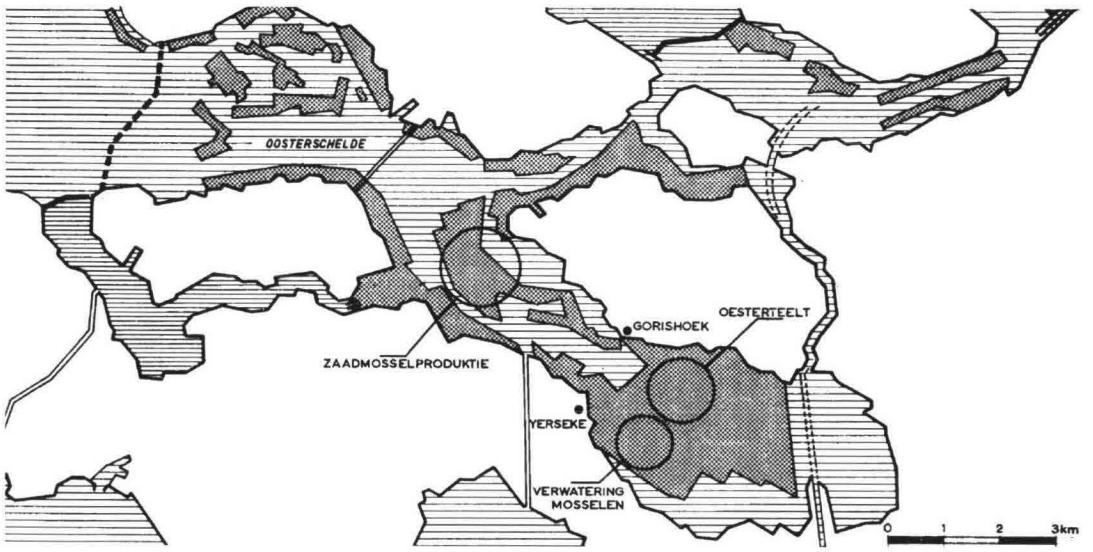

**Figuur 9-28 Doorlaatcaisson Brouwersdam (Deltadienst 1968)**

Voor de noordelijke sluiting zijn 12 doorlaatcaissons van 68 meter lengte en 2 landhoofdcaissons geprefabriceerd. Het sluitgat had een breedte van 800 meter en een drempel op NAP - 10 m. Bijzonder is dat naast traditionele zinkstukken ook een deel van de bodembescherming is uitgevoerd als mat van asfaltmastiek (mengsel van zand, vulstof en bitumen). Dit werd ter plaatse geproduceerd en aangebracht met het asfaltschip de Jan Heijmans. De 0,24 m dikke asfaltmastiekmat is verzwaard met een bestorting om opdrukken door waterdrukken van onderaf te voorkomen. Beide sluitingen zijn gelijktijdig uitgevoerd, waarbij de zuidelijke kabelbaansluiting iets vooruitliep. Dit om zoveel mogelijk de ontgrondingen te beperken onder de Schouwense oever. Hierna zijn in Nederland geen doorlaatcaissons meer toegepast. Wel is nog te melden dat voor de afsluiting van de Lauwerszee de schuiven van de 35 meter lange caissons zijn vervangen door kleppen voor een grotere bedrijfszekerheid.

Na sluiting van de Brouwersdam in 1971 ontstond een getijloos zoutwatermeer, dat door de tijd heen zoeter werd als gevolg van neerslag en uitgeslagen polderwater. Om het inmiddels unieke watermilieu te behouden is een doorlaatwerk aangelegd in de Brouwersdam, dat 100 $m^3/s$ kan spuien of inlaten. Hiermee kan sinds 1978 het zoutgehalte op peil worden gehouden, waarmee tevens zoutwaterorganismen hun herintrede doen.

**Oosterscheldedam (1965 - 1986)**

Het gemiddelde getijvermogen van de Oosterschelde is 1.100 miljoen $m^3$, met een verval van 2,80 m en de grootste geuldiepte bedroeg circa 35 m. Met behulp van de ecologie, een jonge tak van de biologie die de relaties bestudeert tussen levend organisme onderling, en tussen hen en hun omgeving (zie ook paragraaf 2.8), kwam er voor de Oosterschelde een antwoord op hoe groot de doorstroomopening moest worden. Deze zou zo groot worden dat er voldoende getijbeweging overbleef om het ecosysteem intact te laten. De effectieve doorstroomopening in de monding kon verkleind worden van 80.000 $m^2$ naar 14.000 $m^2$. Het getijverschil zal gemiddeld zo'n 25 % worden teruggebracht tot 2,70 m, het volume is gereduceerd met 35 % en de maximale stroomsnelheid door de kering bij gemiddeld getij is toegenomen tot 4,50 m/s. Dit heeft tot gevolg heeft dat het aantal slikken en platen met de helft is verminderd en het oppervlak schorren met twee derde. Voor aanleg van de Oosterscheldedam was 15 $km^2$ als mosselproductieperceel en 10 $km^2$ voor oestercultuur in gebruik, zie Figuur 9-29. Verwacht werd dat de oester- en mosselcultuur zou kunnen blijven bestaan, en ook dat de kinderkamerfunctie voor vooral schol, tong en garnalen niet te zeer achteruit zou gaan. Dan is nog niet precies bekend wat de effecten zullen zijn van de veranderende stroomsnelheden op slibafzetting, oeverafslag en geulverdieping.

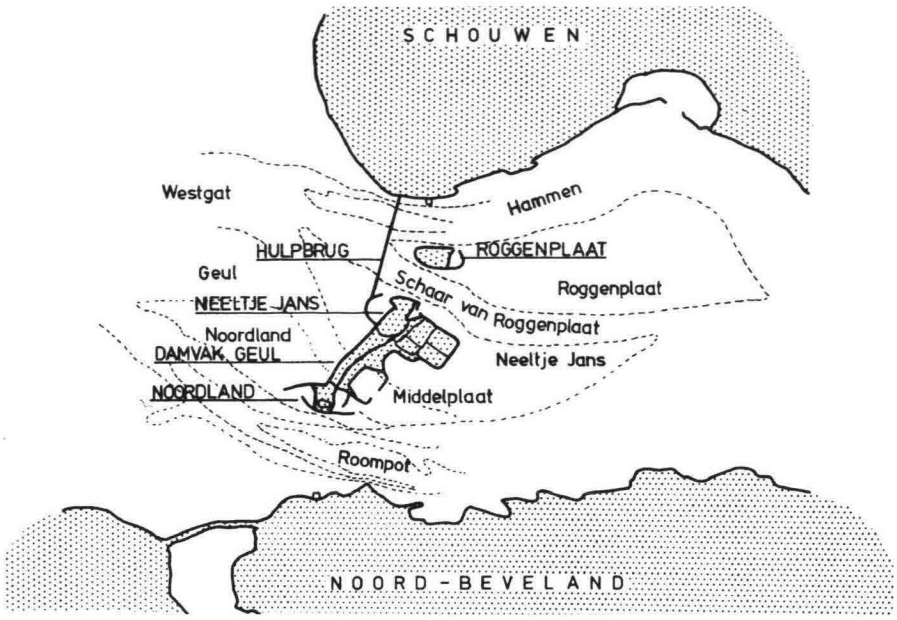



**Figuur 9-29 Mossel- en Oestergebieden in de Oosterschelde (Deltadienst, 1976)**

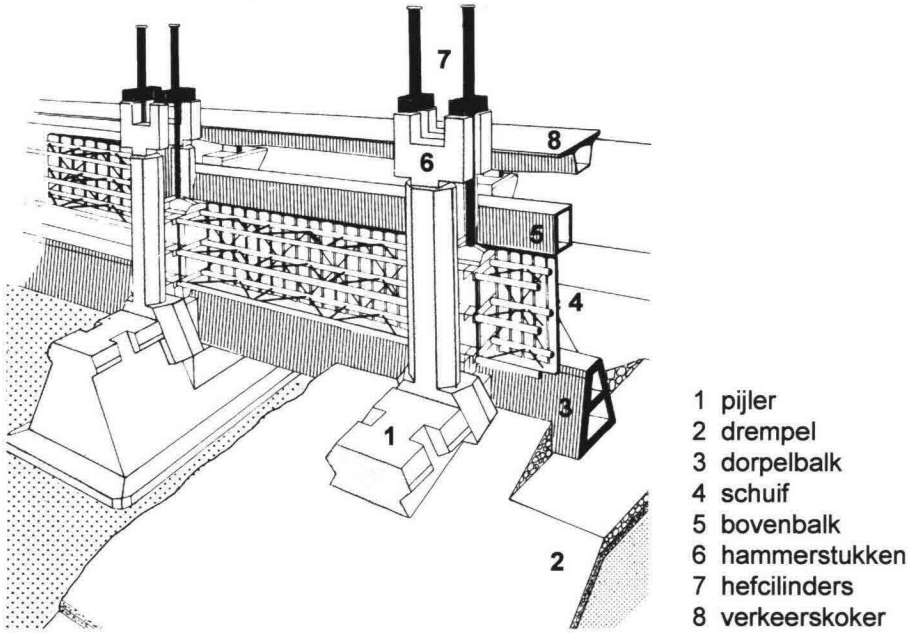
De waterkering heeft een totale lengte van 9 kilometer, waarvan 2.835 meter bestaat uit 3 beweegbare stormvloedkeringen. Deze sluiten de geulen Hammen, 1,5 km en 20 m diep, getijvermogen 250 miljoen $m^3$, de Schaar, 1 km en 20 m diep, getijvermogen 225 miljoen $m^3$, en de Roompot, ruim 2 km, meer dan 30 m diep, getijvermogen 625 miljoen $m^3$ af, zie Figuur 9-30. Het getij heeft in de monding een verval van 2,80 m. De bouw van een stormvloedkering in een bouwput zoals de Haringvlietsluizen en de geulen met een doorlaatbare blokkendam af te sluiten werd niet mogelijk geacht. De blokkendam zou niet jaren doorlaatbaar blijven, en de geulvorming vanuit de nieuwe stormvloedkering zou te drastisch zijn voor het milieu dat juist behouden moest blijven. De oplossing werd gezocht in bouwen in den natte. Er werden 3 varianten bestudeerd: doorlaatcaissons op staal, caissons op putten, of pijlers op putten. Caissons op putten zou duur zijn en plaatsten werd te risicovol geacht. De voorkeur ging uit naar het alternatief pijlers op putten, omdat ook aan de drempel voor caissons op staal grote onzekerheden kleefde. Ook deze pijlers zouden slechts stabiel zijn wanneer op zeer diepe putten gefundeerd. Omdat deze oplossing duur was en een lange bouwtijd vergde werd bedacht om het fundatieoppervlak te vergroten en de ondergrond te verdichten. Hieruit is de stormvloedkering gekomen zoals weergegeven in Figuur 9-31.

De damgedeeltes en werkeilanden zijn aangelegd door zand op te spuiten. Dit ging zonder grote problemen doordat ze grotendeels op platen zijn aangelegd. Aan de binnenzijde van het werkeiland Neeltje Jans zijn in 3 bouwputten de 66 pijlers gebouwd, waarvan de hoogte varieerde van 30 tot 38 m en het maximale gewicht 18.000 ton bedroeg. De holle pijlers bestaan uit een voetplaat van 25 x 50 $m^2$, waarop een taps toelopende onderbouw met tussenwanden is aangebracht. Hierboven bevindt zich de pijlerschacht waartussen de schuiven komen te hangen, en de bovenbalk en verkeerskoker op rusten. In de onderbouw zijn inkassingen opgenomen waarin de dorpelbalken worden opgelegd. Voorst zijn er hijsnokken aangebracht om de pijlers te kunnen verplaatsen. In totaal werd 450.000 $m^3$

beton in de pijlers verwerkt. Aansluiting op de damlichamen wordt gevormd door een ter plaatse gebouwd landhoofd waartussen een breukstenen dam is aangebracht. De hoogteligging van de onderdorpelbalken en pijlers variëren met de plaats en volgen min of meer het profiel van de geul, zie Figuur 9-32. De bovendorpelbalken hebben hun onderkant liggen op NAP + 1,00 m.



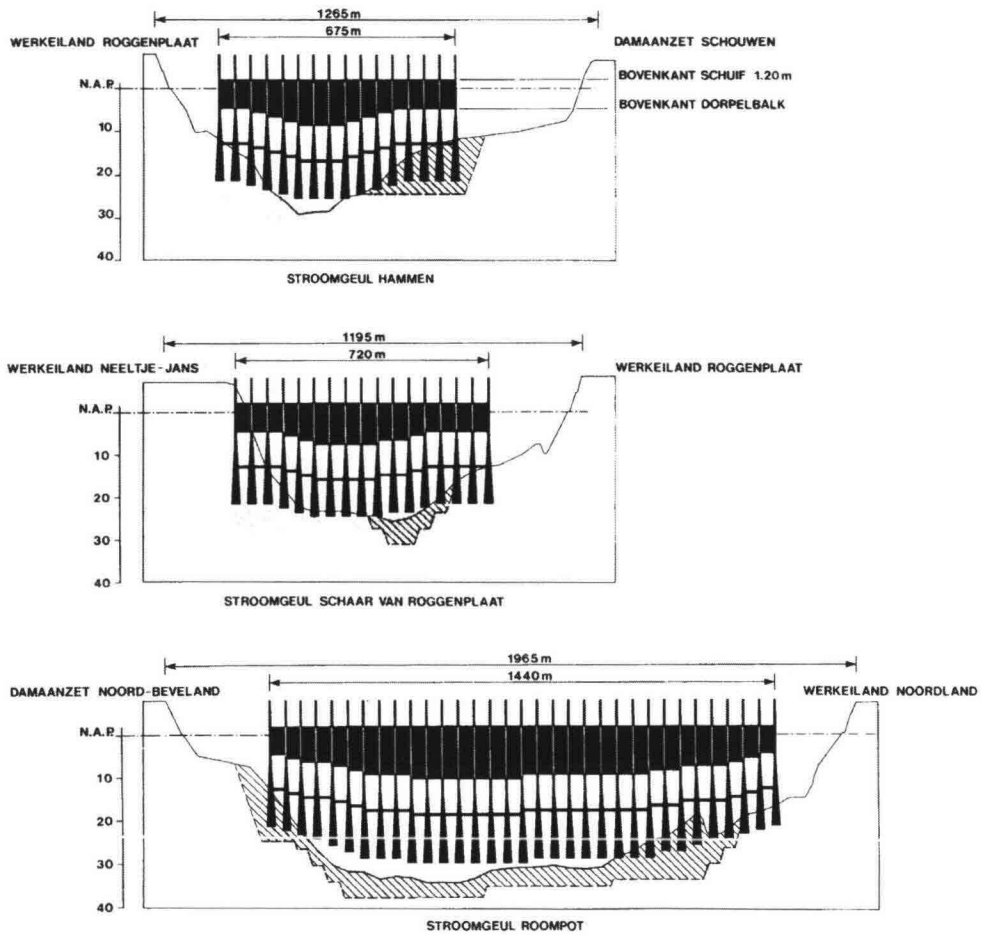

**Figuur 9-30 Locatie stormvloedkering in de Oosterschelde (RWS, 1994)**



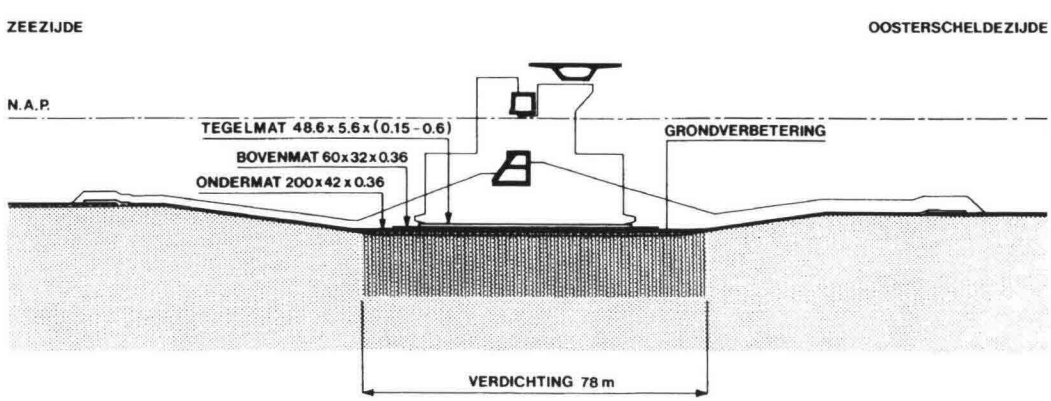

**Figuur 9-31 Stormvloedkering Oosterschelde (Dosbouw, 1983)**

Alvorens over te kunnen gaan tot plaatsing van de pijlers moest de ondergrond worden verdicht en beschermd tegen ontgrondingen. Het verdichten was nodig vanwege het zeer los gepakte zand waardoor in het verleden vele zettingsvloeiingen zijn opgetreden (zie paragraaf 3.6.5), en om de dynamische golfbelastingen goed te kunnen opnemen. Het verdichten gebeurde door 42,50 m lange trilnaalden in de ondergrond in te brengen en deze trillend te trekken. Met deze techniek wordt het water verdreven, waardoor een dichtere pakking wordt verkregen. Hiervoor werd het verdichtingsschip Mytilus gebouwd, waarin 4 trilnaalden op een onderlinge afstand van 6,5 m hangen, zie Figuur 9-37. De naalden worden maximaal 15 meter in de grond gedreven. Door het schip 4 à 5 meter te verhalen wordt de vereiste verdichtingsgraad behaald. Naast verdichten werden met name sterkhoudende klei- en sliblagen verwijdert, totaal 2,5 miljoen $m^3$ tot een maximale diepte van NAP - 38,00 m.

Na het verdichten dient de bodem ter plaatse van de pijlers op de juiste hoogte te worden vastgelegd, en erbuiten te worden voorzien van een bodembescherming om erosie te voorkomen. De fundering bestaat uit een drietal geprefabriceerde matten, zie Figuur 9-33. Eerst wordt een ondermat bestaande uit 3 grindlagen met afmetingen van 200 x 42 $m^2$ en een dikte van 0,36 m aangebracht. Daarna volgde een kleinere bovenmat van 60 x 32 $m^2$ en een dikte van 0,36 m. Indien de bovenmat niet egaal genoeg bleek te zijn, werd dit gecorrigeerd met een derde tegelmat, welke in dikte varieerde van 0,15 tot 0,60 m. Door een filterconstructie in de vorm van matten aan te brengen, kon de benodigde kwaliteit worden behaald en was men onafhankelijker van de weersomstandigheden. De matten werden in een fabriek gemaakt, waarna ze op een speciaal daartoe gebouwd legponton, de Cardium, werden opgerold, getransporteerd en gelegd. Dit ponton is tevens voorzien van 44 m brede dustpanzuigermonden, die het fundatiebed eerst op de vereiste diepte prepareren. De maximale waterdiepte waarin een mat moest worden afgerold bedraagt 34 m.



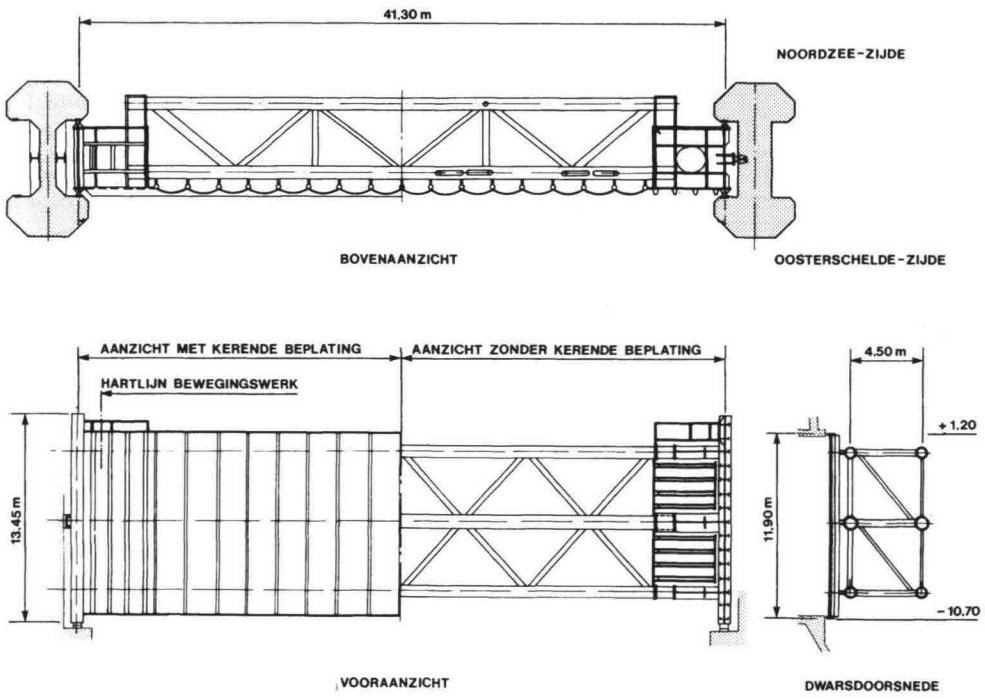

**Figuur 9-32 Sluitgaten van de Oosterscheldedam, met de varierende hoogte van de onderdorpels (Deltadienst, 1979)**




**Figuur 9-33 Fundering onder een pijler (Deltadienst 1981)**

Voor het plaatsen van de pijlers is een speciaal gebouwd hefschip ontworpen, met een hijsvermogen van 10.000 ton. Het overgebleven gewicht wordt gedragen door gebruik te maken van de opwaartse kracht van het water, zie Figuur 9-37. Geladen heeft het schip een diepgang van ongeveer 10 meter en steekt de pijlervoetplaat er nog 1 m onder uit. Dit betekende dat alleen door de diepe geulen kon worden gevaren. Het plaatsen van de pijlers kon worden uitgevoerd nadat eventueel slib was verwijderd. Hiertoe werd de Macoma vastgekoppeld aan de Ostrea (het hefschip), waarna beide schepen zich via lieren verplaatste. Tijdens het plaatsen zijn bij golfperioden groter dan 5 seconden maximaal golfhoogten van 0,35 m toegestaan. De vereiste plaatsingstolerantie was 0,30 m. Uiteindelijk zijn de pijlers geplaatst met maximale horizontale afwijkingen van 0,10 m en een maximale hoekverdraaiing van 3 mm/m. Nadat een pijler is geplaatst werd de tussenruimte tussen de pijlervoet en de bovenmat gevuld met grout, en de binnenruimte geballast met zand. Het plaatsen van de drempelbalk, bovenbalk, verkeerskoker en schuif is gedaan door een drijvende bok.

Een afsluiting van de dam wordt gevormd door de schuiven, die opgebouwd zijn uit een vakwerkconstructie van buisprofielen met daarop een waterkerende beplating bestaande uit schaalvormige gebogen platen, zie Figuur 9-34. De hart op hart afstand van de pijlers bedraagt 45 meter. Rekeninghoudend met de oplegconstructie is de overspanning van de schuiven 41,30 m. De schuifhoogte varieert tussen de 5,90 en 11,90 m, met een gewicht van 300 tot 500 ton. Iedere schuif wordt bewogen door 2 hydraulische hefcilinders binnen de sponningen van de pijlers. Overigs heeft studie in 2002 uitgewezen dat het constructief haalbaar is om de schuif uit hoge sterkte beton (B200) te vervaardigen, waarmee de onderhoudskosten aanzienlijk zouden worden teruggedrongen.

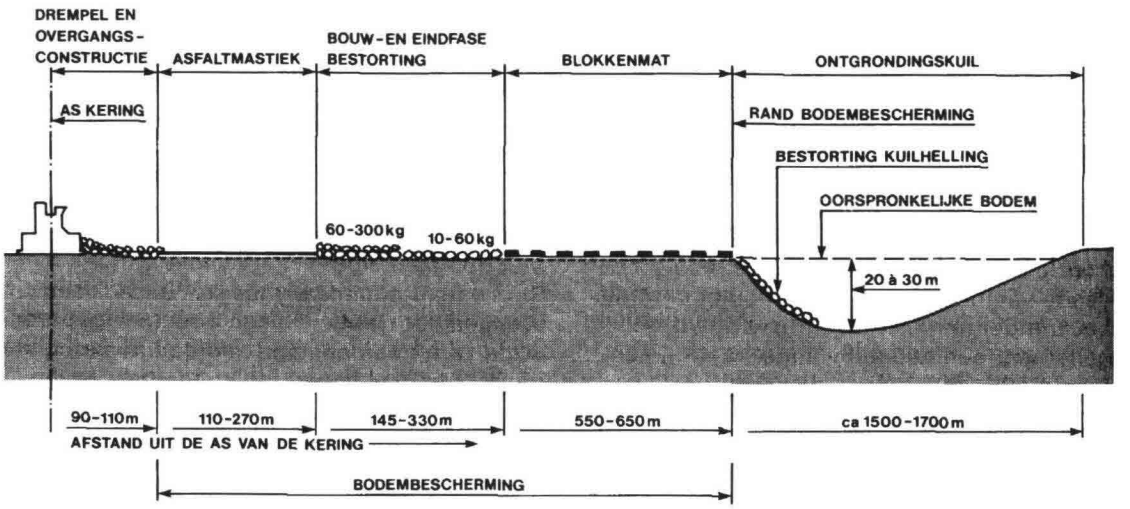



**Figuur 9-34 Aanzicht en doorsnede van een schuif (Deltadienst, 1984)**

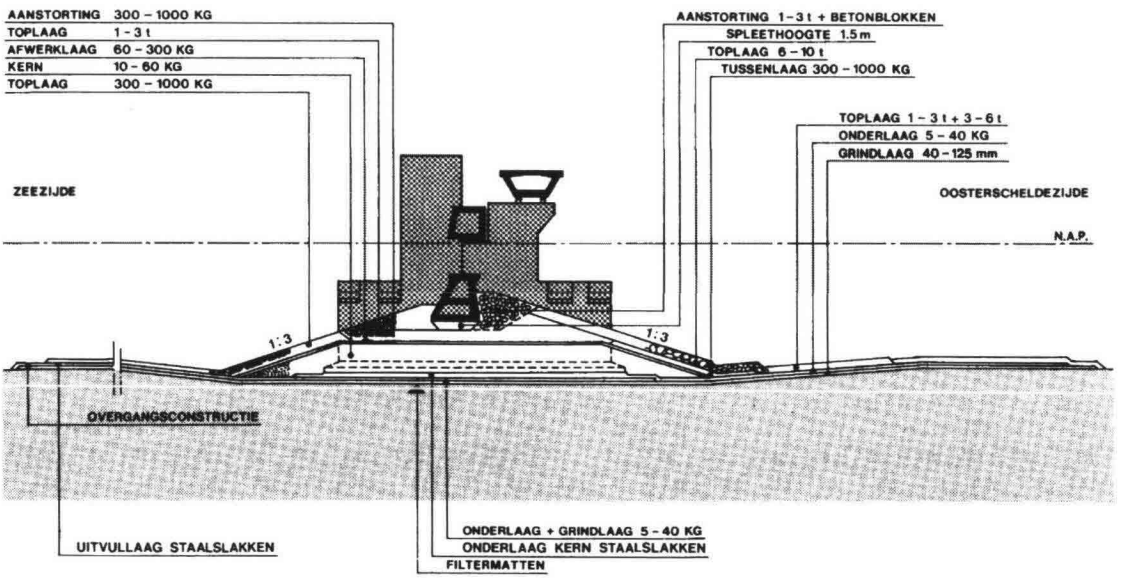
Door de doorstroomvernauwing van de Oosterscheldemond nemen de stroomsnelheden toe en was het nodig om aan weerszijde van de SVK over een lengte van 550 tot 650 meter uit de as van de kering bodembescherming aan te brengen, zie Figuur 9-35. Deze bestaat uit een deels waterdichte (asfaltmastiek) en deels waterdoorlatende bescherming (filterconstructie). De drempel tussen de pijlers is voor het merendeel opgebouwd uit breuksteen, gradaties 10-60 kg tot 6-10 ton, zie Figuur 9-36. Maatgevend voor het vaststellen van de steengewichten was het verval van 4,20 m dat zou kunnen optreden bij weigering van één schuif. Boven de toplaag van de drempel kunnen dan stroomsnelheden optreden van 12 m/s, waaruit een steengewicht volgde van ongeveer 8 ton. Steen zwaarder dan 300-1000 kg kon in verband met beschadiging van de pijlers en dorpelbalken niet vanaf de waterlijn worden gestort, maar moest met een kraan worden geplaatst. Hiervoor werd gebruik gemaakt van de Trias, zie Figuur 9-37. Dit ponton met een 470 tons rupskraan was in staat per keer 15 ton steen te plaatsen. Andere maatregelen zijn dat stenen zwaarder dan 3 ton nabij pijlers en drempelbalken zijn vervangen door steenasfaltzakken, en de pijlers worden beschermd door

vergroting van de betondekking en toepassing van brede vellingkanten op alle randen. In totaal is ruim 5 miljoen ton breuksteen verwerkt in de Oosterscheldedam, afkomstig uit Duitsland en Finland.

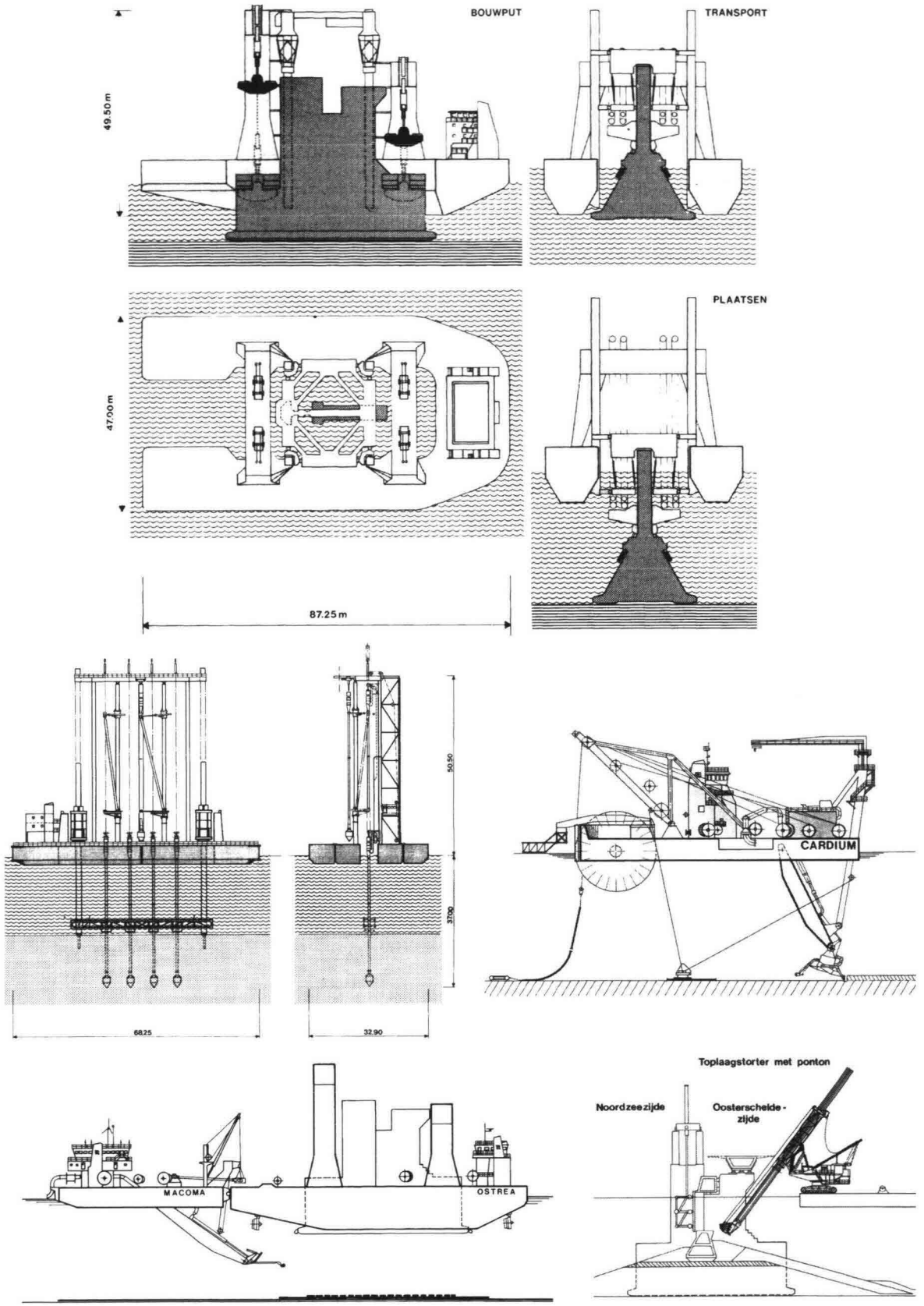
Tijdens de bouw hebben zich geen noemenswaardige tegenslagen voorgedaan, behoudens het vallen van een bovenmat vanaf de waterlijn ter plaatse van Hammen 13.




**Figuur 9-35 Bodembescherming en mogelijk optredende ontgrondingskuil (Deltadienst, 1986)**



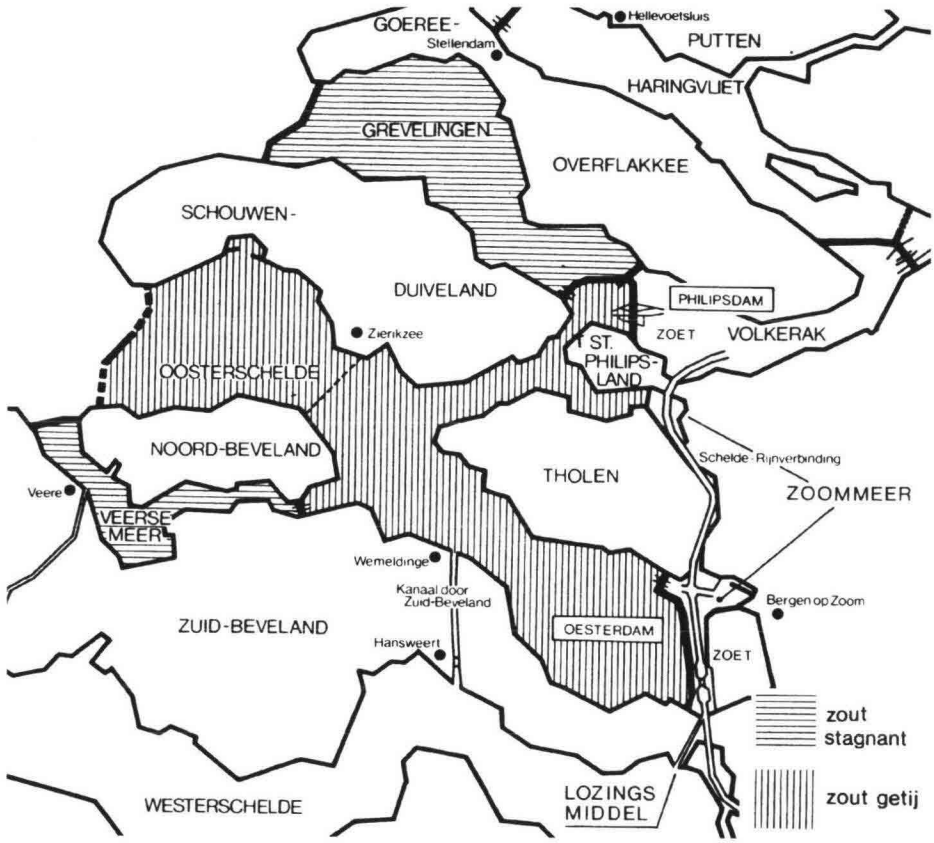

**Figuur 9-36 Dwarsdoorsnede drempel (Deltadienst, 1982)**



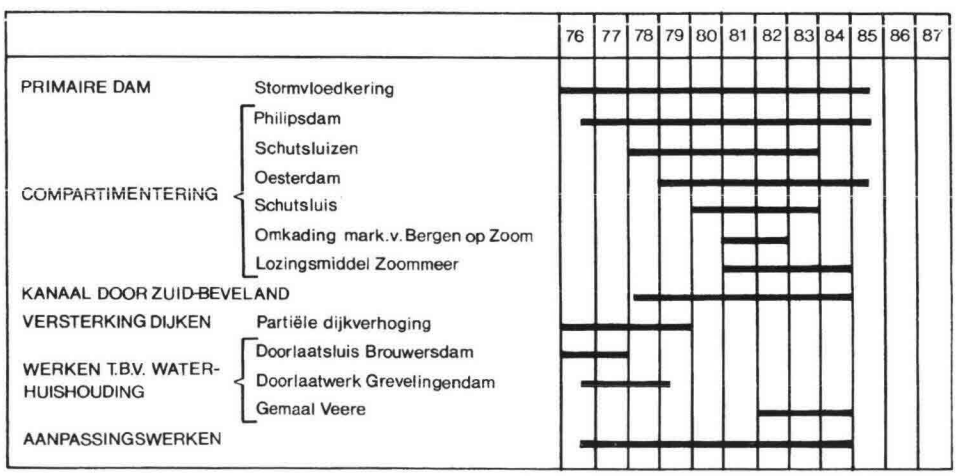

**Figuur 9-37 Enkele werkschepen: het hefschip Ostrea, verdichtingsschip Mytilus, mattenlegger Cardium, plaatsingscombinatie Macoma - Ostrea, en de toplaagstorter Trias (Deltadienst, 1979, '80)**

**Compartimenteringswerken (1976 - 1987)**

Doordat de Oosterschelde een open verbinding met zee heeft, moesten aanvullende werken worden uitgevoerd. Dit omdat in 1963 met België was overeengekomen dat er een getijvrije Schelde-Rijnverbinding voor de scheepvaart zou komen, en aanpassing gewenst was om een betere zoetwaterhuishouding te kunnen bewerkstelligen. Hiertoe werden achter in de Oosterschelde 2 dammen aangelegd: de Philipsdam waarmee een zoet Volkerakmeer ontstond, en de Oesterdam waarmee een zoet Zoommeer ontstond, zie Figuur 9-38. Bijkomend voordeel is dat de dammen het Oosterscheldebekken verkleinen, waardoor een groter getijverschil ontstond bij eenzelfde doorstroomopening in de stormvloedkering.




**Figuur 9-38 Situatie compartimenteringswerken (Deltadienst, 1979)**



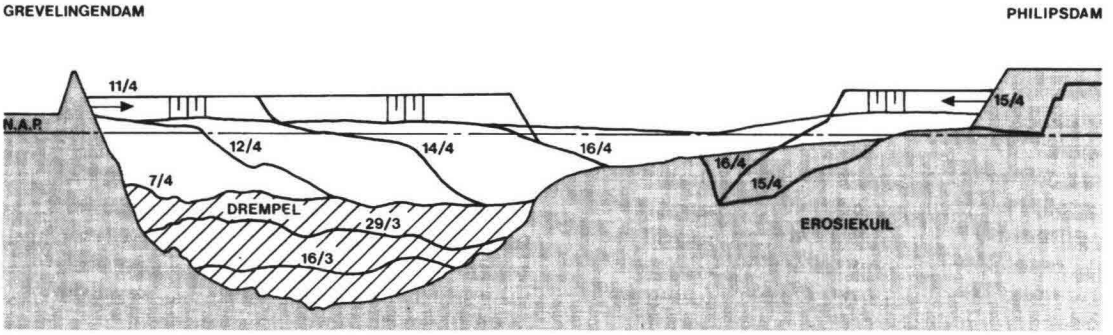

**Figuur 9-39 Tijdschema van Stormvloedkering Oosterschelde met bijkomende werken (Deltadienst, 1976)**

Zowel de Oesterdam als Philipsdam zijn afgesloten middels een zandsluiting. Een zandsluiting was mogelijk doordat het getij kon worden gereduceerd door de schuiven in de Oosterscheldekering in fasen te sluiten. Hierdoor kon de maximale stroomsnelheid in de sluitgaten van 5 naar 2 m/s worden

teruggebracht, waarmee het zandverlies beperkt bleef. Verder was de capaciteit van de zandzuigers in de jaren tachtig dusdanig toegenomen, dat voldoende zand kon worden aangevoerd. Het Tholense Gat in de Oesterdam had een doorstroomoppervlak van 4.700 $m^2$ en een maximale diepte van 22 m. Het Krammer in de Philipsdam was 10.500 $m^2$ groot met een maximale diepte van 20 m. Door plaatsing van de pijlers en dorpelbalken in de Oosterscheldekering werd het doorstroomprofiel teruggebracht van 50.000 $m^2$ tot 15.000 $m^2$. De sluitgaten van beide dammen konden daardoor ook worden verkleind tot drempelbreedtes van 540 respectievelijk 750 m.

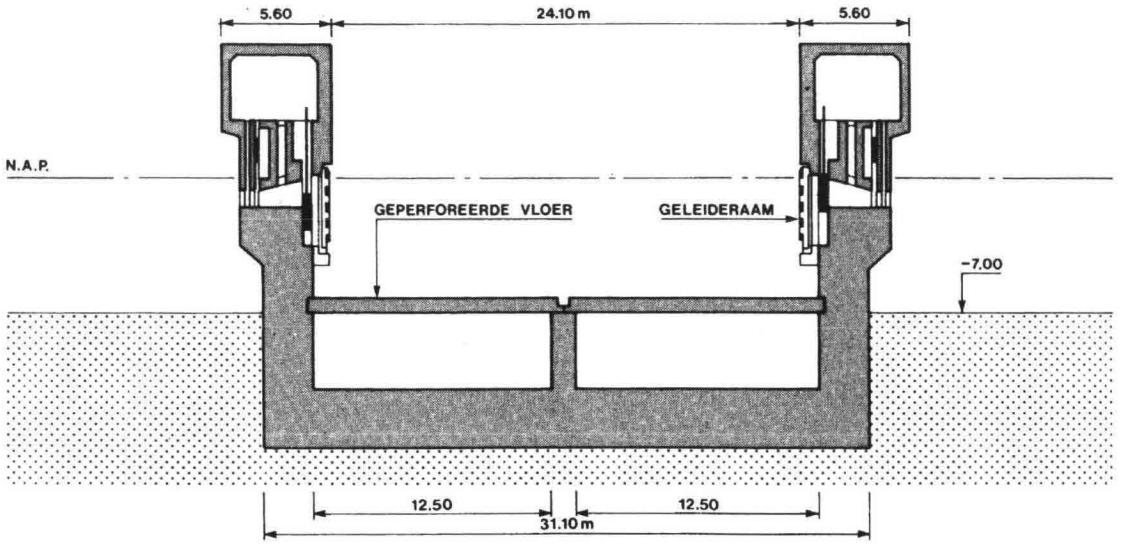
Voor de dichting van de sluitgaten speelde vooral het milieu in de Oosterschelde mee. Dit werd voornamelijk beïnvloed door de waterstanden, stroomsnelheden en zoutgehalteverdelingen. Hierdoor kon niet onbeperkt de Oosterscheldekering worden gesloten, maar was het zaak een sluiting in een zo kort mogelijke tijdsperiode uit te voeren. Door betaling van een vast bedrag gebaseerd op een theoretische hoeveelheid zand, zou de aannemer er ook belang bij hebben zo snel mogelijk te werken. Voor het Tholense Gat is de stormvloedkering 57 uur gesloten geweest, met een onderbreking van 5 uur waarin een opening van 25 % was aangehouden.

Na afdamming van het Tholense Gat liepen de stroomsnelheden van de Eendracht (kanaal tussen Tholen en Noord-brabant) op tot boven de 2 m/s, waardoor de scheepvaart grote problemen had en de kanaalbodem aanzienlijk erodeerde. Om dit in de hand te houden werd het getij afgetopt door de stormvloedkering. Dit was nodig gedurende een half jaar, omdat zolang de sluiting van het Krammer om budgettaire redenen was uitgesteld. Voor de sluiting van het Krammer werd uitgegaan van een productie van 16.000 $m^3$/uur om te kunnen sluiten bij een gesloten kering van minder dan 2 dagen. De manier van de afdamming is weergeven in Figuur 9-40. Uiteindelijk is het gelukt bij een gesloten kering van ongeveer 30 uur. De uitgevoerde zandsluitingen waren aanzienlijk goedkoper dan alternatieve sluitingsmethoden en hebben kunnen plaatsvinden zonder blijvende schade aan milieu en visserij.




**Figuur 9-40 Voortgang zandsluiting het Krammer in de Philipsdam (Deltadienst, 1987)**

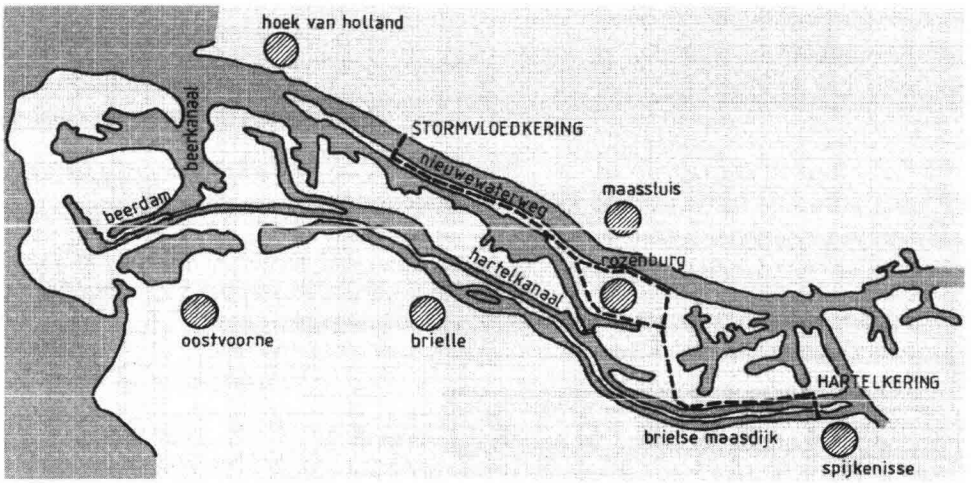
Bijzonder zijn de Kreekraksluizen die gebouwd zijn in het Schelde-Rijnkanaal en de Krammersluizen in de Philipsdam, die voorzien zijn van een zoet-zoutscheidingssysteem. De scheiding van het zoute water wordt verkregen door een doorlaatbare bodem waarin het (zwaardere) zoute water wordt opgeslagen tijdens schutten van de kolk, zie Figuur 9-41. Zoet water wordt ingelaten of opgeslagen door de kolkwanden in naastgelegen bekkens. Later bleek dat de geperforeerde sluisvloer ook als uitstekend mosselperceel te kunnen functioneren. Zoet-zoutwaterscheiding in sluizen wordt behandeld in het college CT3330 Hydraulic engineering 1.




**Figuur 9-41 Dwarsdoorsnede Krammersluis met geperforeerde vloer en kolkwanden voor zoet-zoutwaterscheiding (Deltadienst, 1983)**

### Stormvloedkering Nieuwe Waterweg & Hartelkering (1989 - 1997)

Door de bouw van 2 stormvloedkeringen en lokale dijkversterking kon worden afgezien van omvangrijke dijkversterking in het benedenrivierengebied, zie Figuur 9-42. De lokale dijkversterking, aangeduid met de Europoortkering, loopt vanaf het zuidelijk landhoofd van de stormvloedkering Nieuwe Waterweg over de landtong Rozenburg naar de hoofdwaterkering rond het dorp Rozenburg en vandaar naar de Hartelkering die aansluit op de Brielse Maasdijk op Voorne Putten. Doordat de dijken zich bevinden in landelijk gebied kon volstaan worden met een eenvoudig ontwerp en uitvoering. Na aanleg van de stormvloedkering in het Hartelkanaal is de Beerdam doorgebaggerd. Hiermee ontstond voor de binnenvaart een rechtstreekse, van de zeevaart gescheiden verbinding tussen de Maasvlakte en het achterland. Dit was vooral van belang om het groeiende containertransport over binnenwateren veilig te kunnen blijven afhandelen.

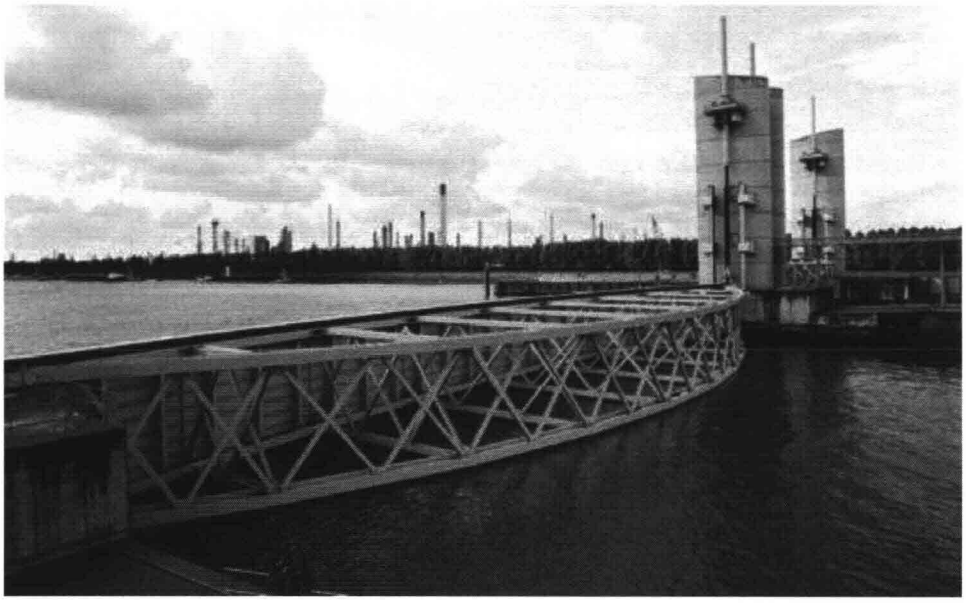



**Figuur 9-42 Locatie stormvloedkeringen Nieuwe Waterweg en Hartelkering met daartussen de lokale dijkversterking (Cement, 1996)**

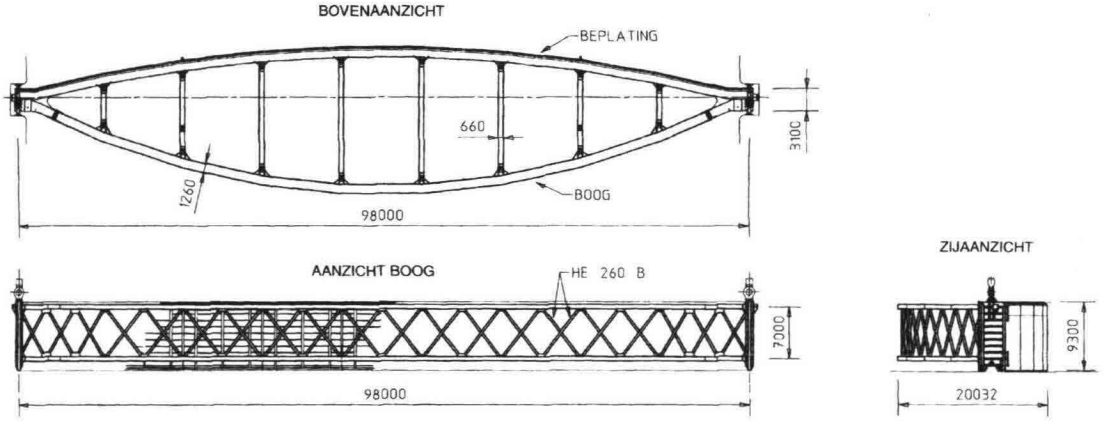
### Stormvloedkering Hartelkanaal

De Hartelkering bestaat uit een moderne versie van de stormvloedkering in de Hollandse IJssel, zie Figuur 9-43. Zo zijn de betonnen heftorens opgebouwd uit ovaal geprefabriceerde segmenten, vormgegeven door een architect. Voorts zijn de stalen hefschuiven aan beide zijden gekromd. Dit is uitvoeringstechnisch niet de gemakkelijkste oplossing, maar door de dubbele kromming ligt het zwaartepunt dichter bij de as van de schuif. Dit geeft kleinere resulterende momenten en dus een lichtere constructie. De 3 pijlers met de 4 heftorens zijn gesitueerd in het verlengde van de bestaande brug, waaruit de overspanning van de schuiven volgde. De kleine schuif heeft een overspanning van

49,30 m, de grote 98,00 m. Beide schuiven hebben een wandhoogte van 9,30 m. Naast de gangbare eisen moesten de schuiven overstroombaar zijn. Uit studie bleek namelijk dat bij volledige afsluiting de waterstand voor de kering boven de kruin van de dijken uit zou stijgen. Dit heeft geresulteerd in enkele aanpassingen aan details, zoals de afronding van de boven- en onderrand van de waterkerende wand. Voor verder informatie wordt verwezen naar de literatuur.



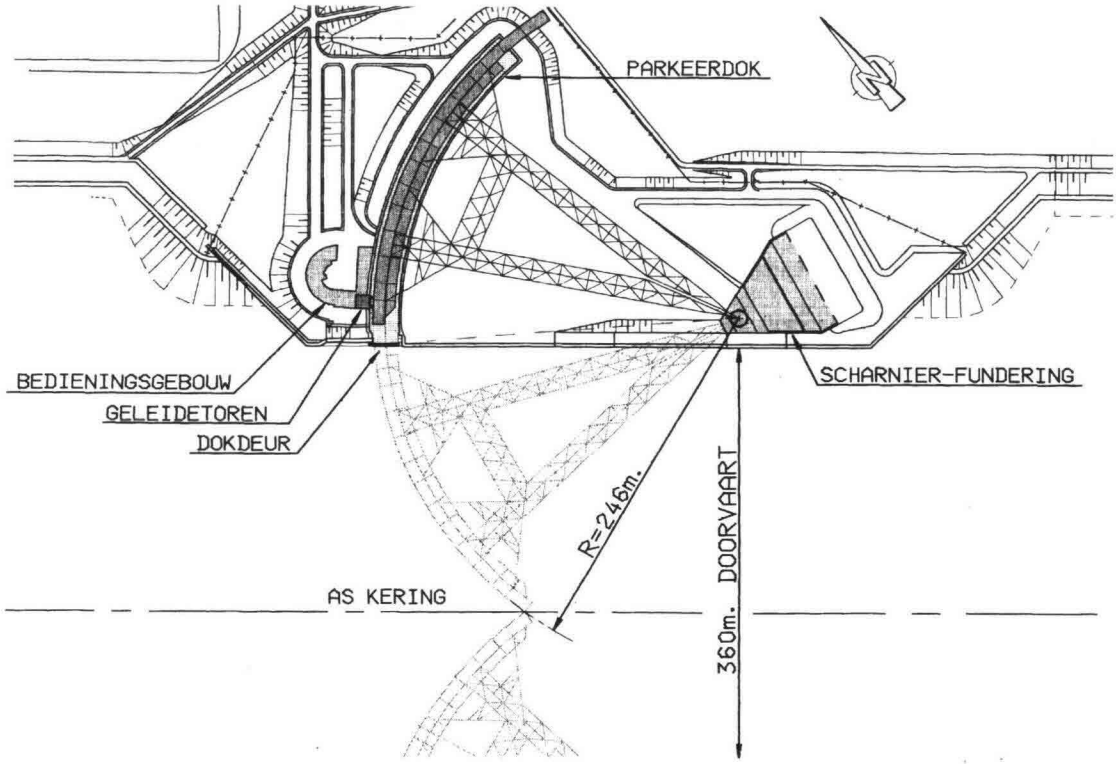
**Figuur 9-43 Hartelkering (RWS Meetkundige Dienst, 2000)**




**Figuur 9-44 Aanzicht en dwarsdoorsnede schuif Hartelkering (Bouwen met Staal, 1996)**

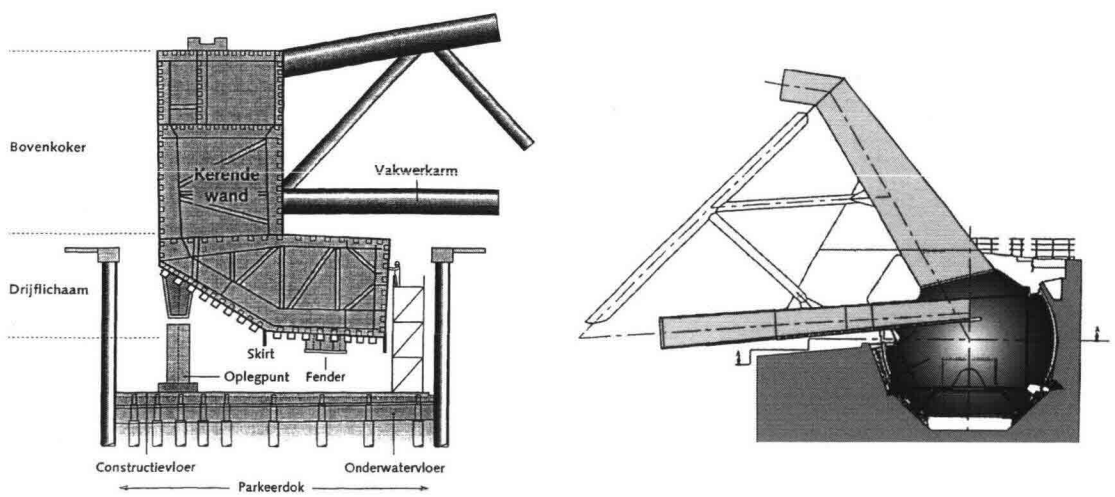
### Stormvloedkering Nieuwe Waterweg

De stormvloedkering Nieuwe Waterweg bestaat uit 2 drijvende sectordeuren welke met vakwerkarmen verbonden zijn aan bolscharnieren, die zijn opgenomen in betonnen funderingsblokken. In rustfase verblijven de sectordeuren in de parkeerdokken, die door dokdeuren kunnen worden afgesloten en naar wens worden drooggezet. Bij een verwachte waterstand van NAP + 3,60 m te Rotterdam of NAP + 2,90 m te Dordrecht (overschrijdingsfrequentie 1/10.000) dient de kering te worden gesloten. Met dit criterium wordt tevens voldaan aan de maximale sluitfrequentie van 0,1 per jaar in verband met de scheepvaartstremming. Bij sluiten worden de deuren opgedreven, getransporteerd naar het midden van de Nieuwe Waterweg, en afgezonken door ballastwater in te laten. Horizontale fixatie bestaat uit locomotieven die zich met een trek-duwstangconstructie afzetten tegen de geleidetorens. De deur beweegt zich dus onder de locomotief door. Verticaal is er enige vrijheid doordat de geleidetorens zijn voorzien van een verticale rolwagen.




**Figuur 9-45 Bovenaanzicht stormvloedkering Nieuwe Waterweg (Bouwen met Staal, 1991)**

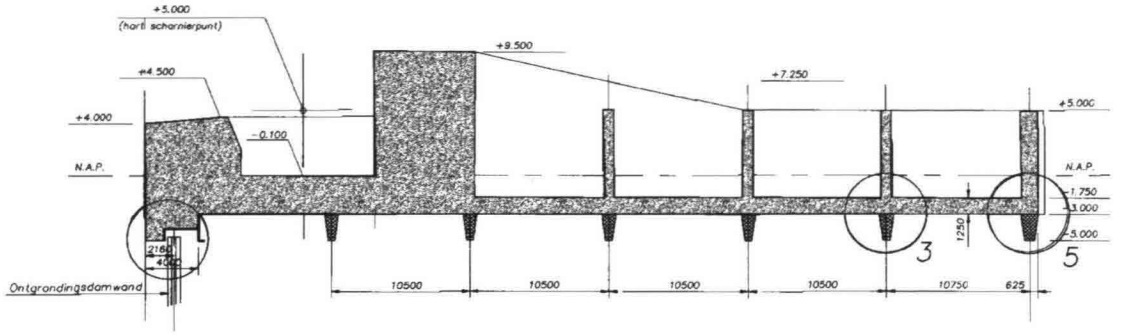
De kerende wand bestaat uit een drijflichaam en een bovenkoker, en is 22 m hoog, zie Figuur 9-46. De wand is voorzien van steunen, een skirt, en fenders. De skirt en de afschuining van het drijflichaam is aangebracht na hydraulisch onderzoek, om de bewegingen tijdens sluiten binnen aanvaarbare afwijkingen te houden. Door het afzinken van de deur op de drempelblokken, wordt de doorstroomopening steeds kleiner, waarmee de snelheid toeneemt, zie Figuur 9-48. Hierdoor spoelt eventueel zand en slib van de drempel, waarmee via fenders een op punten gelijkmatig ondersteuning van de deuren wordt verkregen. Aan het einde zijn de vakwerkarmen in een bolvormige constructie van 10 m doorsnede opgenomen. De oplegvlakken bestaan uit dubbelgekromde taatsstoelen van gietstaal, waarin de deur zowel horizontaal als verticaal kan roteren. De fundatieblokken bestaat uit driehoekvormige betonnen blokken die aan de onderzijde voorzien zijn van 2,00 m lange uitstekende wanden, om de horizontale krachten naar de ondergrond af te dragen, zie Figuur 9-47. Omdat het denkbaar is dat de rivierwaterstand hoger kan worden dan de zeewaterstand, is ook aan de voorzijde een oplegvlak gecreëerd waartegen het bolscharnier zich kan afzetten.



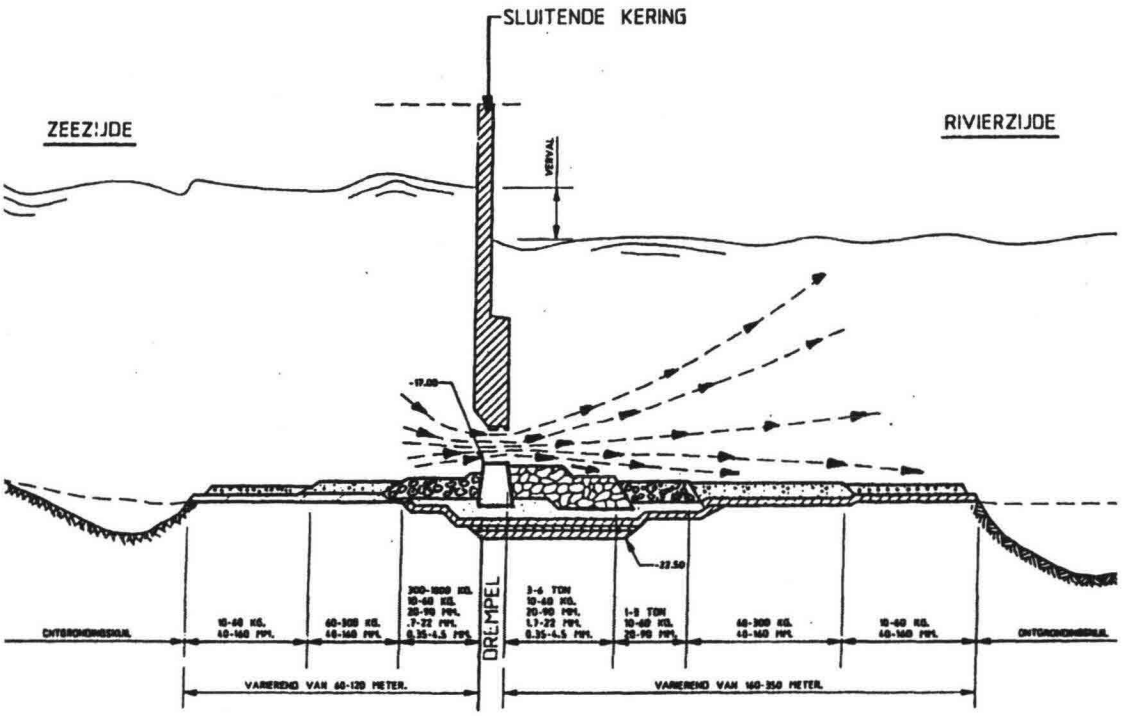

**Figuur 9-46 Detail kerende wand in parkeerdok / bolscharnier aan eind vakwerkarm (RWS)**

Behoudens het stortebed en drempel bevonden de werkzaamheden zich voornamelijk in de beide oevers. Ook na de ingebruikname zijn dit de enige constructiedelen die zich in de vaarweg zelf

bevinden. Hiermee blijft het aanvaringsrisico minimaal. De drempelblokken met afmetingen van 5,75 x 15,40 x 3,20 $m^3$ en een gewicht van 630 ton zijn met een drijvende bok op een filterconstructie geplaatst. De bovenkant van de drempel bevindt zich op NAP - 17,00 m. Na plaatsing van de blokken is ervoor en -achter het stortebed aangebracht. Door prefabricage van de drempelblokken en gefaseerde uitvoering kon te allen tijde de scheepvaart doorgang vinden.




**Figuur 9-47 Langsdoorsnede fundatieblok (Cement, 1993)**




**Figuur 9-48 Doorsnede bodembescherming (Kivi, 1993)**

Om menselijk falen zoveel mogelijk uit te sluiten is voor de kering een geautomatiseerd Beslis Ondersteunend Systeem (BOS) ontworpen. Hiermee wordt tevens voorkomen dat te veel gesloten wordt, doordat de kering bij twijfel toch wordt gesloten. De beslissing door BOS wordt uitgevoerd door een besturingssysteem (BES), waarop toezicht wordt gehouden door aanwezig personeel. Een complete keringsoperatie duurt 24 tot 48 uur, waarin uiteraard de scheepvaart is gestremd. Te melden valt nog dat de kering als eerste groot waterbouwkundig werk als Design & Construct-contract is aanbesteed. Hierbij werd door een minimum aan eisen (faalkanseisen, prestatie-eisen, en levensduureisen) de ontwerpvrijheid gegeven aan aannemers en de concurrentie gestimuleerd.

De in deze paragraaf beschreven dammen en constructies zijn slechts summier weergegeven. Niet genoemd zijn onder andere de afsluiting van de Lauwerszee, de diverse dijkversterkingen, en de vele bouwputten en werkhavens. Verder zijn er uiteraard grote waterhuishoudkundige, ecologische en morfologische veranderingen opgetreden in de periodes tijdens en na afsluiting van de estuaria. Voor een meer gedetailleerde beschrijving wordt verwezen naar de diverse literatuur en de behandeling in vervolgvakken.

## 9.3 Waterkeringen: definities en systemen

Te laag gelegen gebieden kunnen worden bedreigd door een hogere waterstand dan het nbestaande maaiveld, afkomstig vanuit het aangrenzende water. Een dergelijke overstroming kan door meerdere wateren plaatsvinden, zoals rivieren, kanalen, meren, of een zee. Om dit oppervlaktewater tegen te houden kunnen de volgende principiële oplossingen worden toegepast:

- ***het verhogen van het maaiveld***. Dit komt voor in buitendijkse gebieden waar het economisch niet interessant is om ze geheel van een waterkering te voorzien, of doordat er bij lokale ontwikkeling van het gebied voldoende zand vrijkomt waarmee de ophoging kan worden gerealiseerd. Laatst genoemd is het uitbaggeren van havenbekkens waarna het zand direct achter de kade wordt verwerkt in het haventerrein (werk met werk maken).Voorbeelden zijn de in het verleden toegepaste terpen, maar ook huidige haventerreinen (o.a. Europoort en Maasvlakte). In het buitenland worden ook veelvuldig grootschalige landaanwinningsprojecten op deze manier beveiligd, ondanks dat dit vaak niet de meest economische oplossing is (o.a. het vliegveld Chek Lap Kok in Hong Kong).
- ***een waterkering aanbrengen*** om het te beschermen gebied. Dit kan middels dijken, dammen, kunstwerken, etc., al dan niet aansluitend op natuurlijk aanwezige hoge gronden (verticale kering tegen horizontale instroming). Voordeel boven verhogen is het veel geringere grondverzet en dus lagere investering. Hiermee zijn in Nederland de meeste gebieden beschermd.
- ***combinatie van de 2 voorgaande***. Waterkering welke bij een vooraf bepaalde waterstand overloopt, waarbij delen beschermd zijn door lokale verhoging, aangeduid met ***noodoverloopgebied***. Dit komt voor in dun bevolkte gebieden langs rivieren, om door gecontroleerde inundatie een hoogwatergolf zodanig af te toppen, dat elders geen overstromingen plaatshebben. Lokaal is dan de dijk lager uitgevoerd en voorzien van een stroombestendige bekleding. Een voorbeeld is de Overdiepsche Polder grenzend aan de Bergsche Maas in Noord-Brabant.

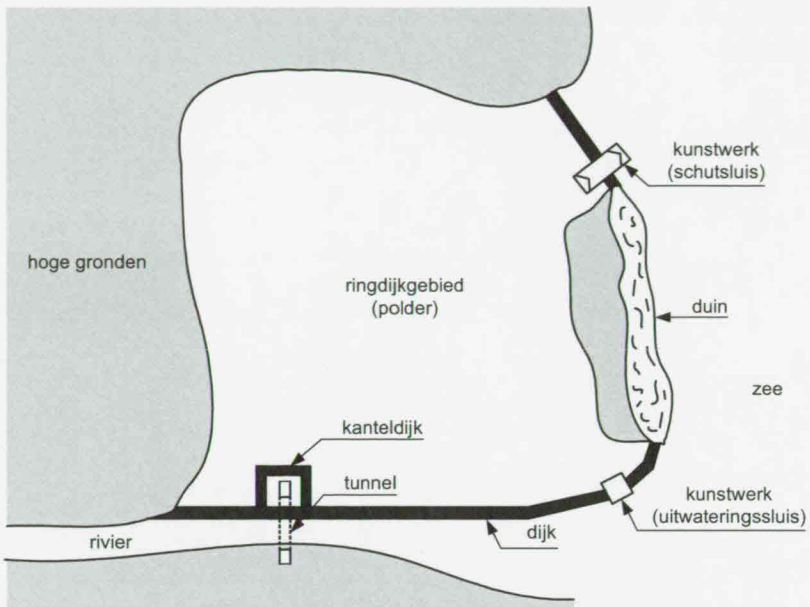
Omdat waterkeringen verreweg het meeste voorkomen, zullen maaiveldverhogingen in dit collegedictaat verder buiten beschouwing worden gelaten.

Bij bescherming door waterkeringen is het van belang dat er een gesloten verdedigingssysteem aanwezig is. Zo'n verdedigingssysteem bestaat uit een aaneenschakeling van waterkeringen: duinenrijen (natuurlijke waterkering), dijksecties die voor het grootste deel uit grond (zand, klei, veen) bestaan (grondwerken) en (waterbouwkundige) kunstwerken (constructies uitgevoerd in beton, staal, hout, zoals sluizen, kademuren, tunnels, gemalen, etc.). Soms maakt een hoog gelegen natuurlijk terrein deel uit van het systeem. Een gebied dat rondom beschermd wordt door een waterkeringssysteem wordt een ***dijkringgebied*** genoemd, zie Figuur 9-49. Het zal duidelijk zijn dat beschouwingen over veiligheid altijd betrekking hebben op het systeem van het dijkringgebied als geheel. In 2005 is dit nog eens aangetoond door de overstromingen in New Orléans, die voor een deel werden veroorzaakt doordat bepaalde waterkeringen te laag waren of helemaal niet aanwezig waren (geen horizontale aansluiting)!

De in Nederland aangelegde dijkringgebieden zijn weergegeven in Figuur 9-50 en Figuur 9-51. Volgens de Wet op de Waterkeringen van 1995 had Nederland 53 dijkringgebieden (Figuur 9-50), en zijn er 42 bijgekomen na herziening van deze wet. Dit als gevolg van de hoogwaters in 1993 en 1995 (zie Figuur 4-3). Om aan deze wet te voldoen worden diverse kaden langs de Maas aangelegd en worden kunstwerken aangepast om sluitende dijkringgebieden te vormen. Uiterlijk in 2015 zullen alle bewoners beschermd zijn door de herziende dijkringgebieden. Voor elk dijkringgebied in Nederland is in de wet de veiligheidsnorm vastgesteld in de vorm van een gemiddelde overschrijdingskans per jaar van de hoogste hoogwaterstand (= ontwerppeil), waarop de primaire waterkering moet zijn berekend. De hoogte van een overschrijdingskans is ondermeer afhankelijk van de populatie van een gebied (ofwel het mogelijke aantal slachtoffers dat valt bij falen van de kering) en de economische bedrijvigheid (ofwel de economische schade die ontstaat aan bebouwde objecten en hun productieverlies), zie paragraaf 3.2.3. Beide versterken elkaar en maakt het nodig om bepaalde in het verleden vastgestelde normen te herzien, door de groei die heeft plaatsgevonden in een bepaald gebied.

In laaggelegen gebieden zijn vaak meerdere dijkringgebieden gelegen en kunnen bepaalde aangrenzende wateren (estuaria, rivieren, vaarwegen) zijn afgedamd. Deze zijn alle onderdeel van het te beschermen gebied, en moeten dus ook integraal worden beschouwd. Een afgedamd gebied geeft

namelijk een reducering van waterstanden en vaak ook golfhoogtes ter plaatse van de aangrenzende dijkringgebieden. Verder wordt een reductie verkregen van de lengte van waterkeringen die worden blootgesteld aan de erbuiten heersende grotere hydraulische belastingen, en kan ook uit veiligheidsoverwegingen een verlaagd waterniveau worden gehandhaafd (voor berging). Uiteraard heeft een eventuele compartimenteringsdam invloed op het veiligheidsniveau.




**Figuur 9-49 Voorbeeld dijkringgebied met diverse waterkeringen**

Water kan ook in een dijkringgebied stromen uit een richting waarin het gebied niet beschermd wordt door het systeem van waterkeringen:

- Er vindt altijd grondwaterstroming plaats. Het is niet voldoende om de instroming van water te beperken door middel van een grond- of kunstwerk. Deze constructies moeten de waterkering vormen samen met de ondergrond.
- Bij een neerslagoverschot, hetgeen betekent, dat de neerslag (sneeuw, regen, hagel) de verdamping gedurende enige tijd overtreft, zal een opvang- en bergingsmogelijkheid gemaakt moeten worden. Instroming van neerslag in een dijkringgebied is "niet" te verhinderen.

Neerslag en binnenstromend grondwater kunnen tot inundatie leiden bij verhinderde of geremde waterlozing uit het dijkringgebied op de oppervlaktewateren of op zee. Om het overtollige water weer uit het dijkringgebied te verwijderen wordt de kerende functie van het systeem op bepaalde plaatsen en gedurende kortere of langere tijd onderbroken. Waterlozing vindt plaats door uitwateringssluizen of door gemalen.

Een ***waterkering*** is elke natuurlijke of kunstmatige begrenzing of afscheiding die het water in zijn loop tegenhoudt. Als voorbeelden van waterkeringen zijn te noemen:

- ***duinen*** (langs de zeekust) en ***hoge gronden*** (ook landinwaarts) als natuurlijke waterkeringen.
- ***dijken***, dat zijn opgeworpen wallen die, soms pas na voltooiing van het werk *langs* het water gelegen zijn, vaak met een steenglooiing, een monolietconstructie en / of met asfalt versterkt. De kern bestaat voor het grootste deel uit grond (zand, klei, en soms veen).
- ***dammen***, dat zijn in en dwars over het water opgeworpen wallen. Als materialen komen deels dezelfde in aanmerking als de bij dijken genoemde.
- ***kunstwerken*** zoals stormvloedkeringen, scheepvaartsluizen, kademuren, uitwateringssluizen, gemalen, etc. Deze constructies zijn voornamelijk uitgevoerd in beton, staal, en hout. Twee bijzondere categorieën kunstwerken zijn constructies die waterkeringen doorsnijden: 1) Coupures, dat zijn doorbrekingen ten behoeve van landverkeer, die alleen bij hoge waterstanden, vroeger met schotbalken, tegenwoordig meestal met deuren of kleppen, gesloten worden. Zij komen onder andere voor bij haventerreinen waar goederentreinen een dijk moeten passeren of langs rivieren waar toegangswegen buitendijkse terreinen ontsluiten. 2) Tunnels en leidingen, die personen- of goederenvervoer tot doel hebben. Omdat deze constructies een waterkering doorsnijden, moeten zij zodanig zijn uitgevoerd dat het veiligheidsniveau op tenminste hetzelfde niveau blijft.

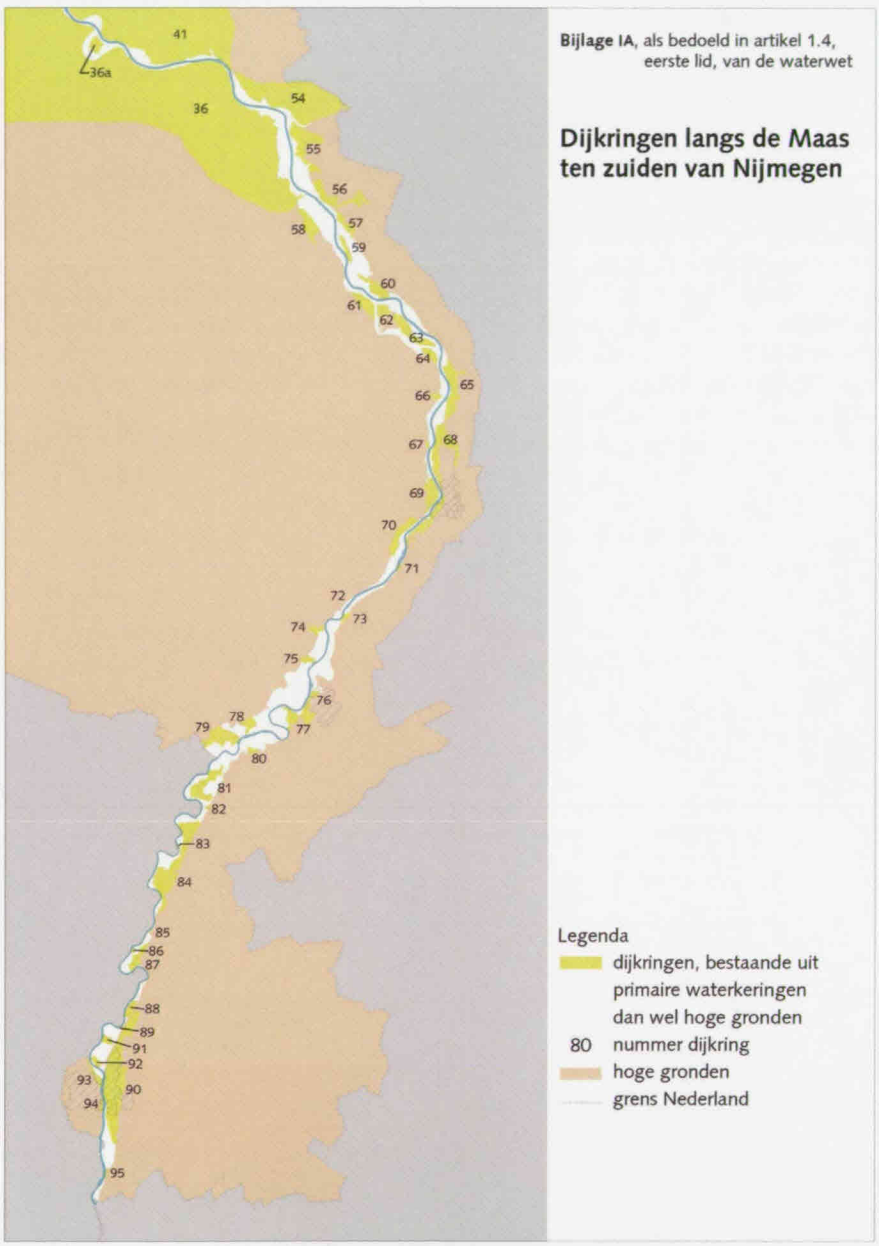
**Figuur 9-50: Dijkringgebieden in Nederland zoals vastgesteld in 1995 volgens de Wet op de Waterkering. De overschrijdingskans varieert van 1/500 tot 1/10.000 (RWS DWW)**

De belangrijkste functie van een waterkering is het achterliggende gebied beschermen tegen overstroming. Uit het woord "achterliggende" blijkt, dat waterkeringen een dijkringgebied beschermen tegen uit horizontale richtingen toestromend water. Als dit toestromende water zogeheten buitenwater is (zee, rivier of meer) wordt de waterkering gerekend tot de primaire waterkeringen, zie paragraaf 9.1. Vrijwel alle waterkeringen "lekken". Om ze 100 % waterkerend te maken zou te kostbaar zijn, en is ook niet nodig. Hiermee wordt rekening gehouden. Zo kan genoemd worden het kwelwater door dijken dat via sloten en boezems wordt afgevoerd en geborgen totdat het weer buiten het gebied is gebracht. Hetzelfde geldt voor stormvloedkeringen waar gedurende een storm het waterpeil erachter iets zal stijgen. Omdat de meren of rivierarmen erachter zo groot zijn is deze peilstijging nihil. Bijzonder zijn de schuiven van de Hartelkering die bewust kunnen overstromen, om overstromingen vóór de kering te voorkomen (zie paragraaf 9.2).

## Regelgeving

De veiligheid tegen overstroming heeft in Nederland veel aandacht gekregen na de stormvloed van 1953. Op basis van de Deltawet zijn de waterkeringen langs de kust versterkt, en is de dijkringbenadering met een tevoren bepaald criterium voor het risico van overstroming tot ontwikkeling gekomen. Mede naar aanleiding van de inundatie van Tuindorp Oostzaan (Amsterdam Noord, 1960) is de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW) in 1965 ingesteld. Deze commissie adviseerde over diverse technische aspecten van de waterkeringen, maar ook over de gewenste veiligheidsfilosofie. Een en ander heeft geleid tot het uitgeven van een groot aantal Leidraden. Hoewel

deze leidraden naast algemene technische informatie ook specifiek Nederlandse beleidsmatige instructies bevatten, zijn zij op het ogenblik de meest actuele en betrouwbare bron van informatie over aanleg en onderhoud van waterkeringen. De Wet op de Waterkering (2005) voorziet tevens in een periodieke toetsing van de kwaliteit van alle waterkeringen in het land, aan de hand van richtlijnen van de TAW, zie paragraaf 9.1. In 2005 is de TAW overgegaan in het ENW, het Expertise Netwerk Waterkeringen. Het ENW bundelt en ontwikkeld de kennis op het gebied van beveiliging tegen overstromingen. Naast het ENW is een Adviescommissie Water opgericht welke de rechtstreekse advisering aan de Minister en Staatsecretaris van Verkeer en Waterstaat op zich neemt.




**Figuur 9-51 Dijkringgebieden langs de Maas ten zuiden van Nijmegen, zoals vastgesteld in 2005 volgens de Wet op de Waterkering. De overschrijdingskans voor deze dijkringgebieden is 1/250 per jaar. (RWS DWW)**

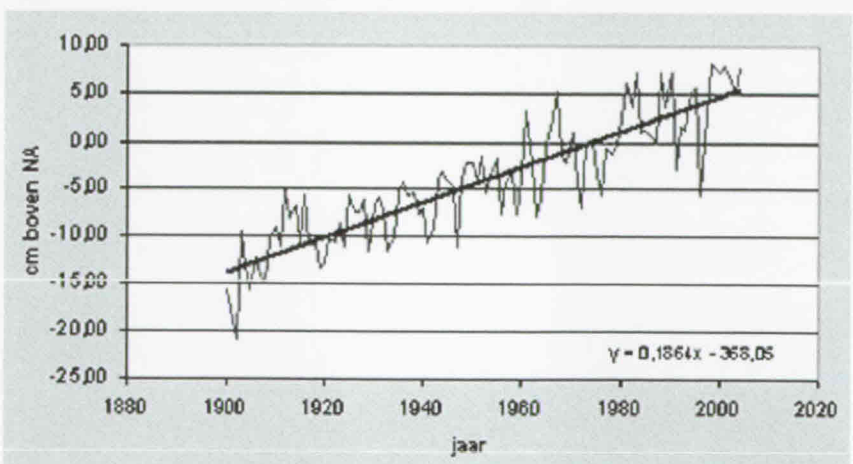
Ondanks deze positieve ontwikkelingen met betrekking tot het objectiveren van veiligheidsnormen moet geconstateerd worden dat bij het ontwerpen van waterkeringen steeds meer rekening wordt gehouden met andere dan waterstaatkundige belangen. Vaak gebeurt dat via een beleidsanalytische benadering, waarbij maatschappelijke, esthetische, economische en milieu overwegingen alle een rol spelen. Het is daarbij merkwaardig om te constateren dat levensbedreigende risico's ten gevolge van natuurlijke oorzaken (zoals overstroming) kennelijk makkelijker worden geaccepteerd dan risico's ten gevolge van technische oorzaken (ontploffing, straling, etc.).

## 9.4 Hoogwaterproblematiek

De hoogwaterproblematiek is een lokale aangelegenheid welke beïnvloed wordt door globale verschijnselen. Lokaal dienen de maatregelen tegen hoogwater afdoende te zijn. Rivieren en hun stroomgebied kunnen tot ver buiten de landsgrenzen reiken. Stroomafwaarts gelegen gebieden worden beïnvloed door de waterbeheersing van stroomopwaarts gelegen gebieden. In het geval van Nederland is bijvoorbeeld van belang welke maatregelen in Duitsland worden getroffen om een hoogwatergolf van de Rijn af te voeren. Hierbij zijn het niet alleen de civieltechnisch uitgevoerde werken van belang, maar ook het toegepaste waterbeheersingsysteem en de informatie-uitwisseling daarvan met andere landen. De neerslagintensiteit in een stroomgebied is een globaal verschijnsel, evenals de zeespiegelrijzing. Dergelijke verschijnselen zijn nauwelijks te beïnvloeden, en dus is de enige remedie van de waterbouwkundig ingenieur om de ontwerpeisen aan te passen opdat een aanvaardbaar veilig systeem of constructie wordt verkregen.

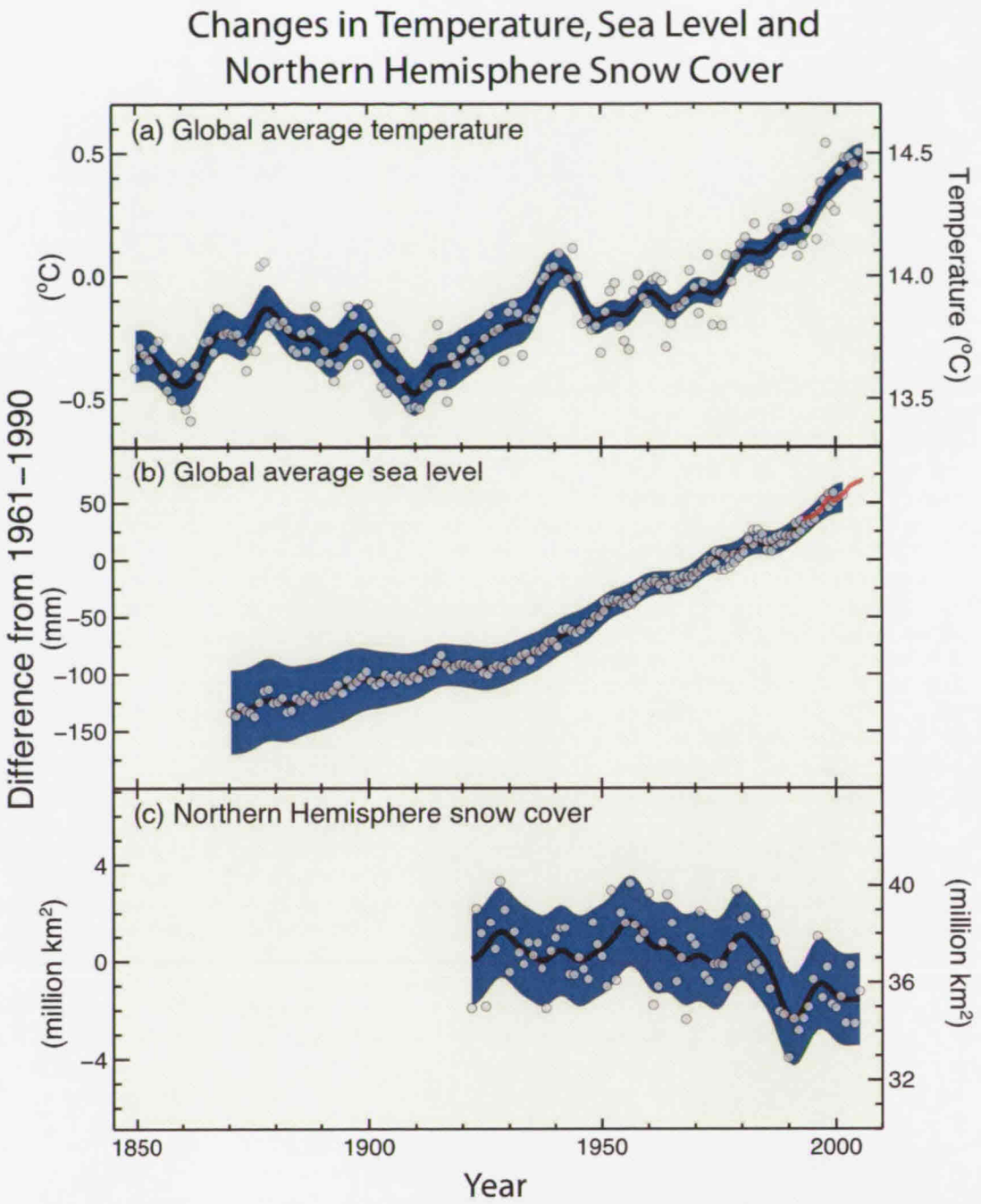
**Invloed klimaatverandering**

Uiteraard heeft klimaatverandering zijn weerslag op waterkeringen, echter deze is niet desastreus. Het klimaatsysteem is complex, hetgeen betekent dat er geen harde bewijzen zijn over oorzaak en gevolg van de huidige klimaatveranderingen. Wel zijn er veranderingen waargenomen ten opzichte van eerdere meetgegevens. Het ***Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC)*** is het internationale klimaatpanel van de Verenigde Naties en doet wetenschappelijk onderzoek naar deze klimaatveranderingen en hun gevolgen. Deze groep wetenschappers geeft in haar vierde rapport (IPCC, 2007) een voorspelling voor de mondiale zeespiegelrijzing van 19 tot 58 cm voor de komende eeuw. In het vorige rapport ging het panel nog uit van 9 tot 88 cm/eeuw. Die bandbreedte is nu teruggebracht doordat er meer zekerheid is over de uitzetting van zeewater en de toevoer van smeltwater van gletsjers en kleine ijskappen. Verder is vastgesteld dat de afgelopen tien jaar de mondiale zeespiegel met een snelheid van 31 cm/eeuw steeg tegen 18 cm/eeuw gemeten over de afgelopen 40 jaar. Deze versnelde stijging blijkt niet uit meetgegevens van Rijkswaterstaat, die een vrij constante snelheid van 20 cm/eeuw heeft waargenomen, zie Figuur 9-52. Hierbij moet worden opgemerkt dat de laatste metingen van het IPCC zijn gebaseerd op satellietmetingen, welke nauwkeuriger zijn door onder andere ontbreken van golfslag, zie Figuur 9-53 (b).




**Figuur 9-52 Gemiddelde zeestand van 6 hoofdstations langs de Nederlandse Kust (RIKZ, 2005)**

Ten aanzien van de voorspellingen van het IPCC wijzen het KNMI en het Milieu- en Natuurplanbureau (MNP) op twee factoren die voor een extra stijging kunnen zorgen. Volgens het MNP zijn de wetenschappers in het IPPC-rapport conservatief bij het schatten van het smelten van Groenlandse en West-Antarctische ijskappen. In het IPPC-rapport is daarover een aparte vermelding te vinden die stelt dat een versnelde afkalving kan leiden tot een extra stijging van 10 tot 20 cm/eeuw. Verder wijst het KNMI op een mogelijke extra stijging aan de Nederlandse kust. De warme Golfstroom zorgt ervoor dat het water in het noordoosten van de Atlantische Oceaan tot op 3 kilometer diepte wordt opgewarmd. Het KNMI gaar ervan uit dat een temperatuurstijging daar zal leiden tot meer opwarming van het zeewater tot op grotere diepte, dan elders in de tropen en subtropen. Daardoor zal het zeewater daar meer uitzetten en het KNMI houdt in de eigen klimaatscenario's dan ook rekening met een lokale stijging van 0 tot 15 cm/eeuw boven op het mondiale gemiddelde van het IPCC.




**Figuur 9-53 Waargenomen veranderingen in (a) mondiale gemiddelde oppervlaktetemperatuur, (b) mondiaal gemiddeld stijging van het zeeniveau vanuit getij (blauw) en satelliet (rood) en (c) ijskap Noordpool van Maart - April (IPCC, 2007)**

Betreffende de oorzaken vermelden we hier alleen wat de directe aanleidingen zijn voor de zeespiegelrijzing. De grootste bron is de uitzetting van het zeewater door temperatuursverhoging, gevolgd door het smelten van gletsjers en ijskappen, zie Tabel 9-5. Deze 2 bronnen zijn goed voor ruim 75 % van de totaal waargenomen snelheid van zeespiegelrijzing in de periode 1993 - 2003. De bijdrages van smelten van de Noord- en Zuidpool bedragen bij elkaar circa 13 %. Uit dezelfde tabel valt op te maken dat over circa 10 % (0,3 mm/jaar) nog geen duidelijkheid bestaat.

Naast zeespiegelrijzing veroorzaakt klimaatverandering ook droogtes (vooral een probleem voor de zoetwatervoorziening) en zijn er aanwijzingen voor extremere weersomstandigheden. Bijvoorbeeld het vallen van een extreme hoeveelheid neerslag in een korte periode, waardoor lokaal wateroverlast kan optreden. Dit is in Nederland niet levensbedreigend, maar veroorzaakt wel schade. Voor de waterhuishouding betekent het dat bergingsmogelijkheden moeten worden vergroot, om voldoende water beschikbaar te hebben en overtollig water te kunnen opvangen.

Tabel 9-5 Waargenomen snelheid van zeespiegelrijzing en geschatte bijdrage van verschillende bronnen (IPCC, 2007)

| Source of sea level rise | Rate of sea level rise (mm per year) | |
|---|---|---|
| | 1961 – 2003 | 1993 – 2003 |
| Thermal expansion | 0.42 ± 0.12 | 1.6 ± 0.5 |
| Glaciers and ice caps | 0.50 ± 0.18 | 0.77 ± 0.22 |
| Greenland ice sheet | 0.05 ± 0.12 | 0.21 ± 0.07 |
| Antarctic ice sheet | 0.14 ± 0.41 | 0.21 ± 0.35 |
| Sum of individual climate contributions to sea level rise | 1.1 ± 0.5 | 2.8 ± 0.7 |
| Observed total sea level rise | 1.8 ± 0.5[a] | 3.1 ± 0.7[a] |
| Difference (Observed minus sum of estimated climate contributions) | 0.7 ± 0.7 | 0.3 ± 1.0 |

[a] Data prior to 1993 are from tide gauges and after 1993 are from satellite altimetry.

**Overstromingsrisico's en slachtofferanalyse**

Om inzicht te krijgen in de gevolgen op overstromingen en kansen erop, is in 2001 het project ***Veiligheid Nederland in Kaart (VNK)*** gestart. In dit project wordt nagegaan wat het overstromingsrisico is van een dijkringgebied. Het overstromingsrisico is gedefinieerd als de overstromingsschade vermenigvuldigd met de overstromingskans. Het is te zien als het bedrag dat jaarlijks gereserveerd zou moeten worden om, op lange termijn bezien, de schade van een overstroming te kunnen compenseren. Door het onderzoek wordt meer inzicht verkregen in de zwakke plekken in de waterkeringen, en kunnen gefundeerder keuzes gemaakt worden aan welke dijkringgebieden prioriteit moet worden gegeven voor verbetering. Uit tot nu toe uitgevoerd onderzoek komt naar voren dat voor dijkringen langs rivieren de overstromingsrisico's relatief groot zijn. Dat komt ten dele omdat de overstromingskansen langs de rivieren groter zijn. Daarnaast zijn de gevolgen groot, omdat bij overstromingen vrijwel direct de gehele dijkring onder water komt te staan. Andere dijkringen overstromen in de meeste gevallen slechts gedeeltelijk. Voorts blijkt uit het onderzoek dat het faalmechanisme opbarsten en piping een dominante rol speelt in de huidige overstromingskansen. Hierna wordt nader onderzoek gedaan naar de kans van optreden, het nauwkeuriger vaststellen, en de mogelijkheden om het mechanisme te verkleinen.

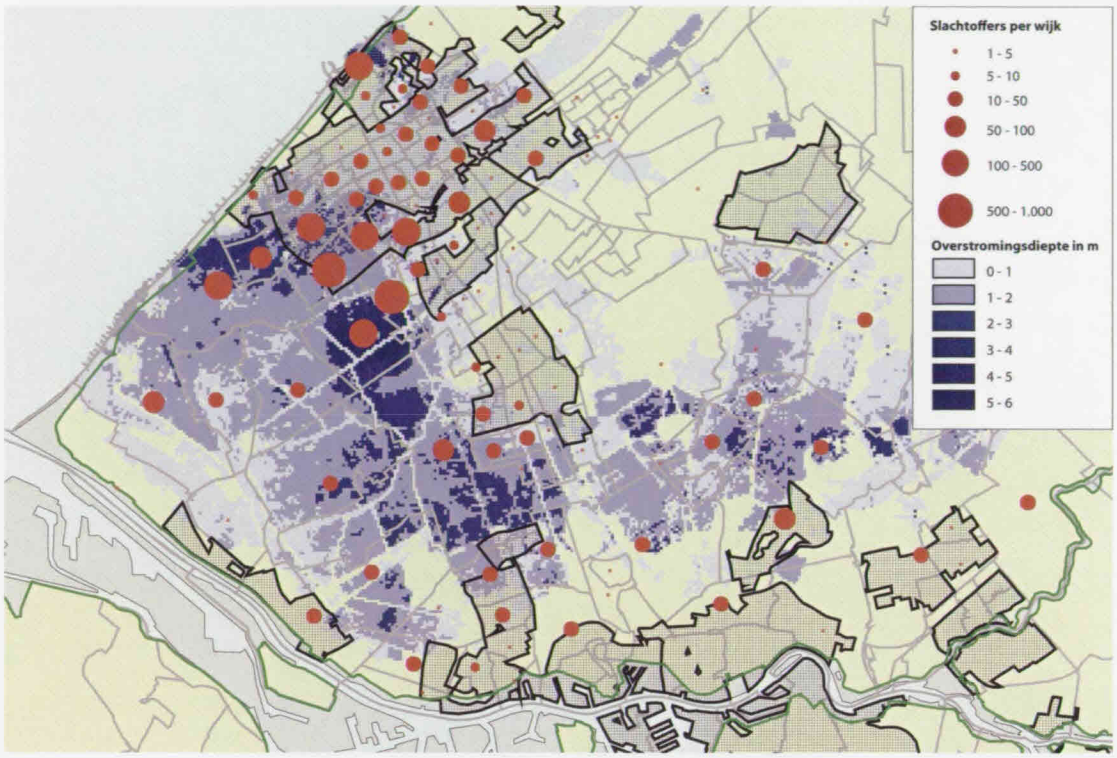
Naast de economische schade is het aantal (dodelijke) slachtoffers bij een overstroming van belang. Internationale ervaringen, bv. de overstroming van New Orléans na orkaan Katrina in het jaar 2005, laten zien dat er veel slachtoffers kunnen vallen als dichtbevolkte en laaggelegen gebieden overstromen. Belangrijke factoren die het aantal slachtoffers bepalen zijn de mogelijkheid om mensen voor de ramp te evacueren en de kenmerken van de overstroming, bv. de waterdiepte en stroomsnelheid. Er vallen vooral veel slachtoffers nabij de bres (door de verwoesting door hoge stroomsnelheden) en in gebieden met grote waterdieptes (op deze plekken zijn de mogelijkheden om een hoger gelegen vluchtplaats te vinden beperkt). Hoewel bij de ramp in New Orléans zo'n 80% van de bevolking vooraf werd geëvacueerd, vielen er toch meer dan 1.000 slachtoffers in en rondom de stad.

Recentelijk is er een methode ontwikkeld om het ***aantal slachtoffers bij een bepaalde overstroming te schatten*** (Jonkman, 2007). Dit gebeurt aan de hand van:

1) De kenmerken van de overstroming: het overstroomd gebied, de diepte, stroom- en stijgsnelheid van het water
2) Het aantal personen dat wordt blootgesteld aan de overstroming. Dit kan gereduceerd worden door mensen vooraf te evacueren
3) Het sterfte percentage (de mortaliteit) onder de door de overstroming getroffen personen. Dit wordt bepaald aan de hand van zogenaamde slachtofferfuncties die een relatie leggen tussen de overstromingskenmerken en het sterfte percentage. Deze slachtofferfuncties zijn vastgesteld op basis van gegevens van historische overstromingen, zoals de Watersnoodramp van 1953 en de overstroming van New Orléans in 2005.

Als voorbeeld is deze methode toegepast voor een extreem overstromingsscenario in Nederland. Aangenomen is dat bij een Noordwesterstorm de zeeweringen bij Den Haag en Ter Heijde doorbreken. Hierdoor loopt een groot deel van Zuid Holland onder water. In totaal worden 700.000 mensen getroffen. Doordat men een storm op de Noordzee pas een dag van tevoren echt met zekerheid kan voorspellen is een volledige evacuatie van dit gebied niet haalbaar. Aan de hand van het ontwikkelde slachtoffermodel wordt geschat dat deze overstroming tot meer dan 3.000 slachtoffers kan leiden. Figuur Figuur 9-54 toont het overstroomde gebied en de locaties waar slachtoffers vallen.

Door dergelijke scenario's uit te werken en te combineren met informatie over de kans van optreden, krijgt men inzicht in het risico. Op basis van deze informatie kan men politieke besluiten nemen over de aanvaardbaarheid van het risico.




**Figuur 9-54 Overstroomd deel van Zuid Holland en slachtoffers bij doorbraken van de zeeweringen bij Ter Heijde en Den Haag (Jonkman, 2007)**

### Effectiviteit van maatregelen

Niet alle ingrepen zijn even effectief maar hebben vaak wel grote gevolgen voor landschappelijke of stedelijke omgeving, en er zijn enorme bedragen mee gemoeid. Zo heeft het verlagen van kribben slechts een gering effect op vergroting van het debiet. Een andere maatregel die in het kader van het project "Ruimte voor de rivier" wordt uitgevoerd, is het verruimen van het rivierbed met al dan niet nevengeulen. Uit hydraulische overwegingen zou dijkverhoging de voorkeur moeten krijgen boven dijkverlegging (zie Voorbeeld 9-1). Voorts is dijkverhoging vaak beter in te passen en dus een prima manier om aan de gewenste veiligheid te voldoen. Onderbouwing van - in eerste instantie - goede maatregelen met hydraulische berekeningen, kan dus leiden tot andere (effectievere) keuzes.

### Toekomst

Voor Nederland, in het bijzonder het westen van het land, heeft klimaatverandering gevolgen echter deze zijn goed oplosbaar. In feite zijn we al jaren bezig ons te verdedigen tegen de hogere waterstand, waarbij ook bodemdaling een rol speelt, zie Figuur 9-56. Op grond van in het verleden opgetreden waterspiegelstijgingen en bodemdalingen kan geconcludeerd worden dat klimaatverandering voor onze waterkeringen geen grote problemen hoeft op te leveren. Het vergt wel een gedegen onderhoudsbudget. Verder is het gewenst om sneller achterstallig onderhoud aan te pakken en toetsverbetering van waterkeringen door te voeren (zie paragraaf 9.1). Daaraan gekoppeld zou herziening van normen nodig kunnen zijn en eventuele verbetering van bepaalde dijkringgebieden moeten worden uitgevoerd.
Buiten Nederland heeft klimaatverandering grote gevolgen voor met name ontwikkelingslanden. Zowel droogtes als overstromingen in bijvoorbeeld Bangladesh zullen alleen met financiële hulp van rijke landen kunnen worden bijgebeend.

**Voorbeeld 9-1**

*We beschouwen een bestaande rivier, waarvan we de dwarsdoorsnede vergroten met 20 %. De breedte is B en de waterdiepte is h, zie Figuur 9-55.*

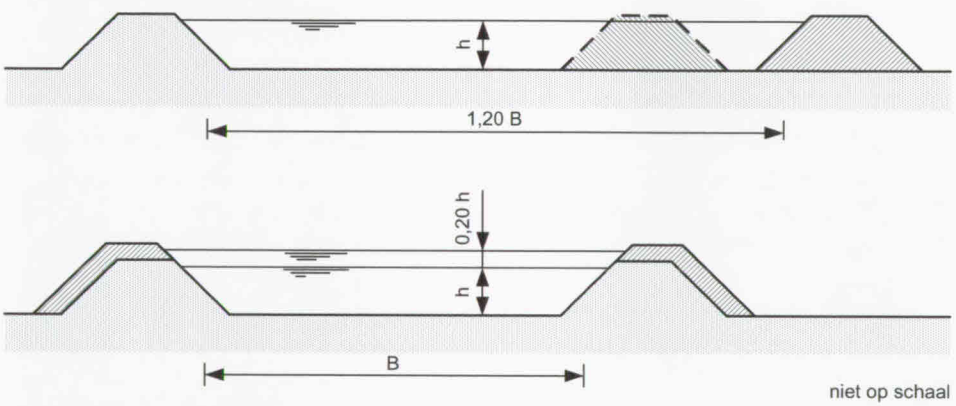
*Dijkverlegging waarbij de breedte B gelijk wordt aan 1,20 B, geeft (met R ≈ h):*

$$Q_{verlegging} = U \cdot A = C\sqrt{Ri} \cdot A = 1{,}2 \cdot C\sqrt{i} \cdot Bh^{3/2}$$ *(ga dit zelf na)*

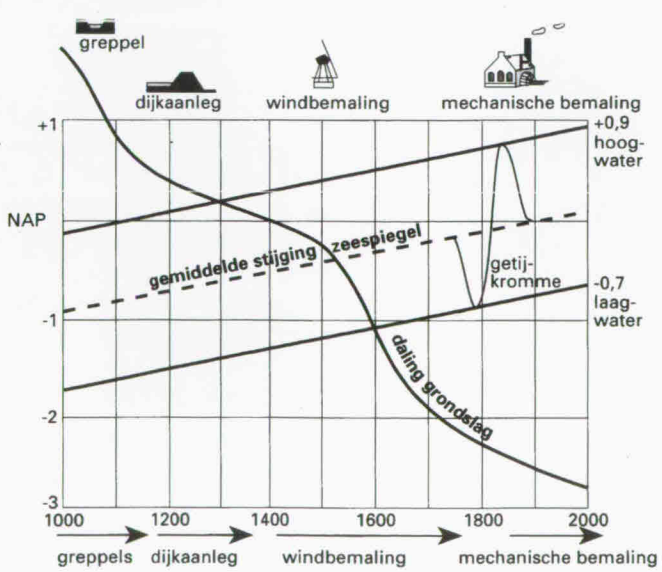
*Dijkverhoging waardoor h kan toenemen tot 1,2 h. Indien we gemakshalve verwaarlozen dat de gemiddelde breedte bij dijkverhoging iets groter wordt, volgt (met R ≈ 1,2 h):*

$$Q_{verhoging} = U \cdot A = \cdots = 1{,}3 \cdot C\sqrt{i} \cdot Bh^{3/2}$$

*Deze beschouwing toont aan dat verhoging 10 % effectiever is. Hierbij hebben we de grotere hydraulische weerstand (C) nog niet eens in rekening gebracht! Dit zal zeker significant zijn wanneer begroeiing in nevengeulen wordt gestimuleerd, zoals in het kader van natuurontwikkeling.*




**Figuur 9-55 Dijkverlegging versus verhoging, met een dwarsdoorsnedevergroting van circa 20 %**




**Figuur 9-56 Schematische weergave van de daling van het veenoppervlak door ontwatering en bemaling (van de Ven, 1993)**

## 9.5 Aanbevolen literatuur

Huis in 't Veld, J.C., et al., *The closure of tidal basins, closing of estuaries, tidal inlets and dike breaches*. Delft: Delft University Press, 1987.

Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC), *Climate Change 2007: The physical science basis, Summary for policymakers*. Geneve: IPCC, 2007.

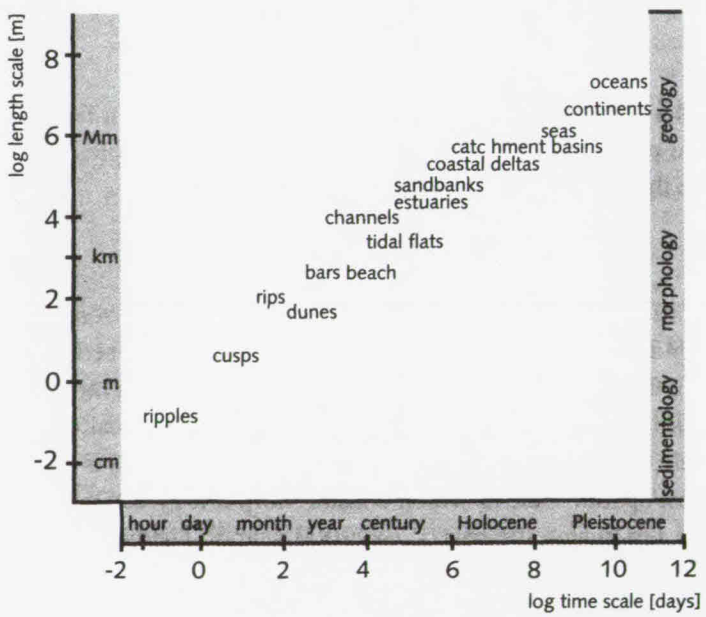
Kok, M., et al., *Schade door overstroming: ervaringen uit New* Orléans. Delft: Technische Universiteit Delft, 2006.

Veen, J. van, *Dregde, Drain, Reclaim, The art of a nation*. Den Haag:Martinus Nijhoff, 1962[5].

# 10 Kustmorfologie en duinen

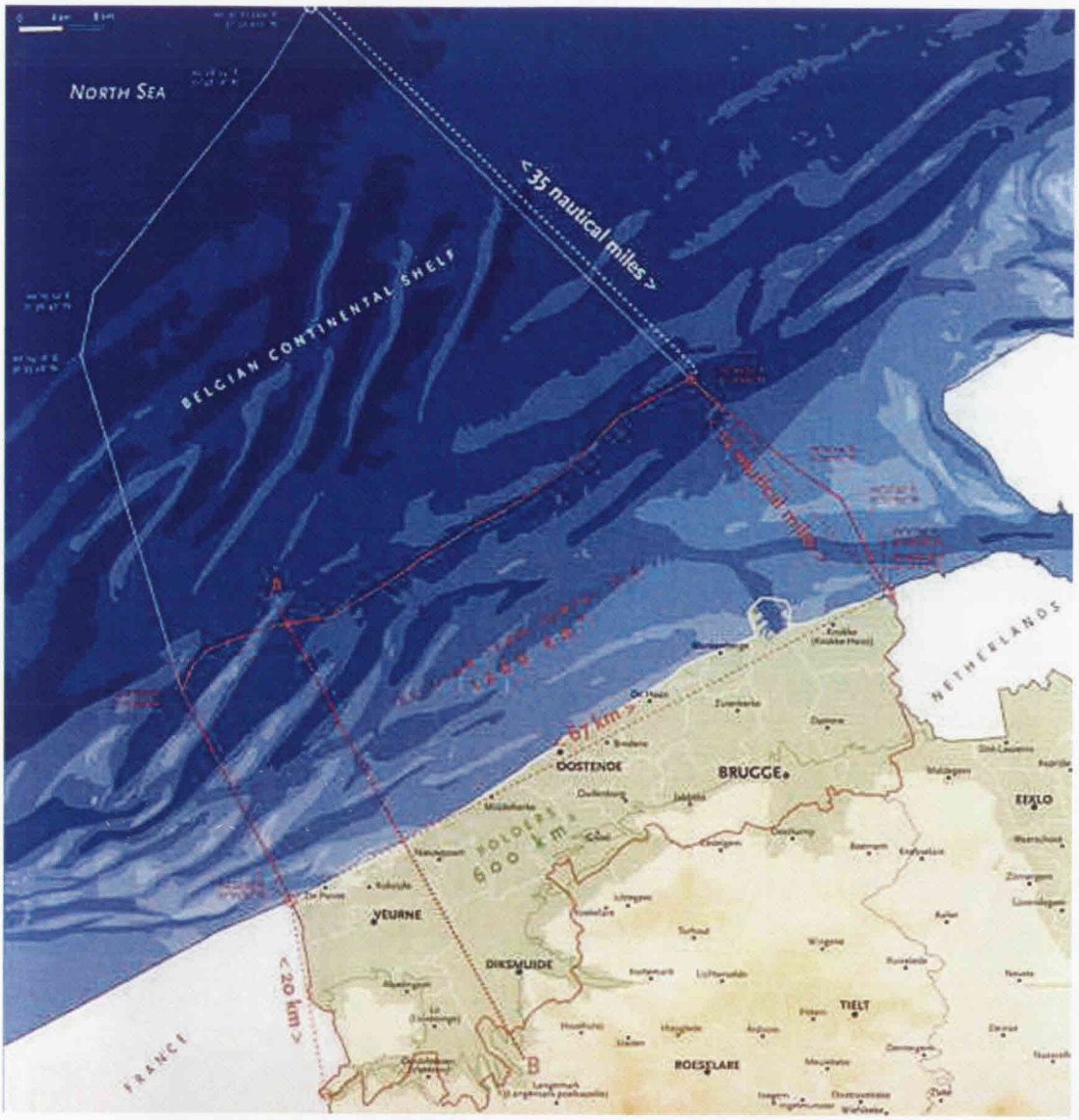
## 10.1 Inleiding

De overgang van land naar zeeën en oceanen bestaat grotendeels uit natuurlijke kusten. Hoewel de invloed van menselijke interventies (bijv. havens, kustverdediging, inpoldering) steeds nadrukkelijker wordt, is de invloed van deze interventies op de schaal van een natuurlijk kustsysteem gezien vrijwel altijd lokaal. Natuurlijk kustgedrag kenmerkt zich door een hoge dynamiek op verschillende tijd- en ruimteschalen. Figuur 10-1 laat zien dat de tijd- en ruimteschalen van verschillende kustsystemen gekoppeld zijn. Hoe groter de ruimtelijke schaal van het fenomeen, hoe groter ook de tijdschaal. Waar de dynamiek op kleinere schaal veelal oscillerend is (bodemribbels, zandbanken in de branding), is de dynamiek op grotere schaal veelal trendmatig op de menselijke tijdschaal (een verdiepend of een verondiepend estuarium, een eroderende of sedimenterende delta). Menselijke interventies hebben tijdschalen van de orde jaren/decennia en 1 tot 100 kilometer. Op deze schalen interfereren deze met het natuurlijke gedrag op deze schalen, terwijl de grotere schalen belangrijke randvoorwaarden vormen en het achtergrondgedrag bepalen. Het is daarom van groot belang het natuurlijke kustgedrag te begrijpen.

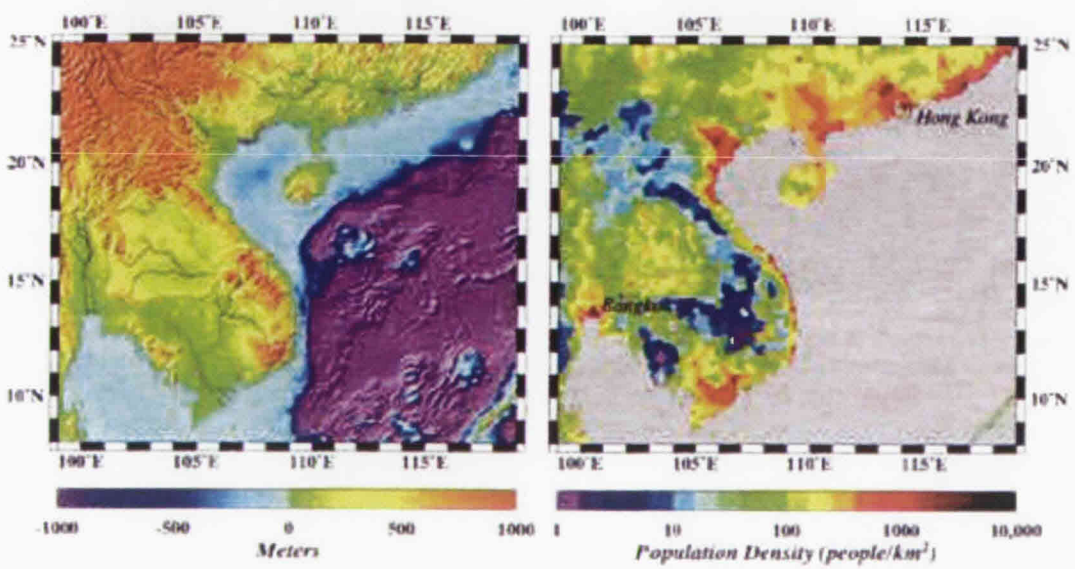



**Figuur 10-1: Geomorfologische kustvormen omvatten een grote range van tijd- en ruimteschalen. De tijd- en ruimteschalen zijn gekoppeld. (Dronkers, 2005)**

De definitie van wat men een kust noemt verschillen nog wel eens. In Nederland wordt de kust veelal in enge zin gedefinieerd. Het strand, de vooroever en de duinen worden beleidsmatig veelal als kust aangeduid. In België is de beleidsmatige definitie ruimer aangeduid (zie Figuur 10-2), waarbij aan de landzijde de overstromingsgevoelige polders bij het kustsysteem zijn betrokken. In de Nederlandse situatie zou dat betekenen dat zo'n beetje de helft van droog Nederland (het deel dat onder NAP ligt) tot de kust behoort.



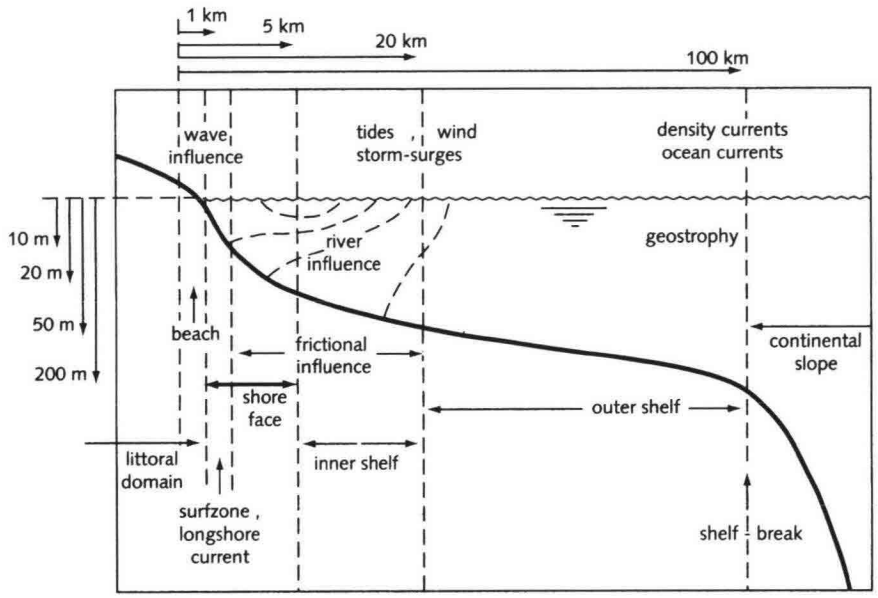

Figuur 10-2: De Belgische definitie van de kust omvat het overstromingsgevoelige kustgebied (met name de polders) en de territoriale zone (het rode gebied). (Belpaeme et al., 2004)




Figuur 10-3: Hoogteligging en bevolkingsdichtheid in Zuidoost Azië. (McFadden et al., 2007)

In de meest uitgebreide definitie van het natte kustsysteem is de kust een continuüm van het strand tot aan de rand van het continentale plat (in Figuur 10-3 is het lichtblauwe deel het continentale plat, Figuur 10-4 geeft de definitie). Verschillende zones kunnen worden onderscheiden gerelateerd aan de sturende hydrodynamische processen en externe forceringen. De zones hebben karakteristieke diepte ranges, maar de overgangen zijn geleidelijk. De intensiteit van de interactie tussen de bodem en de stromingen neemt toe van de rand van het plat naar het strand. Op de schaal van zeespiegelstijging is het morfologisch evenwichtsconcept (dynamisch, want oscillerend op seizoens- en jaarschaal) alleen van toepassing op het strand en de ondiepe vooroever.

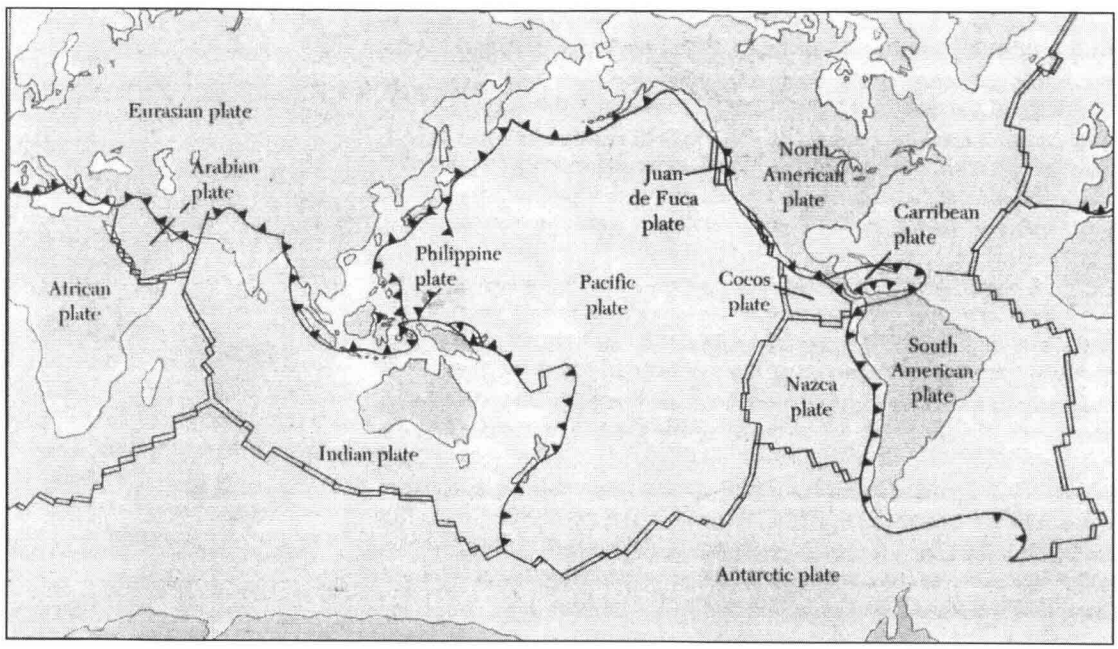
In de meest uitgebreide definitie van het normaal gesproken droge kustsysteem is de kust dat deel van het land of continent dat onder invloed staat of zou kunnen staan van de aangrenzende zee of oceaan. Denk hierbij niet alleen aan hoge waterstanden tijdens stormen, maar ook aan de binnendringing van getijden en zout water in rivieren en estuaria. Figuur 10-3 toont voor Zuidoost Azië de hoogteligging en de bevolkingsdichtheid. Er is sprake van een opvallende correlatie tussen een hoge bevolkingsdichtheid en lage gebieden. Met name is dit het geval voor de rivierdelta's waar Bangkok (Chao Phrya rivier), Ho Chi Min (Mekong rivier), Hanoi (Rode rivier) en Hong Kong en Ghuangzhou (Pearl rivier) liggen. Dit is een wereldwijd fenomeen; laaggelegen kust- en deltagebieden zijn goed bereikbaar over zee, hebben vruchtbare gronden en worden aantrekkelijk gevonden om te leven, wonen en werken. Bijna alle megasteden op de wereld zijn gelegen in dit soort gebieden. Dat deze gebieden gevoelig zijn voor overstromingen, moge duidelijk zijn.




**Figuur 10-4: De natte kustzone in de meest uitgebreide definitie strekt zich uit van het strand tot aan de rand van het continentale plat. (Dronkers, 2005)**

## 10.2 Kusttypen

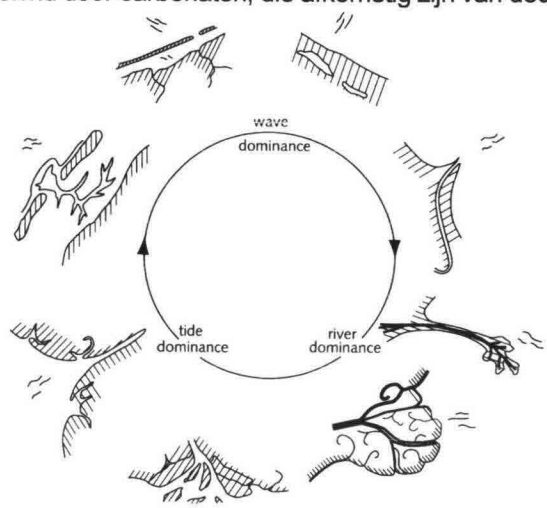
Er is een grote variëteit in kusttypen. Een eerste-orde classificatie van kusttypen is gebaseerd op de inzichten in de tektoniek van aardplaten ontwikkeld in de 1960's. Figuur 10-5 laat zien hoe de onderscheiden dikke continentale en de dunne oceaan aardplaten op sommige plaatsen naar elkaar toe en op ander plaatsen van elkaar af bewegen. Daar waar de convergentie plaats vindt, zoals langs de westelijke noord en zuid Amerikaanse kusten worden de kusten geflankeerd door jonge gebergten, sommige vulkanisch actief en aardbevinggevoelig. Deze kusten hebben veel klif- en bergachtige kustdelen afgewisseld met baaiachtige stranden opgesloten tussen harde outcrops (uitstekende rotsformaties). De oostelijke noord en zuid Amerikaanse kusten en de kusten van Afrika bevinden zich aan de divergerende zijden van de platen. Daar vinden we flauwe sedimentaire kusten, met soms lagunes en barrière eilanden. Een derde categorie zijn de kusten aan omsloten zeeën, zoals de Noordzee en de zeeën aan de continentale kust van Zuidoost Azië. Daar worden deze kusten veelal gedomineerd door delta's, estuaria en lagunes.




**Figuur 10-5: De 12 belangrijke aardplaten zijn voortdurend in beweging. Aangegeven is in welke richting de platen bewegen. (Davis, 1994)**

Als we ons concentreren op de twee laatste categorieën (de eerste kent minder zware kustproblematiek) dan wordt de karakteristieke morfologie van kusten in tweede orde veelal bepaald door de dominante externe forcering. Figuur 10-6 classificeert de karakteristieke morfologie zoals deze zich ontwikkelt in respons op fluviale sediment toevoer, getijdenwerking of golfwerking. Ook enkele intermediaire morfologieën vanuit een gecombineerde rivier-getij dominantie, rivier-golf dominantie en getij-golf dominantie zijn getoond. Morfologische classificatie heeft zin omdat morfodynamische terugkoppeling de diversiteit van kustsystemen beperkt. Echter, elk kustsysteem is uniek als gevolg van de grote complexiteit op subsysteemschaal. Dit komt mede omdat ook andere factoren zoals tektoniek, relatieve zeespiegelstijging, sedimenttoevoer etc. ook een rol spelen.

De karakteristieke kustmorfologie zoals in Figuur 10-6 beschreven betreft sedimentaire kustsystemen, dat wil zeggen kusten waar de morfologie wordt gevormd door sedimenten. Deze sedimenten kunnen variëren van hele fijne kleideeltjes tot aan grind en stenen. De oorsprong van deze sedimenten is in volgorde van prioriteit fluviaal (uit de rivieren), marien (uit zee, maar daar vaak gebracht door rivieren in eerdere geologische perioden) of uit kliffen. In dit college concentreren we ons op zanddeeltjes waarvan de diameter varieert van zeg 100 micrometer tot 1000 micrometer. Deze deeltjes vinden we op veel duin-, strand- en waddenkusten. Deze deeltjes hebben veelal een quartz en/of feldspar oorsprong uit verwering van gebergten. In tropische gebieden zijn veel van deze kusten ook opgebouwd uit zand gevormd door carbonaten, die afkomstig zijn van dode verweerde koraalriffen.

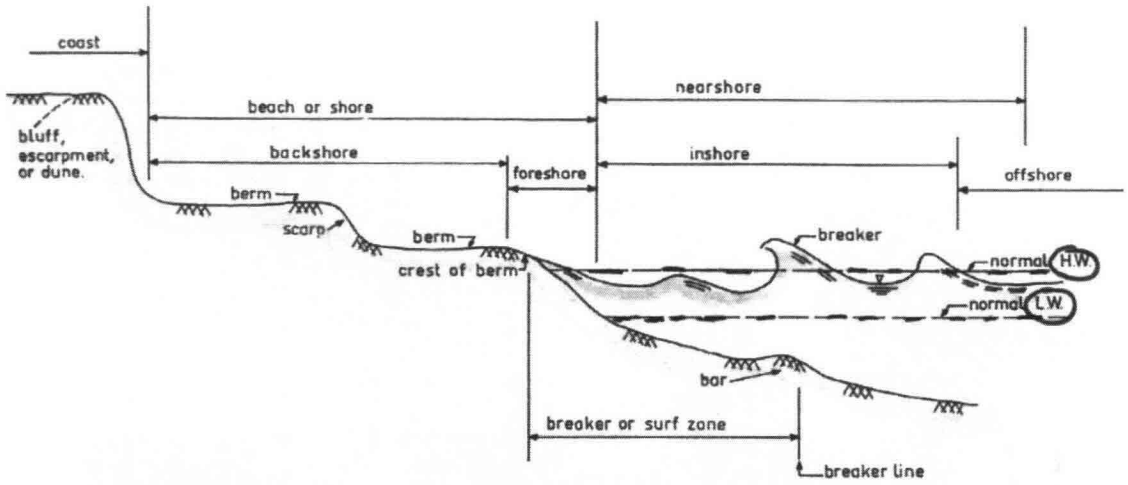



**Figuur 10-6: Karakteristiek morfologieën als functie van de dominate forcering (Dronkers, 2005)**

## 10.3 Basisprocessen aan de kust

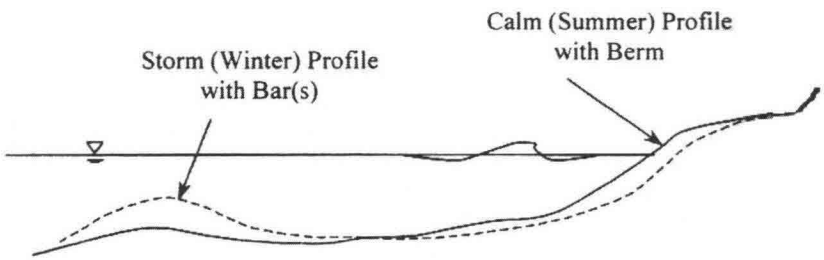
### 10.3.1 Kustbewegingen

Navolgend concentreren we ons op de basisprocessen aan relatief rechte duin-strand kusten, die ons de basiskennis leveren voor veel kustprocessen. De nomenclatuur van de verschillende onderdelen van zo'n kust staat aangegeven in Figuur 10-7, waarbij de kanttekening wordt geplaatst dat dit niet universeel is.




**Figuur 10-7: Engelstalige nomenclatuur van een duin-strandkust (niet op schaal)**

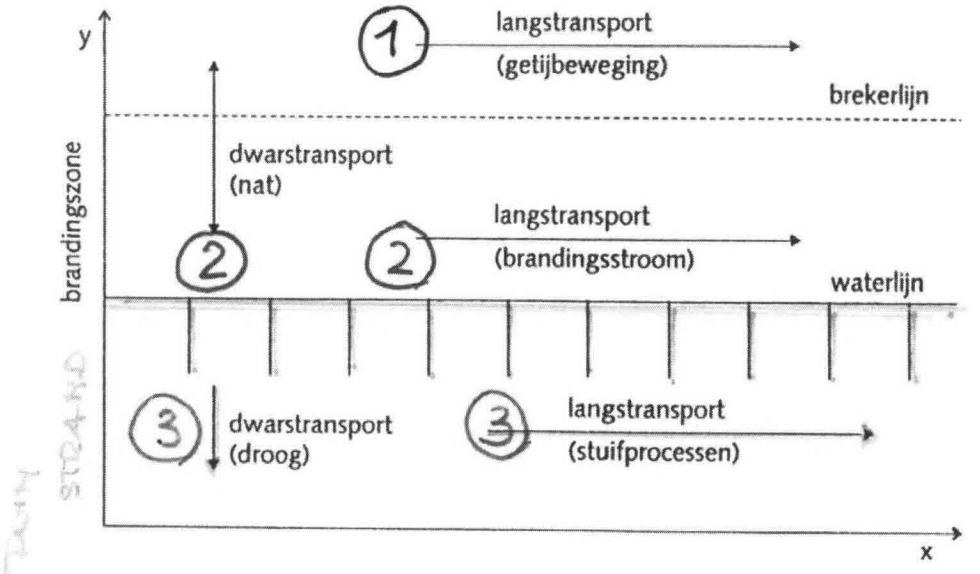
De kustligging (zeg gerepresenteerd door de gemiddelde waterlijn) van dit type natuurlijke kusten vertoont op de schaal van stormen en seizoenen veelal oscillerend gedrag (Figuur 10-8). In de winter en vooral tijdens stormen veroorzaken hoge en lange golven erosie van het strand en soms bij hoge waterstanden ook duinafslag en het geërodeerde zand sedimenteert in de brandingszone, hetgeen leidt tot een smal strand en een relatief flauw kustprofiel. In de zomer tijdens lagere en kortere golven wordt het zand weer strandwaarts en duinwaarts getransporteerd. Ook in langsrichting kan er sprake zijn van oscillaties zoals strandhoornen (lengteschaal tientallen meters) of door kustnabij bankgedrag al dan niet versterkt door muistromen (lengteschaal honderden meters).




**Figuur 10-8: Zomer en winterprofiel (Kamphuis, 2000)**

Genoemde kustlijn oscillaties zijn in de regel ondergeschikt aan de langjarige trends in kustlijnligging als gevolg van zandverlies door gradiënten in langstransport. Scheef invallende golven die breken in de brandingszone veroorzaken een gradiënt in de langscomponent van de door golven veroorzaakte impulsafname die gecompenseerd wordt door een langstroming (die een compenserende bodemschuifspanning genereert) in de richting van de invallende golven. Deze langsstroming transporteert zand dat door de golven in de branding wordt opgewoeld. Zolang dit langstransport niet verandert blijft de kustligging ongemoeid, maar als dit langstransport in kustlangse richting verandert (door kustoriëntatie veranderingen) of beïnvloed wordt (door palenrijen of strandhoofden) of sterk onderbroken wordt (door havenhoofden of zeegaten) erodeert of sedimenteert de kust omdat de verandering van het langstransport ten koste gaat of ten goede komt aan het kustprofiel. Dit proces levert de "coastal engineer" zijn belangrijkste taak wereldwijd.

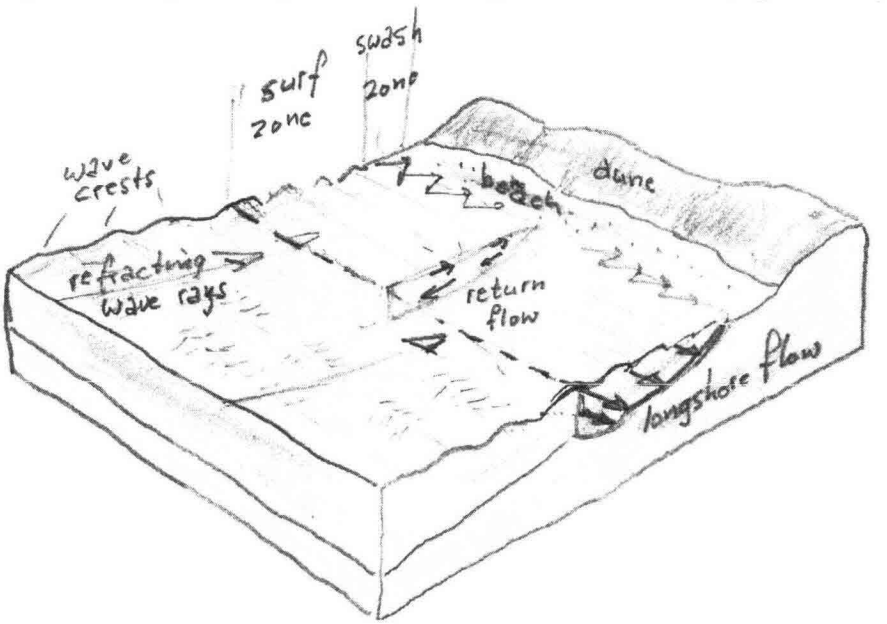
Een overzicht van de verschillende kustlangse en dwarse transporten als gevolg van golven, getijden en wind is schematisch aangeduid in Figuur 10-9.




**Figuur 10-9: Sedimenttransport in langs- en dwarsrichting (TAW, 1995)**

## 10.3.2 Stromingen aan de kust

Stromingen dichtbij de kust, zeg in en nabij de brandingszone, worden vooral veroorzaakt door golfgedreven krachten, met name doordat golven impulsverlies leiden door breking. Wind- en getijden kunnen een bijdrage leveren, maar dat is van lagere orde, in tegenstelling tot de situatie buiten en ver buiten de brandingszone. Impulsverlies van golven leidt tot drie belangrijke stromingen. In volgorde van belang zijn dat de langsstroming, de retourstroming en de muistromen (Figuur 10-10).




**Figuur 10-10: Karakteristieke brandingsstromingen**

De langsstroming $V_y$ kan worden berekend uit het evenwicht tussen gradiënt in de langscomponent van de door golven veroorzaakte impulsafname en de door de langsstroming gegenereerde bodemschuifspanning. Lineaire schattingen van de impulsafname gecombineerd met een simpel brekermodel, t.w. de golfhoogte in de brandingszone is te benaderen als $H = \gamma h$ dwz de golfhoogte is

een constante ($\gamma$ orde 0.5 a 0.8) maal de lokale waterdiepte $h$, leidt tot de volgende uitdrukking voor de langsstroom aan de rand van de brandingszone waar de diepte is $h_b$ (zie Fredsoe et al, 1992):

$$V_{yb} = \frac{5}{16}\pi g f_w^{-1} \gamma h_b m \frac{\sin \varphi_0}{c_0}$$

waarin:
$f_w$ = de langsstroom geïnduceerde wrijvingscoëfficiënt [-]
$m$ = de bodemhelling [-]
$\varphi_0$ = de diepwater golfsinvalshoek [°]
$c_0$ = de diepwater fasesnelheid [m/s]

Op een willekeurige locatie $y$ in de brandingszone geldt:

$$V_y = \frac{5}{16}\pi g f_w^{-1} \gamma h\, m \frac{\sin \varphi_0}{c_0}$$

Als de bodemhelling constant is verloopt het langsstroomprofiel lineair van de brandingszone rand naar de kustlijn. Door horizontale uitwisseling ontstaat het profiel zoals aangegeven in Figuur 10-10.

De retourstroming in de brandingszone die optreedt in de onderste waterlaag beneden het golfdal is het gevolg van een combinatie van compensatie van golfgeïnduceerde Stokes' massa flux en van golfbreking geïnduceerde rollertransport, omdat de kust gesloten is (i.e. geïntegreerd over de diepte is de massa flux dus 0). Bij benadering kan de retourstroming op de halve waterdiepte worden uitgedrukt als (zie Stive, 1988):

$$u_r = 0.1\sqrt{\frac{g}{h}}H = 0.1\gamma\sqrt{gh}$$

We vergelijken dit met de orbitaalsnelheid in ondiep water. De algemene uitdrukking voor de orbitaalsnelheid reduceert voor ondiep water tot:

$$\hat{u} = \frac{\pi HL}{T 2\pi h} = \frac{H}{2h}c = 0.5\gamma\sqrt{gh}$$

De retourstroom is dus bij benadering 20% van de maximale orbitaalsnelheid. Onder een brekende golf van 2,5 m bedraagt de retourstroom ongeveer 0,3 m/s en de orbitaalsnelheid 1,5 m/s.

Muistromen zijn stromingen min of meer loodrecht op de kust, die onder bepaalde omstandigheden kunnen optreden. Het zijn feitelijk instabiliteiten in de langsstroming al dan niet getriggerd door een constructie (bijv strandhoofden of kunstmatige surfriffen) of een outcrop. Als ze voorkomen zonder triggering komen ze veelal voor met een zekere regelmaat langs de kust, met afstanden in de orde van de breedte van de brandingszone. Muistromen zijn het sterkst aan de oppervlakte en kunnen ruim meer dan 1 m/s sterk zijn. In Australië verdrinken meer mensen in muistromen dan door haaien die aanvallen. Door rustig parallel aan de kust te gaan zwemmen kan een zwemmer uit een muistroom ontsnappen.

### 10.3.3 Profiel brandingszone

De helling van het kustprofiel in de brandingszone, $m$, is gerelateerd aan de diameter van het sediment. Grotere sedimentkorrels resulteren in steilere stranden. De helling van het kustprofiel in de brandingszone is een functie van de parameter $H/D_{50}$, die de verhouding aangeeft van de krachten die op de korrels werken, t.w. de verplaatsende kracht en de zwaartekracht:

$$m = 1.8\left(\frac{H_b}{D_{50}}\right)^{-1/2} \qquad (10.1)$$

Een verklaring voor deze uitdrukking luidt: steile stranden resulteren in sterke energie-dissipatie (krullende brekers) zodat fijne deeltjes makkelijk verplaatsen naar dieper water en de grovere korrels blijven over.

De helling van het brandingszone profiel bestaat niet uit een rechte helling. Het profiel heeft gewoonlijk een parabolisch verloop. Zoals besproken bestaan er geen statische evenwichtsprofielen, alleen dynamisch omdat er op seizoenschaal fluctuaties zijn. Echter, langjarig gemiddeld kunnen we wel een evenwichtsprofiel vinden. Het blijkt dat het onderwaterdeel van het kustnabije profiel vanuit vele observaties benaderd kan worden door:

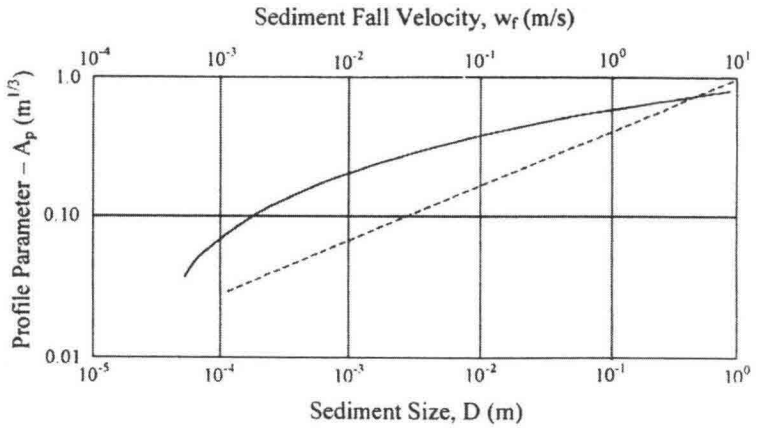
$$h = A_p x^{2/3}$$

waar $x$ de afstand is vanaf de gemiddelde waterlijnligging. Dichtbij en op de waterlijn geldt deze vergelijking niet (zeg vanaf een diepte van orde 1 meter) en voldoet een minder steile, rechte helling beter. De profielcoëfficiënt $A_p$ wordt in het algemeen beschreven als een functie van de korreldiameter (zie Figuur 10-11).

Een eenvoudiger verband voor de profielcoëfficiënt is een proportionaliteit met de valsnelheid (zie Figuur 10-11):

$$A_p = 0.5 w_f^{0.44} \qquad (10.2)$$

Als we vgl (10.2) vergelijken met vgl (10.1) lijkt (10.2) alleen de sedimenteigenschappen te bevatten, hetgeen wellicht te simplistisch is. De verklaring ligt in het feit dat de profielcoëfficiënt empirisch is afgeleid door over een heleboel profielen te middelen zodat impliciet gemiddeld is over alle golfhoogten.




**Figuur 10-11: De profielcoëfficiënt Ap als functie van korrelgrootte (getrokken lijn) en als functie van de sediment valsnelheid (gestippelde lijn). (Kamphuis, 2000)**

Vanaf een bepaalde diepte zijn de golven niet meer bepalend voor het profiel en zijn de veranderingen zeer langzaam (tientallen jaren). Deze diepte wordt veelal aangeduid als sluitdiepte (Eng: closure depth, $h_c$). Een eenvoudige aanduiding luidt:

$$h_c = 1.6 H_{s,12}$$

waarin $H_{s,12}$ de significante golfhoogte is die gemiddeld 12 uur per jaar voorkomt. Het is gebruikelijk aan te nemen dat zand dat door gradiënten in het langstransport of door afslag in het profiel geborgen of geërodeerd wordt in c.q. uit de profiel zone komt tussen de duinvoet en de sluitdiepte. Het is dus dit profiel dat vooruit of achteruit schuift bij aanzanding c.q. erosie.

## 10.3.4 Kustlangs sedimenttransport

Een van de belangrijkste kustprocessen is het sedimenttransport langs de kust. In de brandingszone woelen de brekende golven het sediment op dat door de langsstroming wordt getransporteerd. Men spreekt ook wel van de zandrivier langs de kust. De richting van het transport is de richting waaruit de golven op de kust aankomen. Omdat langs de meeste kusten het golfklimaat varieert vindt er zowel transport in de ene als in de andere richting plaats. Langs energetische kusten kan het bruto transport in de ene en in de andere richting vele 100.000 $m^3$/jaar zijn, netto transport is een orde lager zeg orde 100.000 $m^3$/jaar. Langs minder energetische kusten zoals de Middellandse zee is dit weer een orde minder.

Om het langstransport te berekenen kunnen we in theorie gebruik maken van een lokale schatting door de sedimentconcentratie opgewoeld door de orbitaalbeweging te berekenen en die met de snelheid van de langsstroming te advecteren. In de praktijk is dat niet eenvoudig en is een numeriek model nodig dat gekalibreerd dient te worden. Data daarvoor zijn niet echt makkelijk te verkrijgen. Veelal wordt daarom gebruik gemaakt van zogenaamde bulkformules, d.w.z. formules die het over de breedte van de brandingszone geïntegreerde transport beschrijven. Deze bulkformules relateren het netto bulktransport aan enkele representatieve golf- en soms ook strand-parameters. Twee bekende formules zijn de CERC-formule (van het Coastal Engineering Research Centre van de US Army Corps of Engineeers, uit 1984) en de Kamphuis-formule (1991).
Een uitdrukking (er zijn er een aantal) voor de CERC –formule luidt:

$$Q_c = 2.2\times10^6 \frac{H_{sb}^{5/2}}{\gamma_{sb}^{1/2}} \sin(2\alpha_b)$$

waarin:
$Q_c$ = het netto langstransport is [$m^3$/jaar]
$H$ = de representatieve golfhoogte [m]
$\alpha_b$ = de hoek van golfinval op de brekerlijn [°]
en de subscripts *s* en *b* indiceren de significante waarde en brekerlijn.

De formule van Kamphuis luidt:

$$Q_k = 6.4\times10^4 H_{sb}^2 T_p^{1.5} m_b^{0.75} D^{-0.25} \sin^{0.6}(2\alpha_b)$$

waarin:
$Q_k$ = het netto langstransport is [$m^3$/jaar]
$T_p$ = de piekperiode [s]
$m$ = de kustprofielhelling [-]
$D$ = de sediment diameter [m]

Voor grotere waarden van de golfhoogten geeft CERC vaak een overpredictie. Merk op dat de CERC-formule in tegenstelling tot die van Kamphuis geen hellingseffecten en geen periode effect heeft. De mogelijke reden voor het eerste is dat een grotere D een grotere helling geeft, hetgeen in de Kamphuis-formule elkaar compenseert.

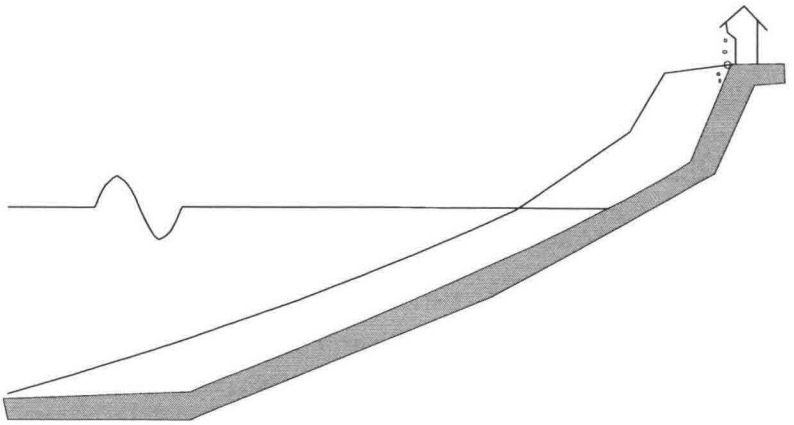
Op zichzelf leidt langstransport niet tot verstoring van het evenwicht in een bepaald dwarsprofiel. Immers, zolang het transport langs de kust niet met de plaats varieert, is er geen sprake van een netto toe- of afname van de hoeveelheid zand in een dwarsprofiel. Pas wanneer er een gradiënt in het langstransport langs de kust is zal er een evenwichtsverstoring ontstaan. Op grond van continuïteitsoverwegingen kan men stellen:

$$\frac{dS}{dx} = \frac{dP}{dt} = h_c \frac{dx_{WL}}{dt}$$

waarin:
$S$ = langstransport [$m^3$/jaar]
$x$ = afstand langs de kust [m]
$P$ = de hoeveelheid zand in een dwarsprofiel [$m^3$/m]

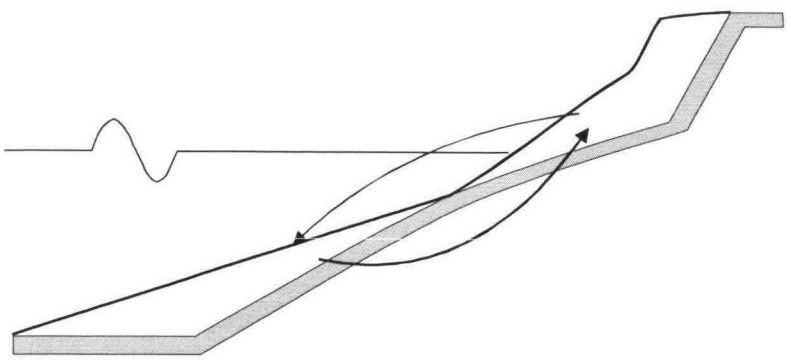
$t$ = tijd [jaren]
$h_c$ = de sluitdiepte [m]
$x_{WL}$ = de ligging van de waterlijn, representatief voor het kustprofiel [m]

Een gradiënt in het langstransport kan ontstaan door variatie van de golfhoogte of golfrichting langs de kust, bijvoorbeeld onder invloed van voor de kust gelegen eilanden, of onder invloed van een natuurlijke buiging van de kust. De gevolgen van erosie door een gradiënt in het langstransport zijn weergegeven in Figuur 10-12. Omdat we hier kijken naar een over langere tijd gemiddeld dwarsprofiel, veronderstellen we dat profiel constant.



**Figuur 10-12: Gevolg van erosie door een gradiënt in het lanstransport**

Op kortere tijdschalen zal onder invloed van de wisselende hydraulische randvoorwaarden de vorm van het profiel zich continu wijzigen, op weg naar de evenwichtstoestand die behoort bij de momentane randvoorwaarden. Dit kan leiden tot aanzienlijke zandverplaatsingen loodrecht op de kust. De duinen vervullen daarbij de rol van buffervoorraad. Bij een zware storm zal het profiel een flauwere helling willen aannemen. Het hiervoor benodigde zand komt vrij door erosie van de zeezijde van de duinformatie, ter plaatse van de duinvoet. In een rustige periode volgend op een dergelijke storm wordt het zand weer in de richting van de kust getransporteerd in een steiler profiel, dat overeenkomt met het langjarige gemiddelde profiel. In de loop van de tijd wordt de erosie van de duinenrij tenietgedaan doordat zand van het strand in de duinformatie stuift (zie Figuur 10-13). Vergelijking met Figuur 10-12 toont aan dat de direct zichtbare gevolgen gelijk zijn in beide gevallen. De verschillen blijken pas wanneer de ligging van de onderzeese oever in de beschouwingen wordt betrokken.

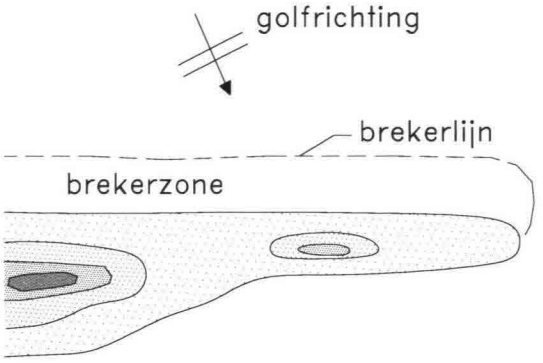


**Figuur 10-13: Duinafslag en herstel van kustprofiel**

Het langstransport heeft natuurlijk belangrijke gevolgen voor openingen in de kustlijn. Daar waar de diepte plaatselijk groter is zullen geen golven breken. Het zandtransport langs de kust wordt dan nul. Er zal dus zand worden afgezet in het verlengde van de (onderbroken) brekerzone, hetgeen tot sluiting van de opening kan leiden via de vorming van een zogeheten spit (zie Figuur 10-14).

Wanneer door de genoemde opening in de kust ook stroomsnelheden optreden bijvoorbeeld ten gevolge van getijbeweging of rivierafvoer zal een opening overblijven die wordt bepaald door de verhouding tussen het langstransport en de zandtransportcapaciteit van de stroming in de opening.

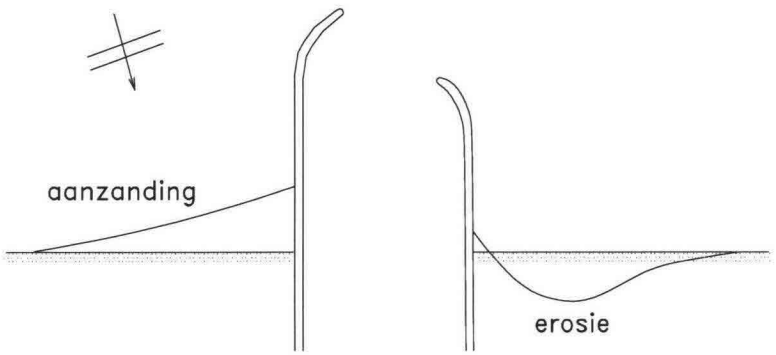
Door het langstransport zal zand worden afgezet in de monding van een rivier of de zeearm. Een van de oevers van de opening zal gaan aangroeien, de andere oever ondergaat erosie. Er ontstaat een zich verplaatsende spit, die de monding meeneemt in zijn verplaatsing.




**Figuur 10-14: Spit**

## 10.4 Harde en zachte interventies aan de kust

Kunstmatige onderbrekingen van de kustlijn zoals bijvoorbeeld t.b.v. een haveningang verstoren het langstransport. Een golfbreker, die wordt gebouwd om de haveningang te beschermen tegen de invloed van stroom en golven heeft dan ook een belangrijke derde functie, n.l. het verhinderen van verzanding van de toegangsgeul door het zandtransport langs de kust. Om het zandtransport effectief te onderbreken zal de golfbreker tot buiten de brekerzone moeten worden uitgebouwd. Dit leidt tot onderbreking (dus een gradiënt) van het langstransport. Hierdoor zal aan de "bovenstroomse" zijde van de golfbreker aanzanding optreden door zand dat de golfbreker niet kan passeren. Aan de "benedenstroomse" zijde zal de zandtransportcapaciteit gelijk blijven, er is echter geen aanvoer van zand aangezien dit wordt onderbroken door de golfbreker. Het zandtransport zal dan dus plaatsvinden ten koste van het aanwezige zand in het dwarsprofiel, m.a.w. erosie (Figuur 10-15).



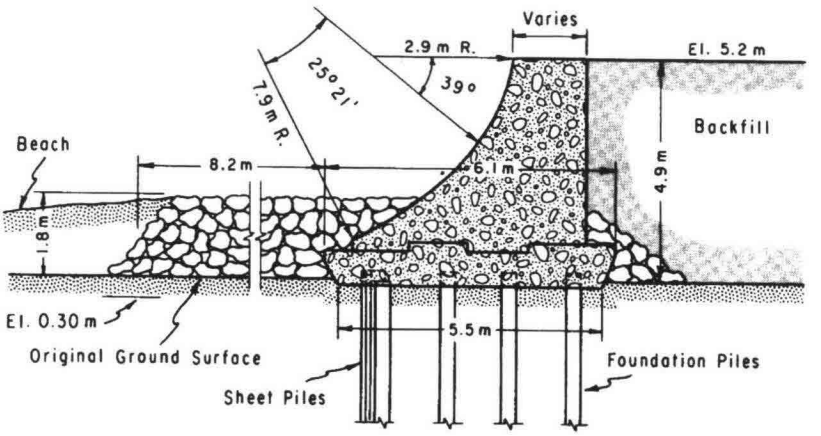

**Figuur 10-15: Effecten van havendammen**

Veelvuldig wordt geprobeerd erosie van een zandige kust tegen te gaan door het aanbrengen van constructies die het zand vast moeten houden, zoals strandmuren (Figuur 10-16) en strandhoofden (Figuur 10-17).

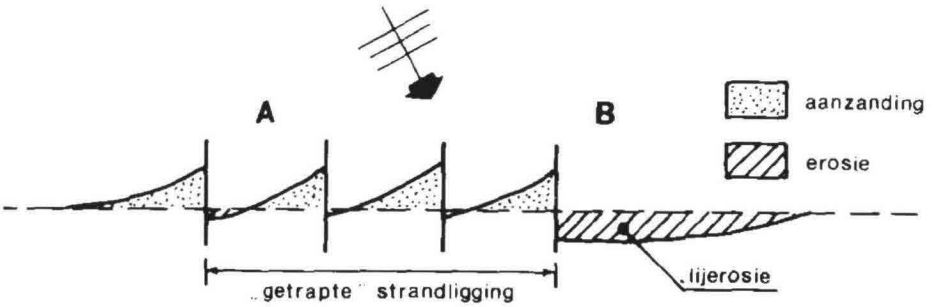
Het zal duidelijk zijn dat een strandmuur geen compensatie kan bieden voor erosie door een voortgaand zandverlies in langsrichting. Ook voor de fluctuaties in het dwarsprofiel biedt een strandmuur slechts beperkte mogelijkheden. Indien zich in extreme omstandigheden een flauw profiel vormt, en het zand kan door de strandmuur niet uit het duin komen, dan zal een erosiekuil ontstaan aan de voet van de muur, met alle gevolgen voor een mogelijk stabiliteitsverlies.

Strandhoofden zijn in staat om het langstransport te verhinderen of verminderen, waardoor de voortdurende erosie tussen de hoofden inderdaad wordt gestopt. Daar waar de rij strandhoofden

ophoudt treden echter dezelfde problemen opnieuw op. De erosie wordt dus door het aanbrengen van strandhoofden verplaatst, niet gestopt.

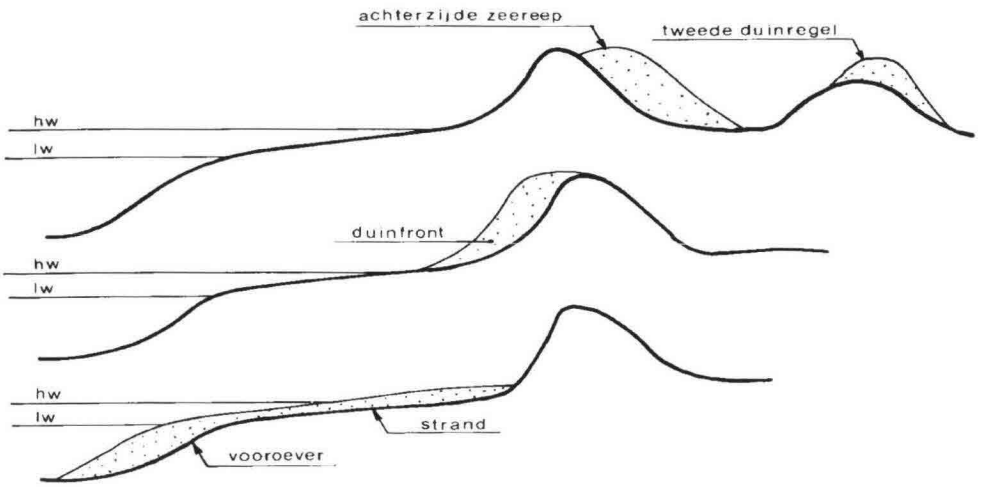



**Figuur 10-16: Strandmuur**




**Figuur 10-17: Kustontwikkeling bij stelsel van strandhoofden**

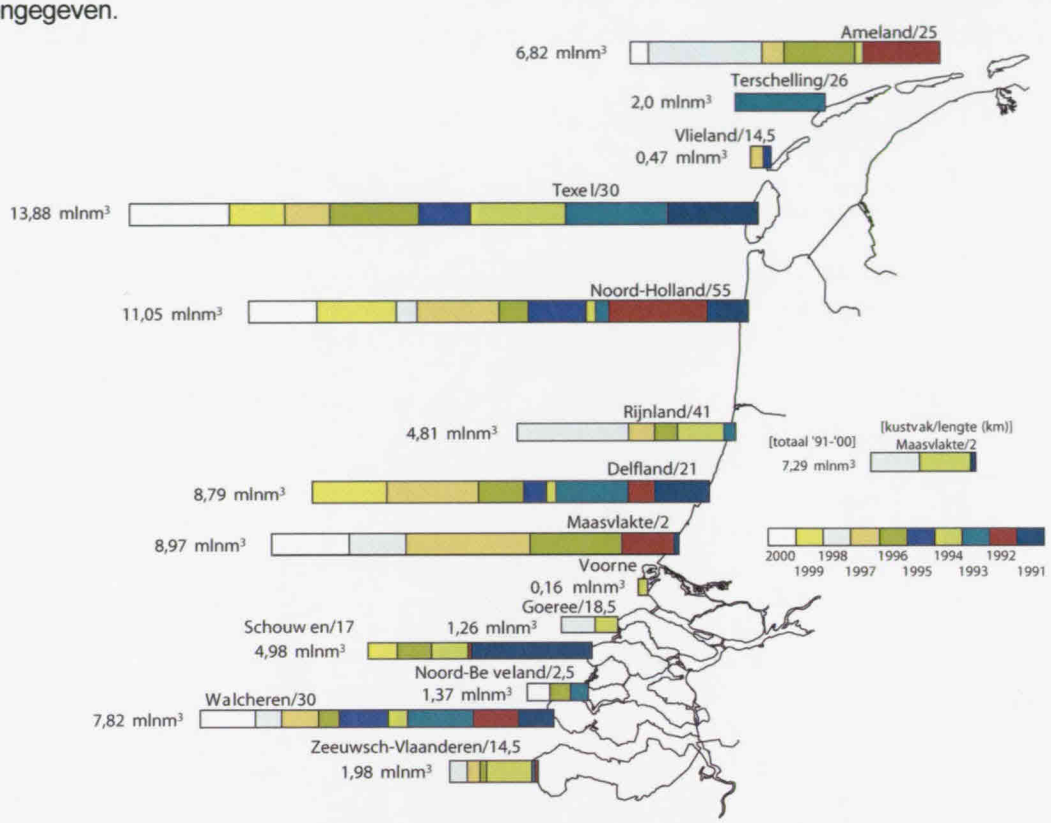
Tegenwoordig wordt het evenwicht van een eroderende kust vaak hersteld door het kunstmatig aanbrengen van grote hoeveelheden zand. Deze methode is technisch en economisch mogelijk geworden door de ontwikkelingen in de baggerindustrie: grote producties en lage eenheidsprijzen. Afhankelijk van het doel van de zandsuppletie wordt een specifieke plaats in het dwarsprofiel van de kust gekozen voor het aanbrengen van de suppletie, zie Figuur 10-18.



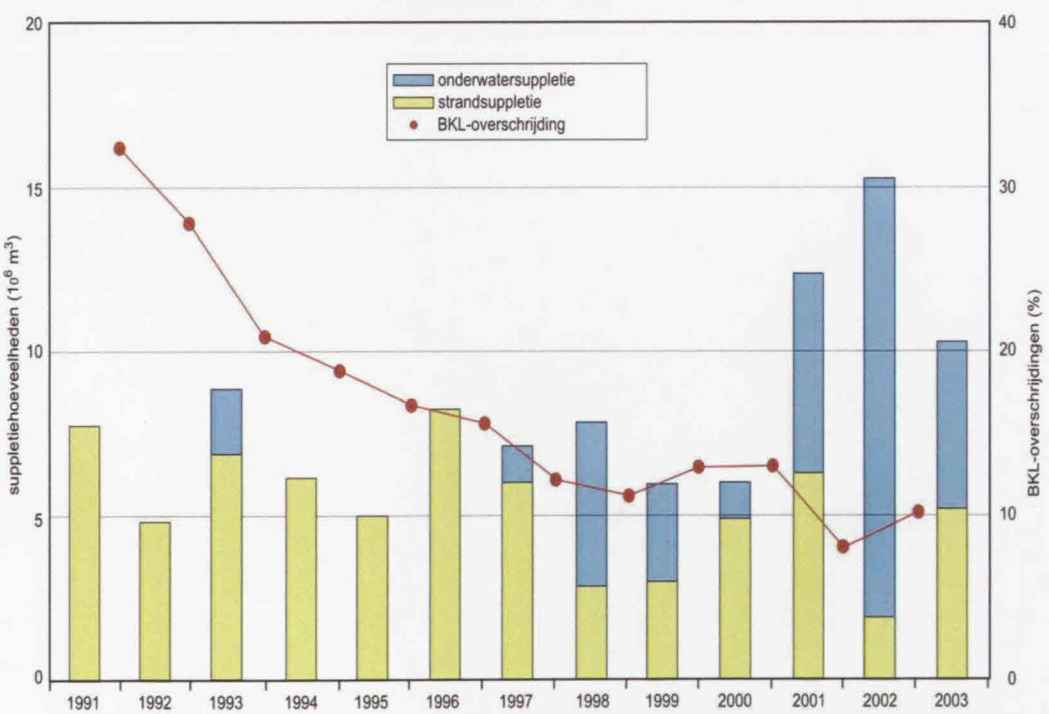

**Figuur 10-18: Mogelijke locaties van zandsuppletie in het kustprofiel**

Tot aan de jaren 1970 werden in Nederland vooral harde constructies toegepast in de strijd tegen erosie en overstroming. Vroege voorbeelden zijn de Delflandse hoofden en de Hondsbossche en Pettemer zeewering. Beroemde voorbeelden zijn ook de Afsluitdijk (1932) en de Deltawerken (jaren 1960 – 1990), waarbij het principe van verkorting van de kustlijn is toegepast. Sinds 1970 werden

suppleties ingevoerd en met de Eerste Kustnota (1990) is het principe ingevoerd dat de ligging van de basiskustlijn (BKL) wordt vastgehouden middels suppleties. Tegenwoordig worden de meeste suppleties uitgevoerd als onderwateroever suppleties. Een overzicht van de suppleties uitgevoerd in de jaren 1991-2000 is gegeven in Figuur 10-19. In Figuur 10-20 is aangegeven of het een strandsuppletie of onderwatersuppletie betrof. Hierin staan tevens de BKL-overschrijdingen aangegeven.




**Figuur 10-19: Suppletiehoeveelheden in de periode 1991-2000 (Roelse, 2002)**




**Figuur 10-20 Suppletiehoeveelheden en BKL-overschrijdingen Nederlandse kust in de periode 1991-2003 (RIKZ)**

## 10.5 Aanbevolen literatuur

d' Angremond, K., en E.T.J.M. Pluim - Van der Velden, *Introduction to Coastel Engineering*. Delft: VSSD, 2001.

Kamphuis, J.W., *Introduction to coastal engineering and management*. Singapore: World Scientific, 2000.

Rijkswaterstaat (RWS), *Handboek Zandsuppleties*. Delft: Waltman, 1988.

Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), *Basisrapport zandige kust, Behorende bij de leidraad Zandige kust*. Delft: TAW, 1995

U.S. Army Corps of Engineers, *Coastal Engineering Manual, EM 1110-2-1100*. Washington, D.C.: U.S. Army Corps of Engineers, 2002.

# 11 Dijken en (haven)dammen

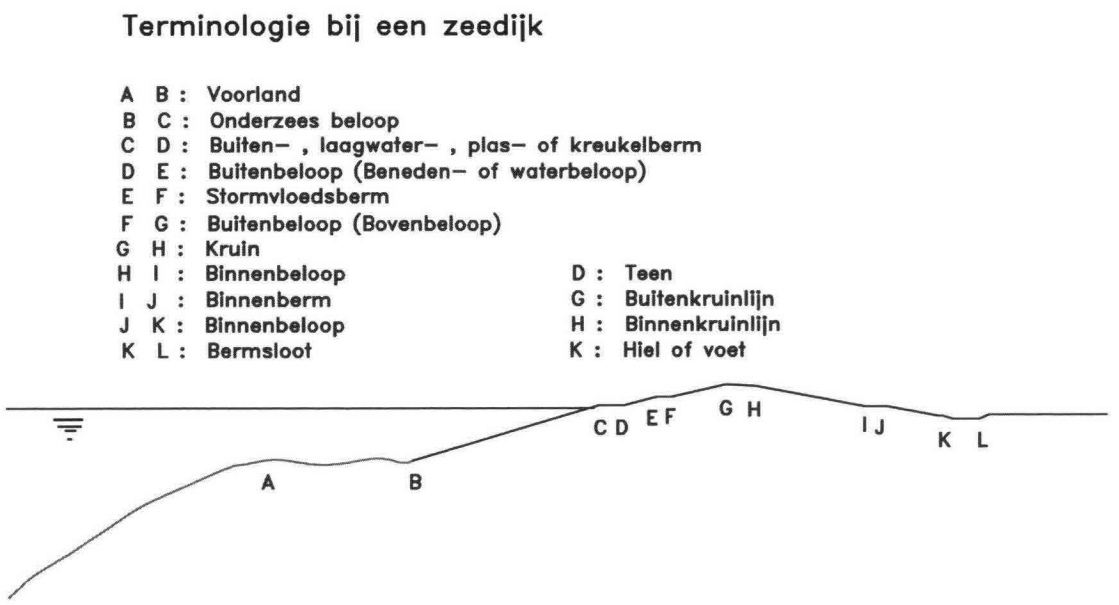
## 11.1 Algemene beschrijving van een dijk

Dijken worden aangelegd op een grondslag die zool, zate of staal wordt genoemd en die op verschillende hoogten kan liggen.

De allereerste dijken langs de bovenrivieren zijn gebouwd op de uiterwaarden of op de hoge oeverwallen. In het tijgebied zullen ze zijn gebouwd op een hoog gelegen voorland: een rijp gors, kwelder of schor, dat tot de hoogte van hoogwater en soms nog hoger kan zijn opgewassen.

Later bouwde men ook dijken op een lager gelegen grondslag. De zate kan daarbij liggen tussen laagwater en hoogwater (rauw slik of wad), maar ook beneden laagwater, zelfs tot op grote diepte daaronder (bijvoorbeeld bij de Deltadammen).

Het dwarsprofiel van dijken is in het algemeen trapeziumvormig. De zijdelingse begrenzingsvlakken van een dijklichaam, die hellend zijn, worden belopen of taluds genoemd, zie Figuur 11-1. Het beloop dat de hoogste waterstanden keert, is het buitenbeloop, het talud aan de andere zijde, waar minder hoge waterstanden worden gekeerd (bij dammen) c.q. waar de het dijkringgebied ligt, is het binnenbeloop. Het buitenbeloop wordt wel onderbroken door een berm (op ontwerppeil): de stormvloedberm. Het deel van het buitentalud boven deze berm is het bovenbeloop, het deel daar beneden het beneden- of waterbeloop. Het binnentalud wordt ook wel onderbroken door een of meer bermen, vooral wanneer het een grote lengte zou krijgen. De onderrand van het buitenbeloop heet de teen van de dijk en de onderrand van het binnenbeloop de hiel of voet van de dijk.
Het bovenbeloop wordt aan de bovenzijde begrensd door de buitenkruinlijn, het binnenbeloop door de binnenkruinlijn. Tussen de binnen- en buitenkruinlijn ligt de kruin.



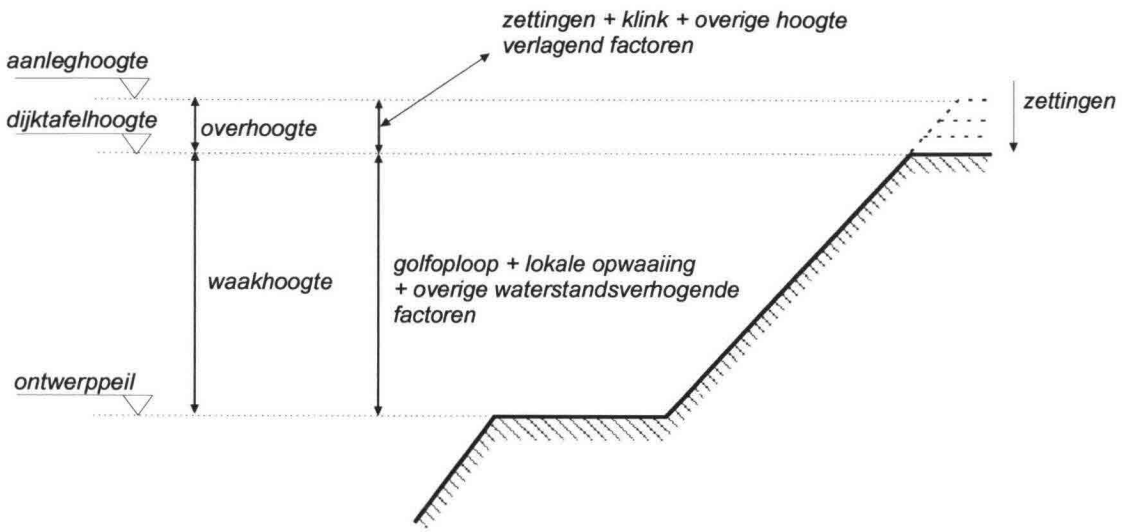

**Figuur 11-1: Enige benamingen bij een zeedijk. Zate tussen LW en HW**

Als het voorland tussen hoogwater en laagwater ligt, dan brengt men daarop vaak een verdedigde buiten-, laagwater-, plas- of kreukelberm aan. Ligt het voorland lager dan laagwater, dan past men deze berm eveneens vaak toe op het niveau van laagwater of iets daarboven.

## 11.2 Definities van peilen en niveaus

De belangrijkste peilen bij het bepalen van de dijkhoogte zijn (zie Figuur 11-2):

***Ontwerppeil, Ontwerpwaterstand, Maatgevende hoogwaterstand (MHW)***
Onder het ontwerppeil wordt die hoogte t.o.v. een vergelijkingsvlak verstaan, die door de te keren waterstand met een vastgestelde voldoende kleine frequentie wordt bereikt of overschreden.
Voor een zeedijk wordt het ontwerppeil gevormd door het astronomisch getij en opwaaiing op zee. Voor een rivierdijk is dat alleen een waterstand bij een maatgevende rivierafvoer. Voor dijken in de getijrivieren is het ontwerppeil een combinatie van een hoge waterstand uit zee en een hoge rivierafvoer.
In de eerder genoemde Wet op de Waterkeringen wordt per dijkringgebied aangegeven welke maatgevende hoogwaterstand, in de vorm van een gemiddelde overschrijdingskans per jaar, dient te worden aangehouden.




**Figuur 11-2: Definities bij bepaling van de dijkhoogte**

***Waakhoogte***
Onder de waakhoogte wordt de hoogte van de kruin van de waterkering boven het ontwerppeil verstaan. De waakhoogte dient ten minste zo groot te zijn dat onder ontwerpomstandigheden geen golfoverslag optreedt die de stabiliteit van de dijk in gevaar kan brengen. Normaal gesproken wordt hierbij voor een met gras begroeid binnenbeloop uitgegaan van de 2% golfoploop dan wel een golfoverslag van 0,1 liter per seconde per meter dijk. Hierbij moet lokale opwaaiing en overige waterstand verhogende factoren worden opgeteld. Die factoren kunnen betrekking hebben op: zeespiegelrijzing, seiches, bui-oscillaties en buistoten.
Seiches zijn opslingeringen van een lange golf in een havenbekken. Bui-oscillaties zijn lange golven met een periode tussen windgolven en getijgolven. Buistoten zijn lokale waterrijzingen (onderdruk). De twee laatstgenoemde factoren komen vrijwel altijd in stormen voor, ook zomers.

***Minimum waakhoogte***
Bij weinig of niet aan golfbeweging blootgestelde waterkeringen zal de waakhoogte ten minste enkele decimeters moeten bedragen. De minimum waakhoogte is op 0,50 m vastgesteld.

***Dijktafelhoogte***
De werkelijke kruinhoogte zal nimmer mogen dalen beneden het peil, dat wordt verkregen door bij het ontwerppeil de vereiste waakhoogte op te tellen. Omdat minimum toelaatbaar geachte kruinhoogten in Nederland van oudsher zijn opgenomen in zogenaamde dijktafels, noemt men deze minimum kruinhoogten: dijktafelhoogten.

***Aanleghoogte***
Onder de aanleghoogte wordt de hoogte van de kruin van de waterkering verstaan, onmiddellijk na het gereedkomen hiervan. Zij wordt verkregen door bij de dijktafelhoogte (ontwerppeil plus vereiste waakhoogte) de kruindaling op te tellen, die in de periode tot het volgende herstel wordt verwacht. Kruindalingen worden veroorzaakt door klink van de ophoging, door zetting van de ondergrond en door bodemdaling van de ondergrond.

***Overhoogte***
Het verschil tussen de momentane kruinhoogte en de dijktafelhoogte wordt overhoogte genoemd. De overhoogte dient altijd positief te zijn.

De hoogten van waterstanden worden waargenomen aan peilschalen, al dan niet zelfregistrerend, die de waterhoogten aangeven ten opzichte van een bepaald vergelijkingsvlak. In onderstaand overzicht wordt een opsomming gegeven van de meest voorkomende vergelijkingsvlakken en peilen, met de daarvoor gebruikelijke afkortingen.

**A.P.= *Amsterdams Peil***
Dit is het vergelijkingsvlak ter hoogte van de gemiddelde zomervloedstand van het IJ voor Amsterdam toen dit nog in vrije verbinding stond met de Zuiderzee. Het A.P. is in 1891 vervangen door het N.A.P.

**N.A.P. = *Normaal Amsterdams Peil***
Aan de hand van de uitkomsten van de nauwkeurigheidswaterpassing van 1875 - 1887 werden met ingang van 1891 nieuwe hoogten voor de hoogtemerken vastgesteld, waarvoor de aanduiding N.A.P. werd ingevoerd.
Deze hoogten geven nauwkeuriger hoogtecijfers dan die ten opzichte van het oorspronkelijke vergelijkingsvlak, aangeduid met A.P. Het N.A.P. komt ongeveer overeen met de gemiddelde zeestand.
De notatie voor een hoogte van 4,35 m boven N.A.P. is: N.A.P. + 4,35 m. (Eerst wordt het vergelijkingsvlak genoemd en vervolgens de hoogte onder of boven dat vergelijkingsvlak.)

**N.N. = *Normal Null***
Dit vergelijkingsvlak wordt in Duitsland gebruikt. Het is in 1897 zo goed mogelijk in overeenstemming gebracht met het N.A.P.. N.N. verschilt 0,01 à 0,02 m met het N.A.P..

**E.M. = *Etat Major***
Dit is het vergelijkingsvlak dat in België geldt. Dit vlak, het "Zéro du Dépot de la Guerre",
ligt 1,65 m hoger dan de slagdrempel van de sluis aan het Bassin du Commerce te Oostende. Het komt overeen met N.A.P. - 2,32 m.

**H.W. - L.W. = *Hoog water - Laag water***
Dit is de top, respectievelijk het dal van de getijkromme. Het tijverschil varieert langs onze kust tussen 1,5 en 4,0 m. Bij springtij wordt het HW hoger en het LW lager dan het gemiddelde HW respectievelijk LW. Bij opwaaiing en bij hoge rivierstanden worden zowel het HW als het LW hoger. In het Nederlandse tijgebied komen in elke periode van 12 h 25 minuten een hoogwater en een laagwater voor. Het tijdstip valt op een vrijwel constant tijdsverschil na maansculminatie.

**L.L.W.S. = *Laaglaagwaterspring***
Dit is het reductievlak voor de zeekaarten en de peilingen in de riviermonden. Het wordt berekend als het meerjarig gemiddelde (in de regel over 5 jaar) van het laagste springlaagwater van elke maand.
***Let op: het verschil tussen LLWS en NAP varieert van plaats tot plaats!***

**M.R. = *Middelbare rivierstand***
Dit is het gemiddelde der waarnemingen van de rivierwaterstanden op een bepaalde plaats, waargenomen te 8.00 uur, over de zes zomermaanden mei t/m oktober.
Voor de Rijn heeft de berekening en de toepassing van het M.R. weinig waarde, omdat de Rijn in de zomermaanden vaak vrij hoge afvoeren heeft tengevolge van het smelten van sneeuw. Het gevolg is, dat de zomergemiddelden vaak weinig van de jaargemiddelden verschillen.
Voor de Maas is er een uitgesproken verschil tussen de wintermaanden november t/m april en de zomermaanden mei t/m oktober.

**N.W.** = ***Gemiddelde of Normale Waterstand***
Dit is het jaargemiddelde der te 8.00 uur waargenomen waterstanden langs de Grote Rivieren.

**O.L.R.** = ***Overeengekomen Lage Rivierstand***
Dit is het reductievlak op de Rijn en zijn takken tot aan het tijgebied. Het is de waterstand die optreedt bij een fictieve afvoer te Lobith, groot 984 $m^3/s$. *Ook het vlak van de OLR is niet horizontaal.*

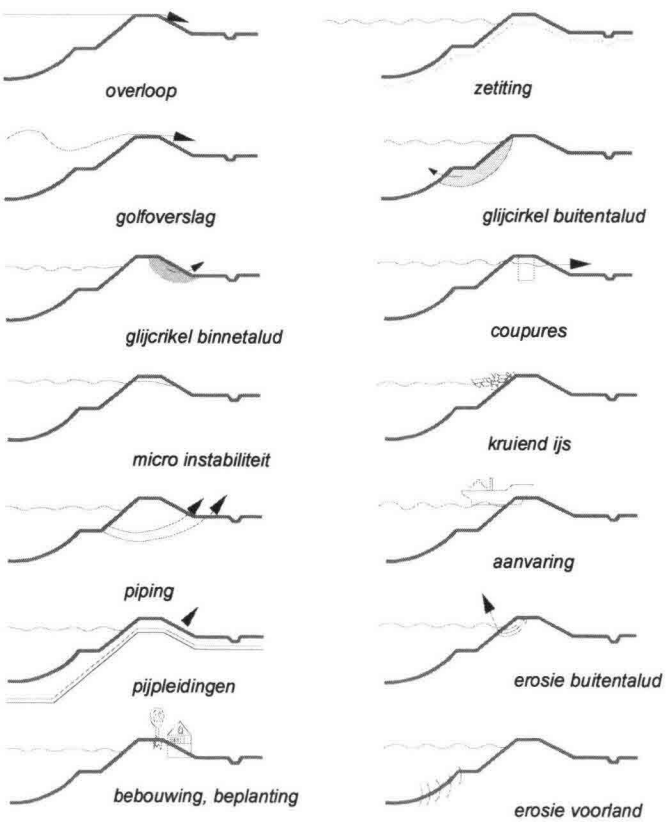
**O.L.W.** = ***Overeengekomen Lage Waterstand***
Dit is het reductievlak op de benedenrivieren, waarvan de onderschrijdingsfrequentie een geleidelijke overgang vormt van die van het O.L.R. der bovenrivieren (ongeveer 20 dagen per jaar voorkomend) tot die van het L.L.W.S. aan de riviermond (35 à 45 daglaagwaters per jaar).

***Grenspeil***
Voor plaatsen langs de kust en in het getijgebied van de rivieren zijn grenspeilen vastgesteld voor de stormvloeden. Deze peilen worden gemiddeld éénmaal per 2 jaar overschreden en hebben dus een overschrijdingsfrequentie van 0,5. Bij overschrijding van het grenspeil is er sprake van een stormvloed, en treden er bewakingsprocedures in werking.

Een deel van de hierboven gegeven definities geldt specifiek voor Nederlandse omstandigheden. Veel beheerders van waterkeringen in het buitenland hebben in hun beheersgebied analoge definities ingevoerd, die vaak zijn gebaseerd op de lokale wetgeving. Bij het werken in ontwikkelingslanden kan men worden geconfronteerd met volledige afwezigheid van definities, richtlijnen, en zelfs wetgeving t.a.v. waterkeringen. Men zal dan zelf tot een verstandige keuze, maar vooral ook tot eenduidige definities moeten komen.

## 11.3 Faalmechanismen van dijken

Elk type waterkering biedt op eigen wijze weerstand aan de belastingen die op die kering werken.




**Figuur 11-3: Overzicht van de voornaamste faalmechanismen van een dijk**

Overbelasting leidt tot falen (bezwijken, disfunctioneren). Een oorzaak-en-gevolg-keten die geldt voor een bepaald type kering, beginnend met een overbelasting (bijvoorbeeld een - te - hoge waterstand en in relatie daarmee een - te - lage kruin van een dijk) en eindigend met het gevolg van falen (in dit geval: inundatie van het dijkringgebied) wordt een mechanisme genoemd.

In Figuur 11-3 zijn enkele faalmechanismen van een dijk schematisch aangegeven. Het buitenbeloop kan van diverse verschillende bekledingen voorzien zijn. Het binnenbeloop wordt geacht een grasbekleding te hebben.

## 11.4 Elementen van het ontwerp

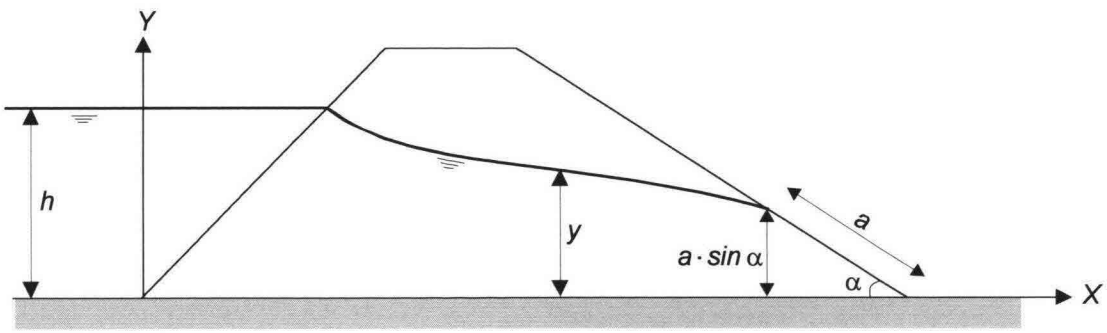
**Constructie als geheel**
De constructie en de ondergrond (die immers samen de kering vormen) mogen niet te veel water doorlaten. Als de grond, waaruit een dijk wordt opgeworpen, vastgesteld is, dan is daarmee de doorlatendheid van de dijk bepaald (mits de verdichting goed wordt uitgevoerd). De dijk ontleent zijn waterkerend vermogen dan aan zijn breedte. In het dam- of dijklichaam zal zich een (min of meer stationaire) grondwaterstroming instellen (Zie Figuur 11-4).De door de kering stromende hoeveelheid water per seconde volgt uit de Wet van Darcy:

$$q = k \cdot y \cdot \frac{d\phi}{dx} \tag{11.1}$$

waarin:
$q$ = hoeveelheid water die per seconde en per strekkende meter dijklengte uit het dijklichaam treedt [$m^3/s/m^1$]
$y$ = hoogte van de freatische lijn tot de ondoorlatende basis [m]
$k$ = doorlatendheidscoëfficiënt [m/s]
$\phi$ = stijghoogtepotentiaal [m]
$s$ = afstand langs een stroomlijn [m]

Uit Figuur 11-4 volgt:

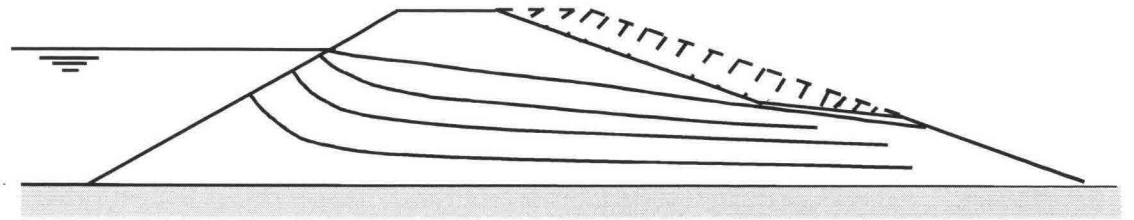
$$q = -k \cdot y \cdot \frac{d\phi}{dx} = -k \cdot a \cdot \sin\alpha \cdot \tan\alpha \tag{11.2}$$



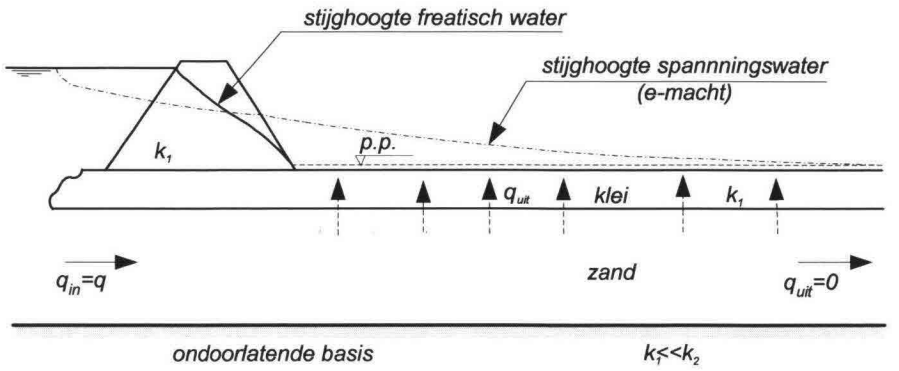

**Figuur 11-4: Grondlichaam op ondoorlatende ondergrond**

Is de kwel te groot, dan verlengt men de kwelweg meestal door "aanbermen" aan de binnenzijde. (Figuur 11-5: Het gestippelde deel is uit het oogpunt van vermindering van kwelbezwaar overbodig.)

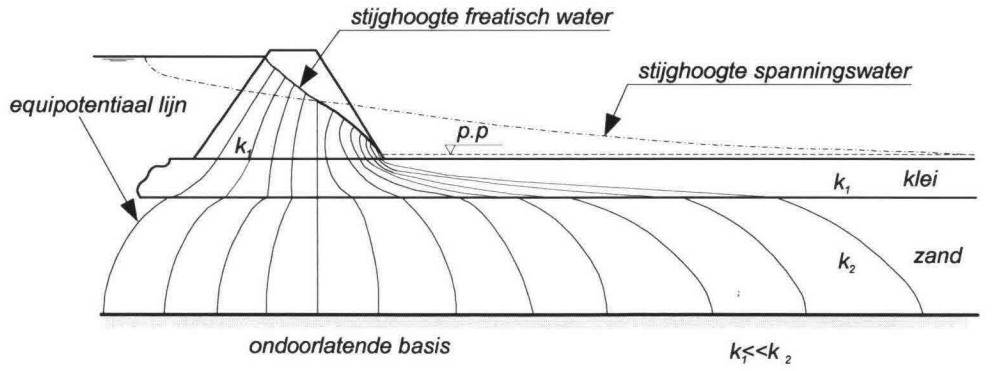
In het geval van een doorlatende ondergrond zijn "waterdichte constructies" (kwelschermen) in een dijklichaam minder effectief, tenzij ze de doorlatende laag "afsluiten".



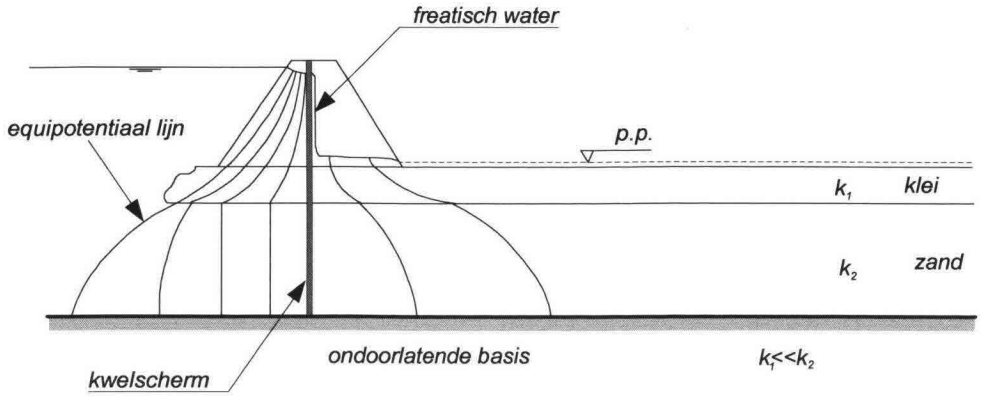
Figuur 11-5: Aanbermen aan de zijde van het binnentalud




**a. schematisatie uitgangssituatie**




**b. grondwaterstroming in en onder dijklichaam**

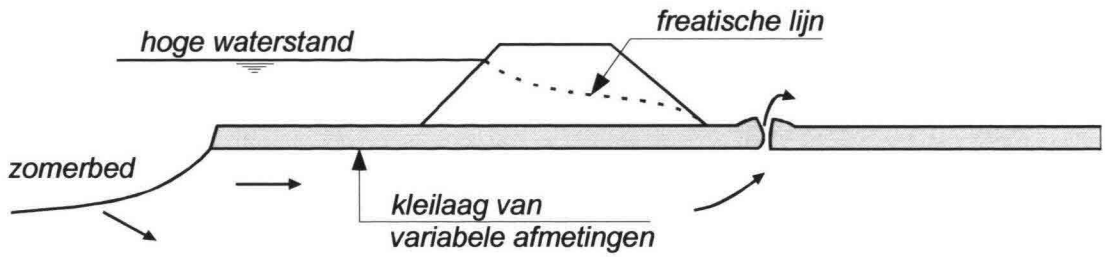



**c. geringe grondwaterstroming door kwelscherm**

Figuur 11-6: Dijk op doorlatende ondergrond

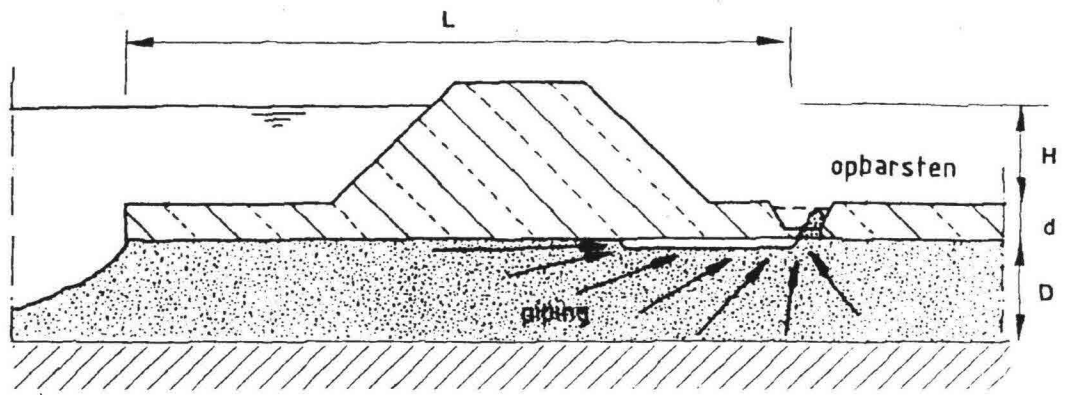
De grondwaterstroming in en onder het dijklichaam is van invloed op de stabiliteit van het dijklichaam. In Figuur 11-6 is het stijghoogteverloop van het freatisch water en spanningswater weergegeven. Daar waar het spanningswater een grotere stijghoogte heeft dan het freatisch water neemt de korrelspanning in de slechtdoorlatende laag af. Verlaging van de waterspanningen bij hoge buitenwaterstanden komt de stabiliteit van het dijklichaam ten goede. (Zie Figuur 11-6c: Er is altijd een -geringe- doorlatendheid.)

De situatie met een doorlatende ondergrond met daarop een afdichtende laag en daarop tenslotte het dijklichaam kan een gevaarlijke toestand veroorzaken, als de afdichtende laag in zijn geheel of plaatselijk (sloten) niet dik genoeg is om opbarsten te voorkomen bij hoge waterstand, Figuur 11-7.

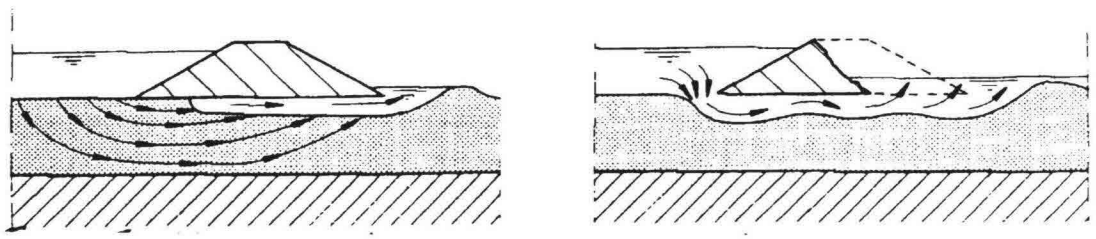



**Figuur 11-7: Opbarsten van een dichte laag door spanningswater**

Door het opbarsten ontstaat piping (Figuur 11-8) die zich onder de dijk kan voortzetten en tot volledige afbraak van het dijklichaam kan leiden (Figuur 11-9).



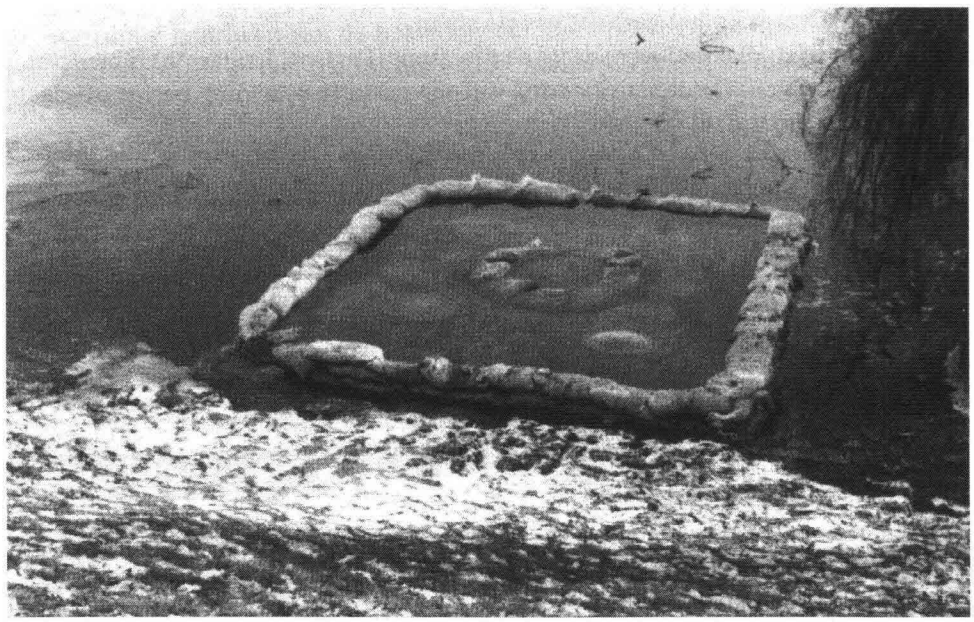

**Figuur 11-8: ontstaan van piping**



**Figuur 11-9: Voortschrijdende erosie door piping**

Het optreden van piping is bij een dijk te zien aan de zandmeevoerende wellen aan de buitenzijde van de dijk. Piping kan worden vertraagd op gestopt door tegendruk uit te oefenen. Een verzwaring van zandzakken op een afdichtende laag kan hiervoor worden gebruik, zie Figuur 11-10 en Figuur 11-11. Dit wordt ***opkisten*** genoemd.

**Figuur 11-10: Zandmeevoerende wel met kratervorming**



**Figuur 11-11: Opkisten van een zandmeevoerende wel in de binnenteen van de rechter IJsselbandijk nabij Bahrse Pol**

### Kruinhoogte

In het voorgaande is reeds besproken dat de hoogte van de kruin voldoende moet zijn om schade door overslaand water onder ontwerpomstandigheden te voorkomen. Ervaringen uit het verleden hebben aangetoond dat een dijkdoorbraak vaak wordt ingeleid door beschadiging van het binnenbeloop.

De weerstand tegen overstromend water wordt in sterke mate bepaald door:

- de aanwezigheid van een wegdek op de kruin
- het materiaal waarmee de dijk is bekleed (asfalt, gras) in samenhang met de ondergrond
- de aanwezigheid van openingen of discontinuïteiten in de bekledingslaag.

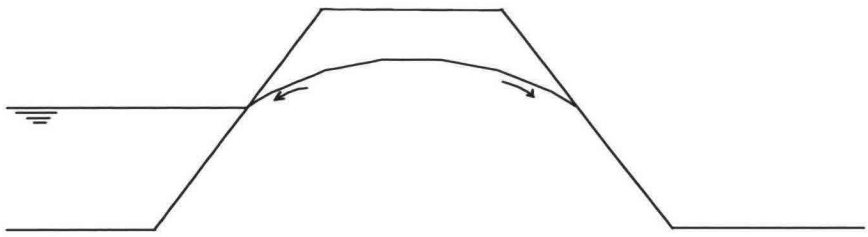
Een onbeschadigde grasmat met een goed ontwikkeld wortelstelsel op een kleilaag kan stroomsnelheden tot 6 m/s weerstaan, bij een debiet van 0,5 $(m^3/s)/m^1$ dijk. Een grasmat met beschadigingen op een zandige onderlaag zal daarentegen snel worden aangetast door erosie.

De TAW-ENW hanteert de volgende voorlopige richtlijnen:

- Wanneer het binnentalud bestaat uit inhomogene zandige grond, afgedekt met een grasmat van matige kwaliteit, mag geen overslag van betekenis worden geaccepteerd. De overslag moet kleiner zijn dan 0,1 (l/s)/m$^1$ dijk. In de praktijk leidt dit tot hantering van het 2% oploop criterium.
- Een overslagdebiet van 10 (l/s)/m$^1$ is toelaatbaar wanneer kruin en binnentalud zijn afgedekt met een kleilaag van goede kwaliteit en een dikte van ten minste 0,6 m, waarop een dichte onbeschadigde grasmat aanwezig is. Het talud mag niet steiler zijn dan 1:2,5 en er mogen geen vreemde elementen (bomen, bebouwing, etc) in het talud voorkomen.

**Buitenbeloop**

De helling van het buitenbeloop moet voldoende flauw zijn uit het oogpunt van grondmechanische stabiliteit. ***Dit moet te allen tijde worden aangetoond m.b.v. glijvlakberekeningen.*** Hierbij moet rekening worden gehouden met eventueel aanwezige water(over)spanningen als gevolg van nog niet voltooide consolidatie, of als gevolg van het verzadigd raken van het dijklichaam tijdens de hoogwaterperiode, zie Figuur 11-12.



**Figuur 11-12: De situatie na een periode van hoog water is maatgevend voor de beoordeling van de stabiliteit van het buitentalud**

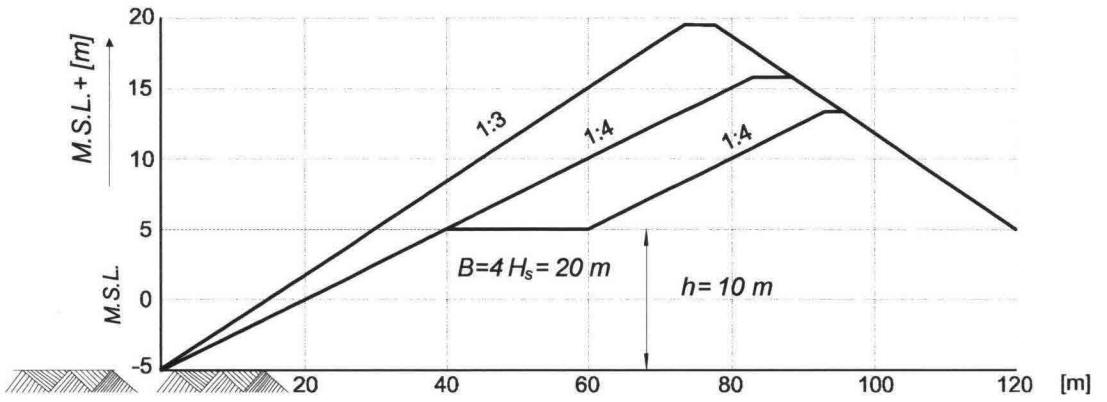
Daarnaast bepaalt de helling van het buitenbeloop de waarde van de golfoploop. De golfoploop kan nog verder worden verminderd door het toepassen van een berm ter hoogte van de maatgevende waterstand. In veel gevallen leiden deze maatregelen tot een belangrijke reductie van de kruinhoogte. Daarmee vermindert het volume van de dijk. Het oppervlak dat wordt blootgesteld aan golfaanval neemt echter toe, zodat alleen een gedetailleerde kostencalculatie kan aantonen wat de voordeligste combinatie is.

Bij het kiezen van de helling speelt de berijdbaarheid van het beloop een belangrijke rol, zowel voor de aanleg als voor onderhoud en inspectie. Ook hier kan een berm een gunstig effect hebben, zie voorbeeld.

**Voorbeeld 11-1**

*Voor de berekening van de dijkhoogte is uitgegaan van: $H_s$= 4.7 m en $T_p$= 8.5 s. Voor de golfoploop is de bovengrens van Figuur 3-41 gebruikt.*
*De geometrie is gegeven in Figuur 11-13.*

| talud | 1:3 | 1:4 | 1:4 met berm |
|---|---|---|---|
| grondslag | -5,00 | -5,00 | -5,00 |
| ontwerppeil | 5,00 | 5,00 | 5,00 |
| golfoploop | 13,30 | 10,00 | 7,00 |
| zeespiegelrijzing | 0,25 | 0,25 | 0,25 |
| ophoging zonder klink of zetting | 23,80 | 20,50 | 17,50 |
| 10 % klink + zetting | 2,38 | 2,05 | 1,75 |
| totale ophoging | 26,18 | 22,55 | 19,25 |
| kruinhoogte t.o.v. NAP | + 21,18 | + 17,55 | + 14,25 |




**Figuur 11-13: Rekenvoorbeeld m.b.t. de kruinhoogte van alternatieve dijkvormen**

## Binnenbeloop

Voor de stabiliteit van het binnenbeloop geldt in wezen hetzelfde als voor het buitenbeloop (glijvlakberekeningen). Bij de bespreking van de kruinhoogte is al aandacht besteed aan de mogelijke aantasting van het binnenbeloop door overslaand water. In het algemeen vormt echter de grondwaterstroming de grootste bedreiging voor het binnenbeloop. Uittredend grondwater kan oorzaak zijn van stabiliteitverlies op microschaal.
De taludhelling $\alpha$ in Figuur 11-4 bedraagt globaal de helft van de hoek van inwendige wrijving $\varphi$ van het dijkbouwmateriaal.
Aan de voet van het binnenbeloop kan opbarsten plaatsvinden en piping ontstaan.

## Uitvoering en Onderhoud

Alvorens tot uitvoering van dijkaanleg kan worden overgegaan moet een lange periode van voorbereiding worden doorlopen. Deze planvorming heeft niet alleen een technisch karakter. Door de intensiteit van het gebruik van kust en oeverzone zal met vele tegenstrijdige belangen rekening moeten worden gehouden. Stedenbouwkundige, landschappelijke en milieufactoren spelen een zeer in het oog lopende rol, maar daarnaast moet bij voorbeeld ook worden gedacht aan eisen m.b.t. defensie, verkeer, telecommunicatie en de aanwezigheid van kabels en leidingen. Ligt het ontwerp vast en zijn alle benodigde vergunningen (vaak na inspraakrondes) verkregen, dan moet een plan van uitvoering worden opgesteld waarbij veiligheid en stabiliteit van de constructie, maar ook die van het achterland, tijdens de gehele uitvoeringsperiode zijn gewaarborgd. In veel gevallen houdt dit in dat afzonderlijk onderzoek moet worden uitgevoerd naar het gedrag van de constructie in verschillende bouwfasen. Bepaalde kritische handelingen mogen dan wellicht alleen plaats vinden in periodes met beperkt risico. Zo is in Nederland het verwijderen van de bekleding van het buitentalud van een zeedijk alleen toegestaan in de zomerperiode.

Het onderhoud van de waterkering moet er op gericht zijn om blijvend te voldoen aan de eisen van veiligheid. Daartoe is het vaak noodzakelijk dat in de ontwerpfase al beslissingen worden genomen m.b.t. de organisatorische opzet van inspectie en onderhoud. Daarbij is het van groot belang dat de beherende instantie op de hoogte is van de uitgangspunten van het ontwerp en van de veronderstellingen die in de ontwerpfase zijn gemaakt over het functioneren van de constructie. Enkele aspecten zijn zo logisch dat zij vaak worden vergeten:

- de waterkering moet toegankelijk zijn voor inspectie en reparatie, ook onder ontwerpomstandigheden
- de taluds moeten begaanbaar zijn en zo flauw zijn dat onderhoud mogelijk is
- vreemde elementen zoals gebouwen, begroeiing, kabels en leidingen moeten alleen worden toegelaten als de risico's ervan kunnen worden bepaald en beperkt.

## 11.5 Bodem- en oeverbescherming

### 11.5.1 Kenmerken bekledingsconstructie

Onder invloed van aanval door golven en stroom kan materiaal van het dijklichaam verloren gaan. Dit proces is analoog aan het zandtransport bij een natuurlijke zandige kust. Deze erosie kan worden tegengegaan door het toepassen van een speciale afdeklaag. De functie van een dergelijke laag is:

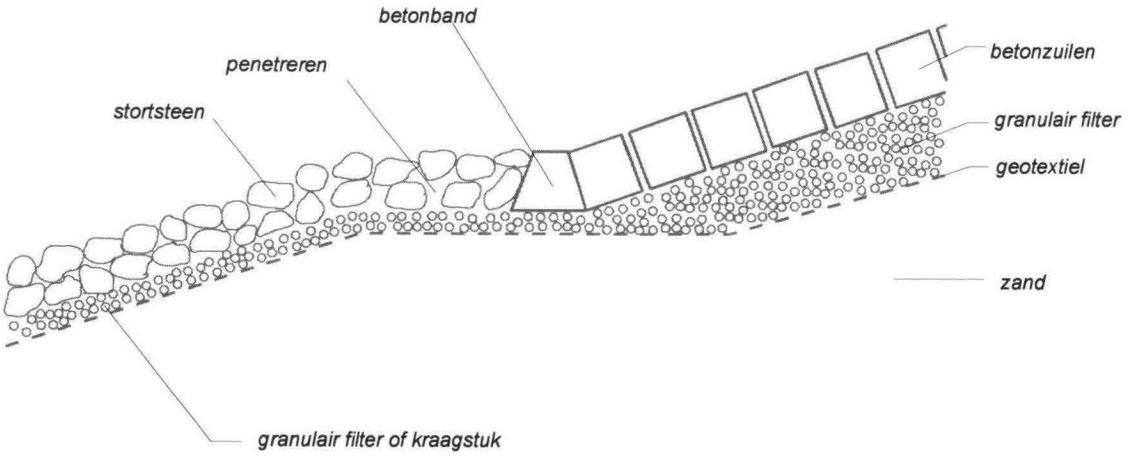
- weerstand bieden tegen de uitwendige belastingen
- beschermen van het onderliggende (kern)materiaal tegen uitspoeling.

Daarnaast moet bedacht worden, dat de afdeklaag onderdeel is van de waterkering en daarom ook functies van waterkering kan vervullen zoals waterdichtheid. Deze genoemde functies moeten blijvend worden vervuld, ook wanneer er sprake is van grote en ongelijkmatige vervorming door zetting van de ondergrond.

Een belangrijk onderscheid tussen de verschillende types afdeklagen wordt gemaakt op basis van het al dan niet waterdicht zijn van de deklaag.

***Waterdichte afdeklagen*** bestaan uit klei, asfalt of een kunststoffolie. Onder een waterdichte laag kan in principe waterdruk worden opgebouwd. Het gewicht van de afdeklaag moet steeds voldoende zijn om die waterdruk te weerstaan. Daarnaast moet de laag sterk genoeg zijn om alle uitwendige belastingen te weerstaan. Dat zijn in de eerste plaats de krachten die worden uitgeoefend door golven en stroom, maar ook vele andere belastingen zijn denkbaar, zoals aanvaring, chemische aantasting, vandalisme, enz.

***Waterdoorlatende afdeklagen*** bestaan veelal uit opeenvolgende lagen van korrelvormig materiaal. De korrelafmetingen in de buitenste laag zijn voldoende om weerstand te bieden aan golf- en stroomkrachten. De weerstand tegen stroomaanval kan in principe worden bepaald aan de hand van het Shieldsdiagram, zie paragraaf 3.5.2. De weerstand tegen golfaanval kan worden bepaald met behulp van de formule van Hudson, zie paragraaf 3.5.3. Het nadeel van losgestorte steen is het materiaalgebruik. Meestal wordt een dubbele laag stenen aangebracht om onnauwkeurigheden in de uitvoering op te vangen. Ook is het gewicht van individuele stenen relatief hoog, omdat de stabiliteit alleen wordt ontleend aan het gewicht. Bij dijkbekledingen boven water wordt daarom vaak gebruik gemaakt van een enkele laag speciaal geplaatste ("gezette") blokken van natuursteen of beton. Voordeel van deze constructie is het feit dat de inklemming ook bijdraagt aan de stabiliteit en dat kan worden volstaan met een enkele laag. Nadeel is de arbeidsintensiviteit van het aanbrengen en de onmogelijkheid zetwerk uit te voeren beneden de laagwaterlijn.
Onderliggende lagen fungeren als filter en hebben als doel te voorkomen dat het kernmateriaal door uitspoeling verloren gaat. Deze granulaire filterconstructies stellen hoge eisen aan de nauwkeurigheid bij uitvoering. De korrelafmetingen in opeenvolgende lagen verschillen een factor 5 voor geometrisch dichte filters, zie paragraaf 11.5.4. Voor geometrisch open filters kan de factor aanzienlijk groter zijn.



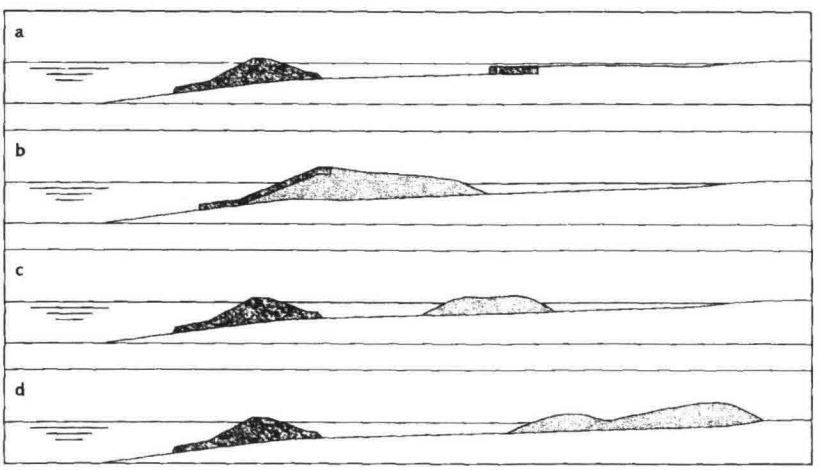

**Figuur 11-14: Open taludverdediging**

In plaats van één of meerdere filterlagen van granulair materiaal wordt ook wel gebruik gemaakt van filterdoek of geotextiel. Dit doek is verkrijgbaar in vele soorten en kwaliteiten. Essentieel is dat de doorlatendheid groot genoeg is om opbouw van wateroverdruk te voorkomen, en klein genoeg om uitspoeling van kernmateriaal tegen te gaan.

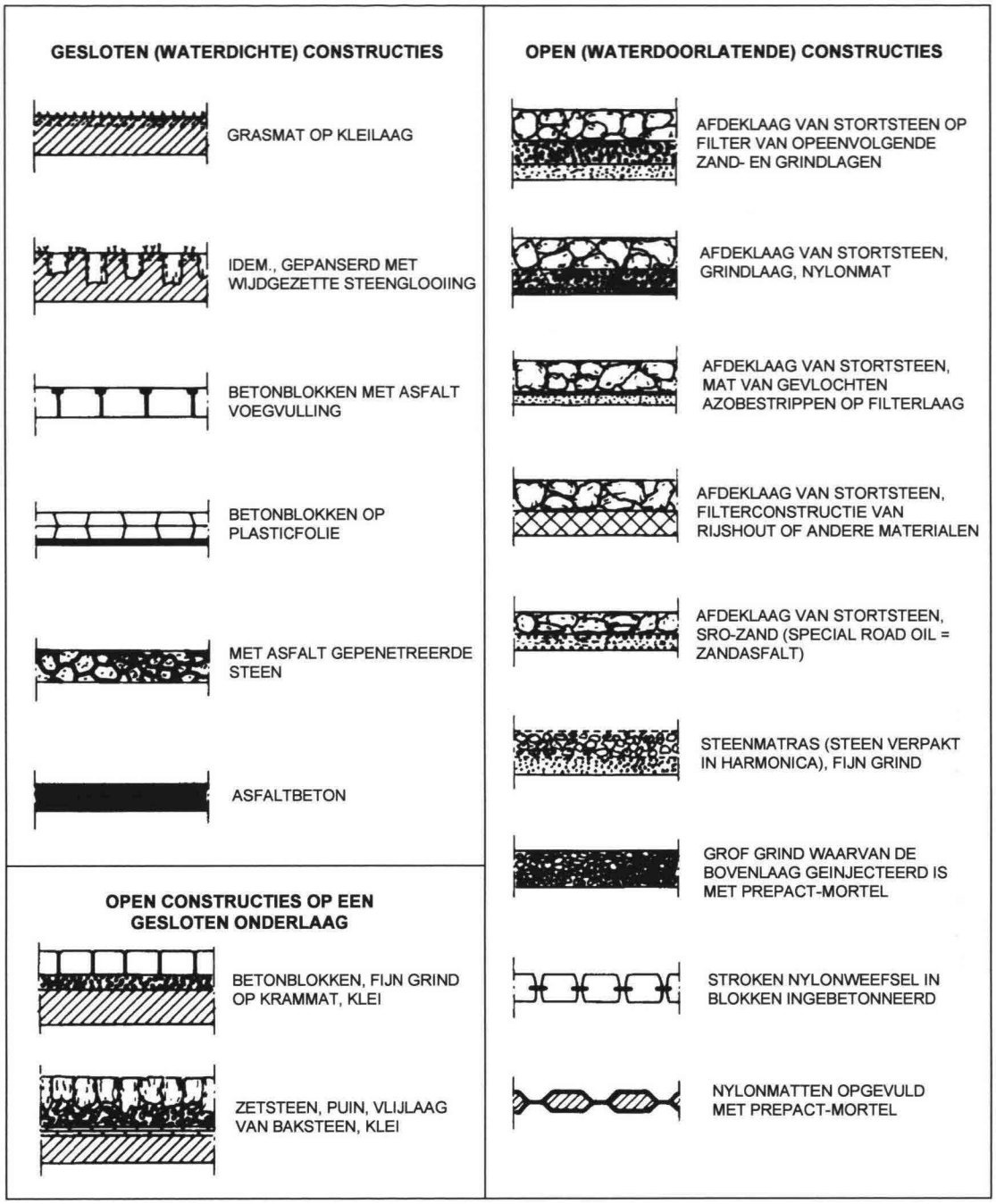
Binnen hetzelfde dwarsprofiel kan er sprake zijn van het toepassen van verschillende typen bekleding. (Boven water zetwerk, onder water stortsteen; in de zone met sterke golfaanval zetwerk, daarboven gras op een kleilaag, enz.). In deze gevallen is steeds bijzondere aandacht nodig voor de overgangs-constructies, aangezien deze meestal een zwak punt vormen.

De eigenschappen en het ontwerpen van bekledingsconstructies worden behandeld in het college CT4310 Bed, bank and shore protection. Voorbeelden van mogelijke constructies worden gegeven in Figuur 11-16.

Tegenwoordig is er ook een toenemende belangstelling voor het toepassen van natuurlijke materialen zoals gras, riet, mangrove, etc. Op deze wijze ontstaan ***natuurvriendelijke*** oevers, die een optimale uitwisseling van flora en fauna tussen land en water mogelijk maken.
Minstens zo belangrijk is de vormgeving van de waterkering. Traditioneel is de overgang tussen water en land zeer abrupt (grote gradiënt). Een meer geleidelijke overgang (kleine gradiënt) bevordert in sterke mate de genoemde uitwisseling ( zie Figuur 11-15)




**Figuur 11-15: Oever met kleine gradiënt**

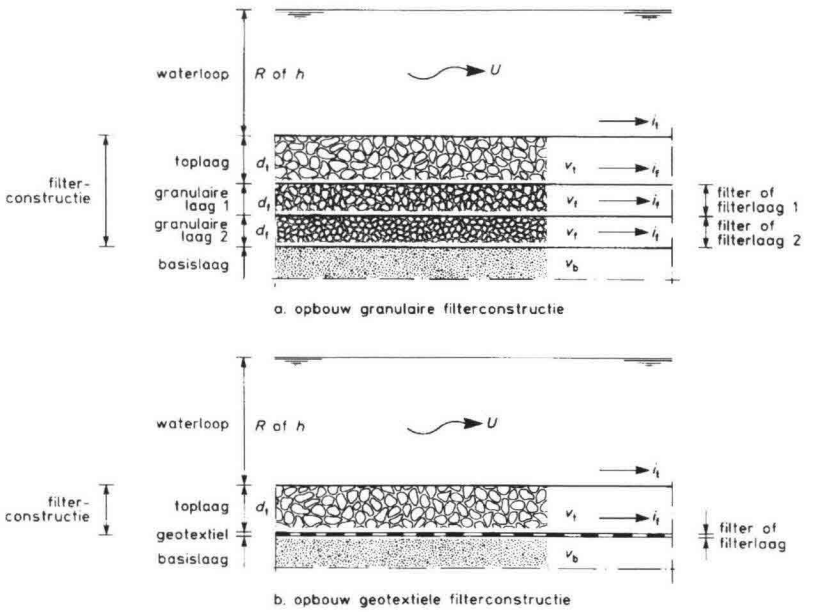



**Figuur 11-16: Enkele bekledingsconstructies (Huis in 't Veld, 1987)**

## 11.5.2 Soorten filters

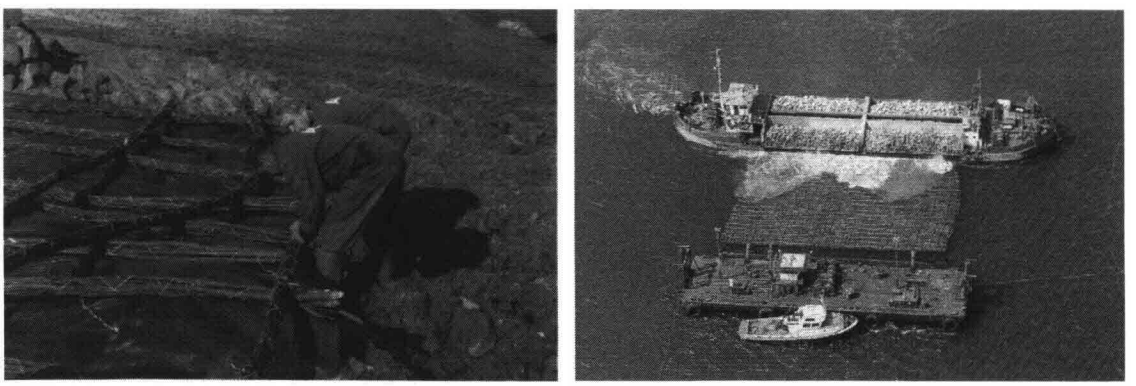
In waterbouwkundige constructies worden veelvuldig filters toegepast. Op grond van de gebruikte materialen wordt thans in hoofdzaak onderscheid gemaakt in, zie Figuur 11-17:

- Granulaire filters, bestaande uit één of meerdere lagen korrelige materialen, zoals zand, grind of lichte stortsteen.
- Geotextiele filters, bestaande uit een weefsel of een andere structuur van kunststoffen, zoals polypropyleen(PP), polyetheen(PE) of polyamide(PA).




**Figuur 11-17: Definitie filterconstructies**

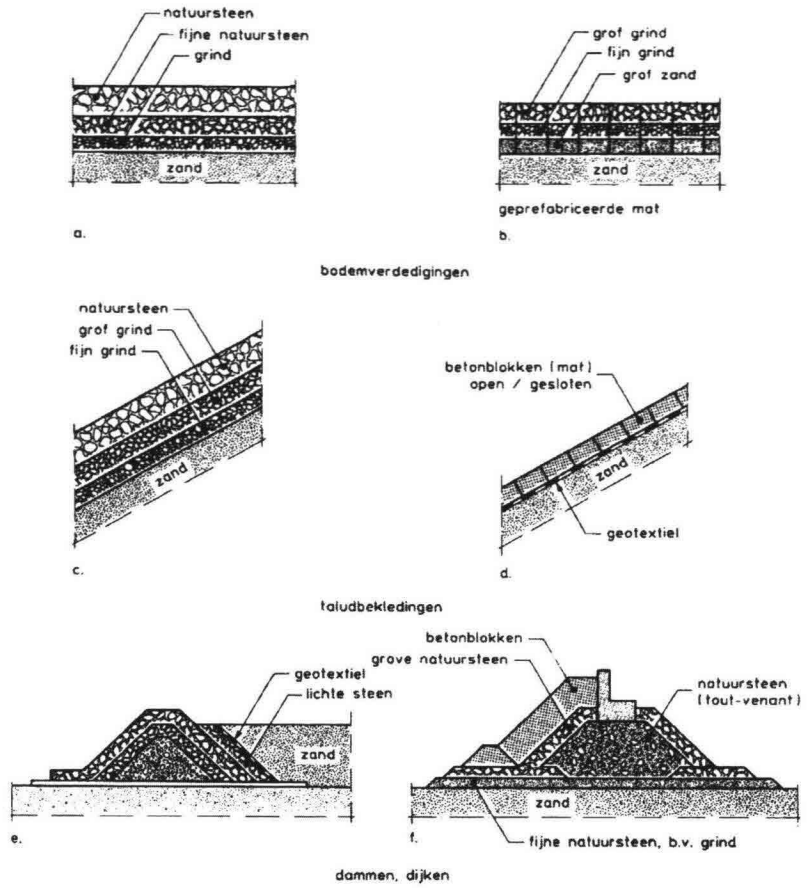
In het verleden vormden zink- en kraagstukken met hun riet- en wilgenteenvulling nog een aparte groep. Het gebruik van deze (natuurlijke) materialen als filter is in de moderne zoolstukken geheel overgenomen door geotextielen. Rijshout-wiepen worden wel nog steeds gebruikt voor de versteviging van het zoolstuk, zie Figuur 11-18. Ook combinaties van granulaire en geotextiele filters worden om uitvoeringstechnische redenen nogal eens toegepast.



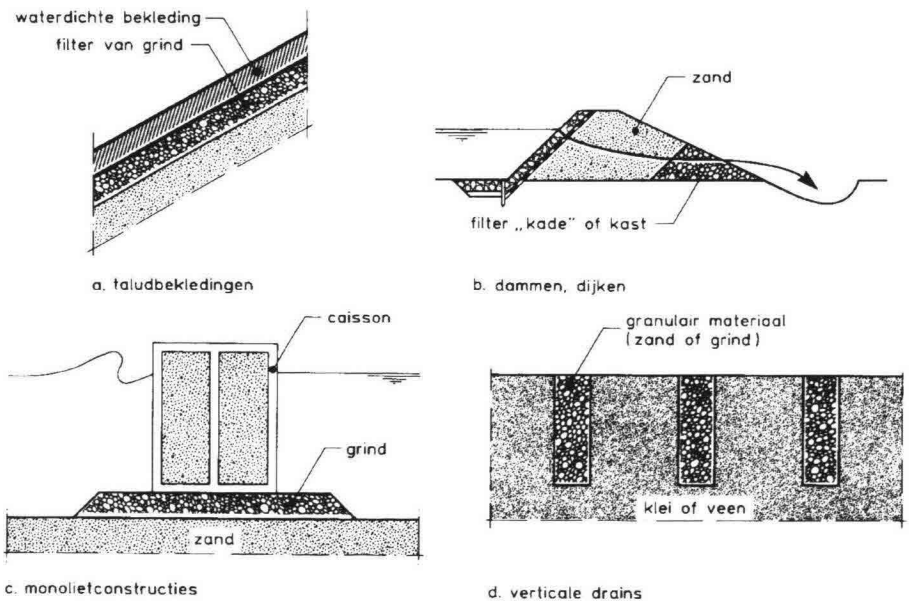
**Figuur 11-18: Gebruik van Rijshout-wiepen**

## 11.5.3 Functies van filters

In bodemverdedigingen, taludbekledingen en golfbrekers, zie Figuur 11-19, hebben filters als hoofddoel het voorkomen van erosie van het onderliggende basismateriaal: ***filterfunctie***. De erosie wordt veroorzaakt door stromingen in de relatief open toplaag van grover materiaal. Hierbij wordt opgemerkt dat naarmate de toplaag of meer algemeen de bovenliggende laag uit grover materiaal bestaat en dus meer waterdoorlatend is, de stroomsnelheden in die laag groter zullen zijn bij een gelijke hydraulische belasting in de vorm van een verhang gericht evenwijdig aan het scheidingsvlak van de lagen. Essentieel is dat bij het toepassen van een erosiewerend filter geen wateroverdrukken ontstaan, die een gevaar vormen voor de stabiliteit van de bovenliggende lagen. Naast de erosiewerende functie is er daarom vrijwel altijd een waterafvoerende of ***drainagefunctie*** vereist.




**Figuur 11-19: Erosiewerende filters**




**Figuur 11-20: Voorbeelden van de watervoerende functie**

Soms, zoals bij gesloten toplagen van taludbekledingen, filterkaden bij dijken, fundaties bij monolietconstructies en verticale drains is de drainagefunctie hoofddoel, zie Figuur 11-20. Een derde functie is het voorkomen van vermenging van afzonderlijke filterlagen: ***scheidingsfunctie***. Vooral om

uitvoeringstechnische redenen wordt hiervan gebruik gemaakt. Een voorbeeld hiervan zijn de geotextielen in de geprefabriceerde filtermatten onder de pijlers van de Oosterscheldekering.

Uit de gegeven voorbeelden wordt duidelijk dat de erosiewerende filters eigenlijk geen afzonderlijke constructies zijn. Ze zijn steeds een onderdeel van een groter geheel. De wering van erosie van de basislaag is ook geen doel op zich. Het hoofddoel is eigenlijk er voor te zorgen dat er onder de maatgevende hydraulisch belasting aan de constructie als geheel geen schade wordt toegebracht. Schade kan worden voorkomen door het filter zo te ontwerpen, dat:

a) het onmogelijk is dat basismateriaal door het filter kan worden afgevoerd
b) de stroomsnelheid in de bovenliggende laag zo klein is dat het basismateriaal niet in beweging komt
c) de erosie van de basislaag zo klein is gedurende de levensduur van de constructie dat dit niet leidt tot schade

De werking van een filter volgens methode a) berust op geometrische eigenschappen van het korrelpakket of van het geotextiel. De hydraulische belasting speelt geen rol. Deze filters worden ***geometrisch-dicht*** genoemd.

Bij filters ontworpen volgens methoden b) en c) kan het basismateriaal het filter ***wel*** passeren. Of dit gebeurt en in welke mate hangt af van de hydraulische belasting. Deze filters worden ***geometrisch-open*** genoemd. In dit college worden alleen de geometrisch-dichte filters behandeld. Voor de behandeling van geometrisch-open filters wordt verwezen naar Schiereck (2004).

## 11.5.4 Ontwerpregels geometrisch-dichte filters

**Regels voor granulaire filters**

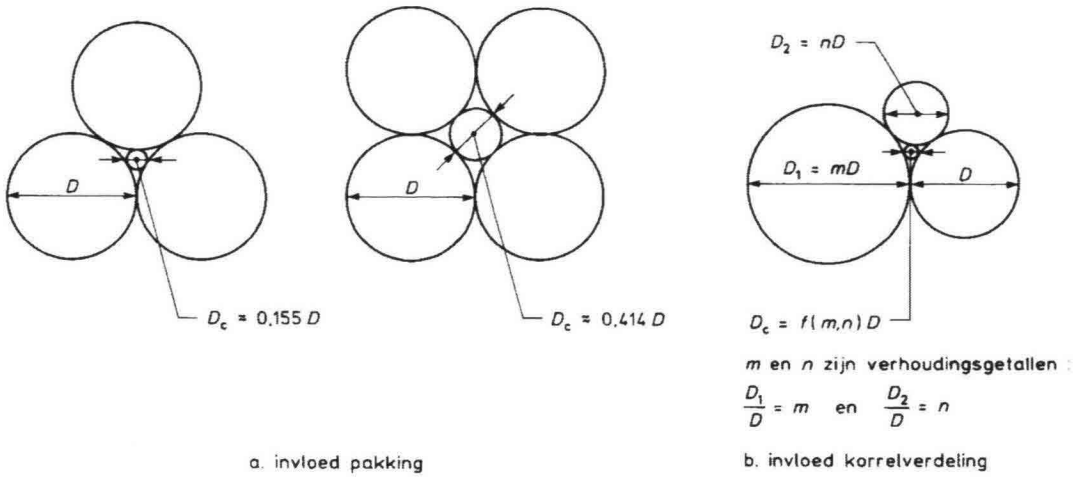
Bij geometrisch-dichte filters kunnen de korrels uit de basislaag de openingen in het filter niet passeren. De openingen in een granulair filter worden gevormd door de poriën in het korrelpakket, die onderling verbonden zijn door poriekanaaltjes. Als de diameter van de poriekanaaltjes $D_c$ kleiner is dan de diameter van de maatgevende korrels $D_b$ uit de basislaag, kan geen transport plaatsvinden, onafhankelijk van de grootte van het verhang, de richting en het al dan niet stationair zijn van de stroming.

Op basis van onderzoek is vastgesteld dat de diameter van een karakteristiek poriekanaaltje $D_c$ in een korrelpakket voldoet aan, zie Figuur 11-21:

$$D_c \approx 0,2D_{f15} \tag{11.3}$$

waarin:

$D_{f15}$ = korreldiameter van granulair filtermateriaal, die door 15 gewichtsprocenten wordt onderschreden




**Figuur 11-21: Poriënkanaal**

De maatgevende korrelgrootte van de basislaag die moet worden tegengehouden moet gezocht worden in de grotere korrels van het basismateriaal b.v. $D_{b85}$. Als die korrels worden tegengehouden zullen ook de kleinere korrels uit de basislaag niet kunnen transporteren. Geometrische dichtheid treedt dan op als:

$$\frac{D_{f15}}{D_{b85}} < 5 \qquad (11.4)$$

Nevenvoorwaarde bij deze regel is dat de zeefkromme van het basismateriaal niet al te veel verschilt met die van het filtermateriaal. Als het basismateriaal veel wijder gegradeerd is, dan is het aan te bevelen de maatgevende diameter van het basismateriaal overeenkomstig kleiner te nemen b.v. $D_{b50}$. Achtergrond bij deze uitspraak is de omstandigheid dat een sterke gradatie kan leiden tot interne instabiliteit. Dat wil zeggen dat de kleinere korrels zich door de poriekanaaltjes van de grotere korrels kunnen verplaatsen. Voor de filterfunctie wordt het basismateriaal niet meer goed weergegeven door de $D_{b85}$: er moet een kleinere korrel uit de basislaag als maatgevend worden gekozen.

Interne stabiliteit in een laag kan worden verwacht als:

$$\frac{D_{60}}{D_{10}} < 10 \qquad (11.5)$$

Om ook de filterlaag intern stabiel te laten zijn en daarmee te bereiken dat de filterlaag als één geheel werkt, moet voor de filterlaag als nevenvoorwaarde gelden:

$$\frac{D_{f60}}{D_{f10}} < 10 \qquad (11.6)$$

Als voldaan wordt aan (11.4) en de eventuele nevenvoorwaarden, is in feite de filterfunctie van de filterlaag gewaarborgd. Ter voorkoming van overdrukken bij stroming loodrecht op het scheidingsvlak van het systeem van basis- en filterlagen dient ook voldaan te worden aan de drainagefunctie. Dit houdt in dat de waterdoorlatendheid van de filterlaag onder alle omstandigheden groter moet zijn dan die van de basislaag.

Algemeen geldt dat naarmate de korreldiameters in een laag kleiner zijn, ook de waterdoorlatendheid van die laag kleiner is. In gegradeerde materialen zijn het vooral de kleinere korrels ter grootte van ca. $D_{15}$ die de waterdoorlatendheid bepalen. Gedurende de levensduur van de constructie en dus van het filter kunnen de diameters van de poriekanaaltjes afnemen door dichtslibben met uit de basislaag gestroomd materiaal. Ook kan door verwering de korreldiameter van het filter-materiaal afnemen. Controle hierop is moeilijk en herstel van een eventueel gereduceerde waterdoorlatendheid is praktisch onmogelijk.

Om er vrij zeker van te zijn dat de waterdoorlatendheid van het filter voldoende is en blijft, wordt er bij geometrisch-dichte (granulaire) filters een strenge extra eis gesteld aan de korreldiameters van het filtermateriaal namelijk:

$$\frac{D_{f15}}{D_{b15}} > 5 \qquad (11.7)$$

**Regels voor geotextiele filters**
Bij geotextiele filters wordt de grootte van de openingen of poriën bepaald met behulp van een droge zeefproef, waarbij het geotextiele filter als zeef wordt gebruikt. Voor een serie nauwbegrensde zandfracties, waarvan de korreldiametergrenzen overeenkomen met de opvolgende standaardzeefmaten (zie Bijlage E, b.v. 63-75 μm, 75-90 μm, 90-106 μm, enz), wordt de zeefrest bepaald in gewichtsprocenten na 10 minuten zeven. De zandfracties worden aangeduid met de gemiddelde diameter van de zeefmaatgrenzen. Als karakteristieke grootte van de openingen of poriën worden gebruikt $O_{98}$, $O_{95}$ en $O_{90}$. Hierbij is de $O_{98}$ gedefinieerd als de afmeting van de porie in het geotextiel, die gelijk is aan de diameter van de denkbeeldige fractie, waarvan *98%* van het gewicht op het geotextiele filter blijft liggen na 10 minuten zeven. De $O_{98}$ is dus ***niet*** een aanduiding voor een poriegrootte-verdeling.

Geometrische dichtheid treedt op als de grotere korrels uit het basismateriaal de karakteristieke poriën in het geotextiele filter niet kunnen passeren:

$$O_{90} < D_{b90} \qquad (11.8)$$

In de praktijk blijkt dit criterium zeer veilig te zijn. Meestal wordt een ruimer criterium toegepast:

$$O_{90} < 2 \cdot D_{b90} \qquad (11.9)$$

Als het basismateriaal sterk gegradeerd is $D_{b60}/D_{b10} > 10$, kan naar analogie met de granulaire filters de $D_{b90}$ vervangen worden door $D_{b50}$.

Ter voorkoming van overdrukken bij waterafvoer loodrecht op het scheidingsvlak van het geotextiele filter en de basislaag dient de waterdoorlatendheid van het geotextiel groter te zijn dan die van de basislaag. In een eenvoudige proef kan de waterdoorlatendheidscoefficient $k_{ng}$ worden bepaald uit de relatie:

$$u_f = k_{ng} \cdot i^m \qquad (11.10)$$

waarin:
$u_f$ = filtersnelheid in het geotextiele filter = Q/A [m/s]
$Q$ = waterafvoer uit het geotextiele filter [m/s]
$A$ = oppervlak waaruit de stroming plaats vindt [m]
$k_{ng}$ = waterdoorlatendheidscoëfficient geotextiele filter [m/s]
$i$ = verhang loodrecht op het vlak van het geotextiel = $\Delta h / T_g$ [ - ]
$\Delta h$ = verval over het geotextiele filter [m]
$T_g$ = dikte van het geotextiele filter [m]
$m$ = exponent, waarde afhankelijk is van stromingstype: [ - ]
$m = 1$ voor laminaire stroming
$1 < m < 2$ in overgangsgebied
$m = 2$ voor turbulente stroming

Voor het basismateriaal kan analoog aan (11.10) de waterdoorlatendheidscoëfficient $k_b$ worden bepaald. Ter voorkoming van overdrukken moet gelden:

$$k_{ng} > \gamma \cdot k_b \qquad (11.11)$$

waarin $\gamma$ een veiligheidsfactor is, waarvan de waarde afhankelijk is van de samenstelling van het basismateriaal. Voor vrijwel uniform basismateriaal wordt een waarde van $\gamma = 2,5$ geadviseerd. Als het

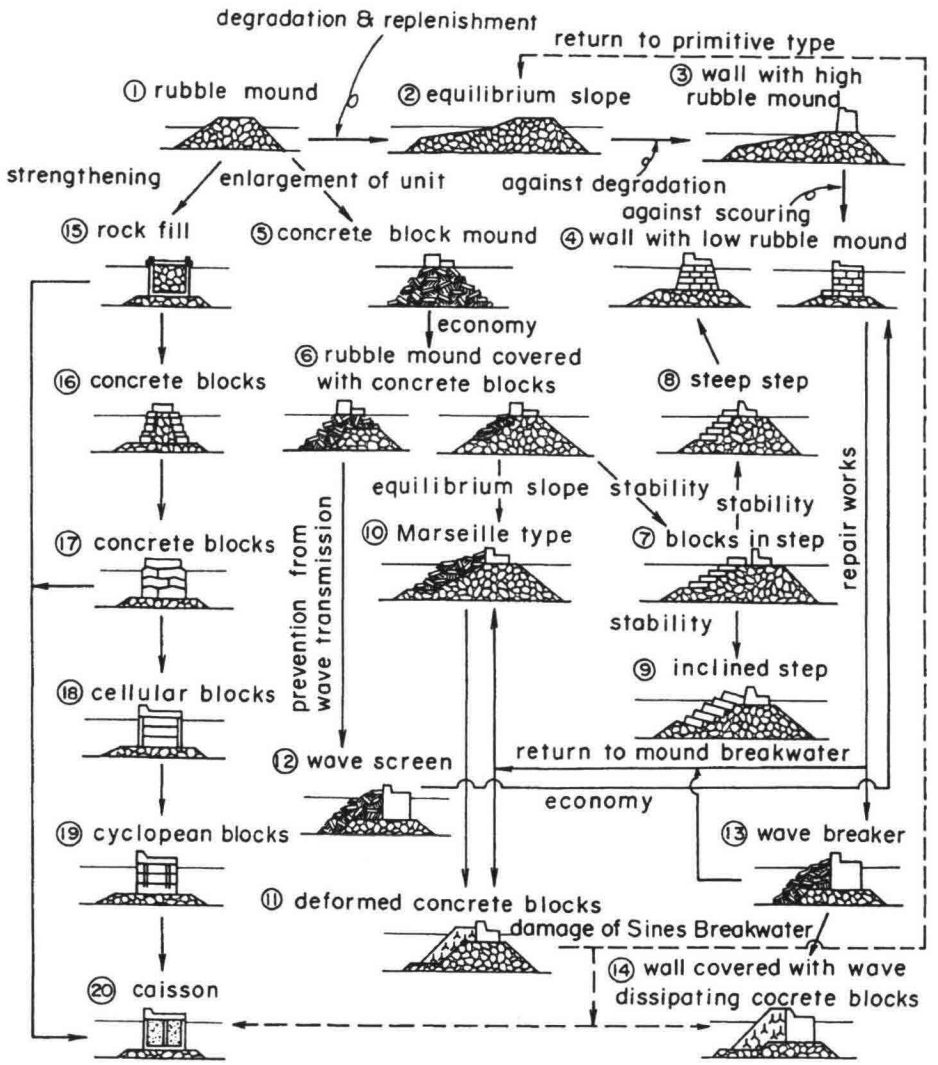
basismateriaal sterk gegradeerd is ($D_{60}/D_{10} > 10$), waarbij de kans aanwezig is van dichtslibben of "clogging" van de poriën in het geotextiel door uit de basislaag gestroomd materiaal, moet een grotere waarde van $\gamma$ worden gekozen. Een waarde van $\gamma = 10$ is dan gebruikelijk.

# 11.6 (Haven)dammen

Naast dijken en afsluitdammen is er nog een categorie golfbrekers. Dit zijn dammen die gewoonlijk zijn opgebouwd uit breuksteen, al dan niet in combinatie met een monolietconstructie, zie Figuur 11-22. Een vrijwel geheel bestaande monolietconstructie komt dient van wel eens als havendam, gezien de constructie tevens dienst kan doen als aanlegplaats.

In tegenstelling tot stuwdammen of afsluitdammen zijn golfbrekers vaak maar beperkt waterkerend en is golfoverslag meestal geen probleem. Dit komt voort uit de eisen die gesteld worden aan golfbrekers. De voornaamste zijn:

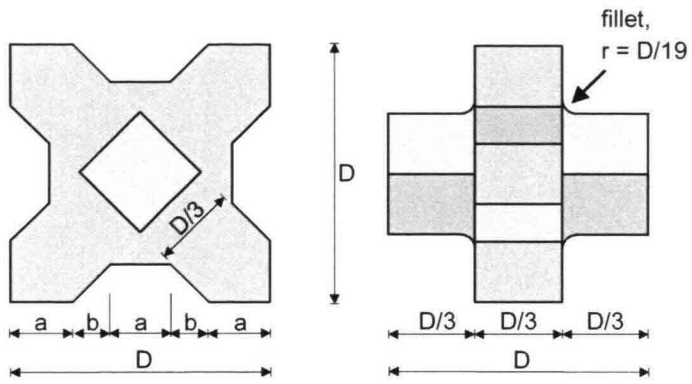
- bescherming bieden tegen golven
- bescherming bieden tegen stroming
- bescherming bieden tegen aanzanding
- scheppen van een aanlegplaats (havendam)
- scheppen van een weg (recreatie)



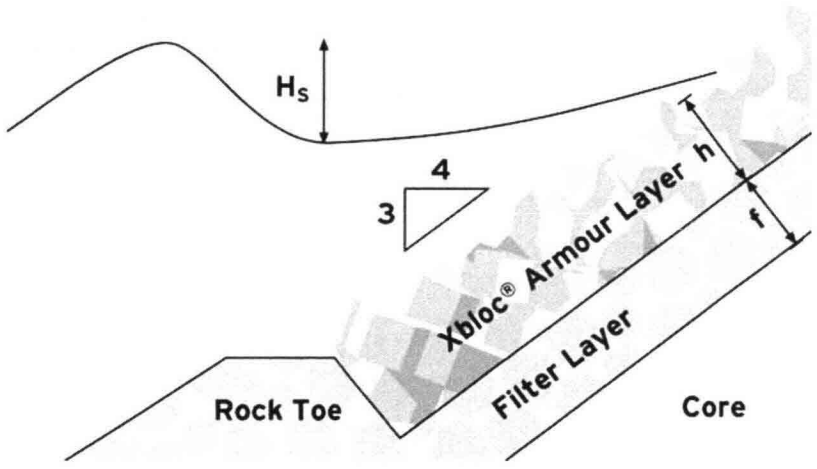

**Figuur 11-22 Ontwikkeling van golfbrekers, van geheel uit breuksteen, combinatie tot monolietconstructies (Institution of Civil Engineers, 1992)**

Het val buiten dit college om het ontwerp en bouw van golfbrekers hier te behandelen, echter ter inspiratie noemen we hier nog het door het Nederlandse bedrijf Delta Marine Consultants ontwikkelde golfbrekerelement genaamd Xbloc. Naast breuksteen wordt voor de toplaag aan de buitenzijde

namelijk geprefabriceerde betonelementen gebruikt, omdat breuksteen met een gewicht van meer dan 10 - 15 ton weinig courant is, en dus kostbaar. En ook hierin vindt nog steeds ontwikkeling plaats, zoals het golbrekerelement Xbloc, zie Figuur 11-23. Het element heeft een vrij eenvoudige vorm en is daardoor relatief goedkoop te maken. Ondanks deze vorm zijn de spanningen in het beton laag en heeft het een hoge interne sterkte. Hiervoor zijn de beide uitkragingen op de het "xbloc" vergroot, zie het zijaanzicht in Figuur 11-23. Met modelproeven (ondermeer in het laboratorium van de TU Delft) is aangetoont dat goed golven kon worden weerstaan en het een hoge hydraulische stabiliteit heeft. Doordat met 1 laag kan worden voorstaan, is het betonvolume per $m^2$ laag en is er dus een concurerent product ontwikkeld. Voor verder informatie wordt verwezen naar de webpagina www.xbloc.com en het college CT4310 Bed, bank and shore protection.

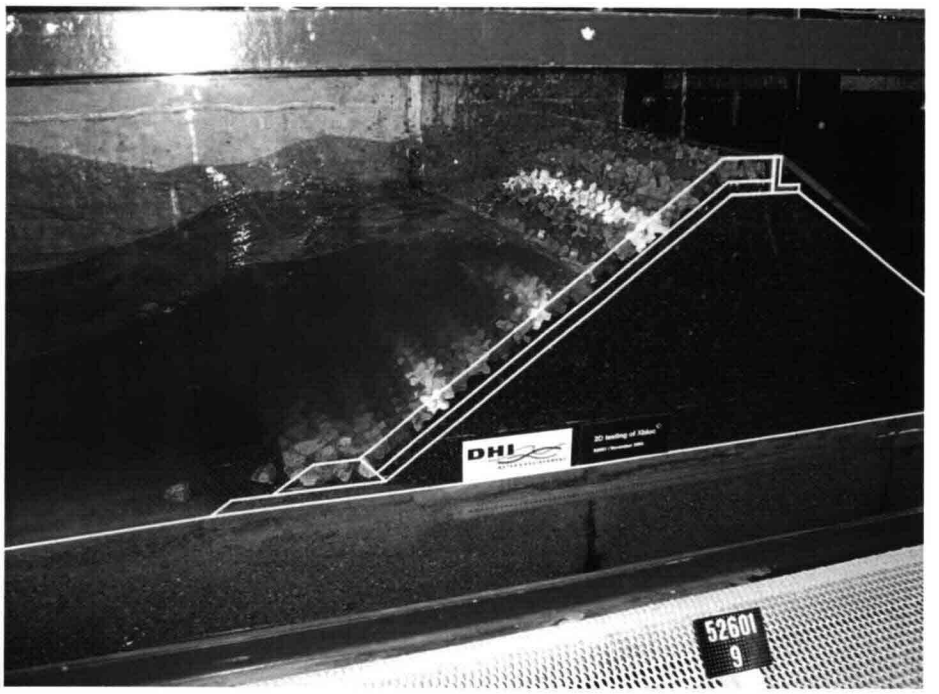



**Figuur 11-23 Voor- en zijaanzicht van een X-bloc golfbreker element (www.xbloc.com)**




**Figuur 11-24 Dwarsdoorsnede golfbreker met een toplaag van Xbloc elementen (www.xbloc.com)**

Figuur 11-25 Een eenvoudige bekisting bestaande uit voornamelijk rechte vlakken (www.xbloc.com)




Figuur 11-26 Modelproef met Xbloc elementen (www.xbloc.com)

## 11.7 Aanbevolen literatuur

Schiereck, G.J., *Introduction to bed, bank and shore protection*. Delft: VSSD, 2004.

*The Rock Manual, The use of rock in hydraulic engineering, (2nd edition), C683*. London: CIRIA, 2007.

d' Angremond, K., F.C. de Roode, *Breakwaters and closure dams*. Delft: VSSD, 2001.

# Bijlage A: Wetgeving ter bescherming van het milieu

## A.1 Overheidsbeleid

De gedachte die ten grondslag ligt aan bet Nederlandse milieubeleid, zoals uiteengezet in het Nationale Milieubeleidsplan, is die van duurzame ontwikkeling. Uitgangspunt daarbij is een samenleving die zodanig is ingericht dat ook de generaties na ons een duurzaam gebruik kunnen maken van de natuur en het milieu. Dit idee werd in 1972 in discussie gebracht door de Blueprint for Survival. Deze Blauwdruk stelt: "The principle defect of the industrial way of life with its ethos of expansion is that it is not sustainable." Om tot een duurzaam gebruik van het milieu te komen zijn structurele veranderingen nodig, gebaseerd op drie principes:

- De beperktheid of de eindigheid van de milieugebruiksruimte.
- De tendens van de industriële samenleving om die eindigheid uit het oog te verliezen en korte termijn economische belangen te laten prevaleren boven duurzame lange termijn belangen.
- Het morele besef dat de samenleving meer ecologisch inpasbaar moet functioneren, zowel terwille van onszelf als van toekomstige generaties.

Deze ideeën kregen voor bet eerst internationaal gewicht op de VN conferentie over het menselijk leefmilieu in Stockholm in 1972. Zij werden bevestigd door de World Conservation Strategy van 1980 en het bekende rapport van de WCED (World Commission on Environment and Development), oftewel de commissie Brundtland Our common future" 1987, New Vork. In 1992 werden deze gedachten tijdens de conferentie over biodiversiteit in Rio de Janeiro verder uitgewerkt in het lijvige document Agenda 21 met acties voor de 21e eeuw.

Duurzaamheidsaspecten betreffen de volgende onderwerpen: ruimtelijke inrichting, afvalstoffen, grondstoffen en energie.

*Ruimtelijke ordening*
Landelijke nota's geven invulling aan ruimtelijke ordeningsaspecten. Daarin staan algemene doelstellingen en een algemeen plan. Door de provincies wordt dit nader uitgewerkt tot een streekplan. Gemeentes geven hieraan invulling in een bestemmingsplan.

*Afvalstoffen*
Het overheidsbeleid kent een aantal prioriteiten om de afvalstoffenproblematiek het hoofd te bieden. Onder bet motto voorkomen is beter dan genezen staat preventie boven aan de prioriteitenlijst, gevolgd door hergebruik zonder of na enige vorm van bewerking, (zoals scheiding, opwerking, immobilisatie of reiniging) en tenslotte gecontroleerd storten.

*Grondstoffen*
In het Nationaal Milieubeleidsplan wordt grondstoffen extensivering oftewel zuinig omgaan met primaire grondstoffen als een van de speerpunten genoemd. Een uitwerking daarvan is Ketenbeheer, dat wil zeggen bevorderen van het gebruik van secundaire materialen in de bouw. In de Wet Milieubeheer wordt gestreefd naar besparing op primaire grondstoffen door het aangeven van een prioriteitsvolgorde voor het verwijderen van afvalstoffen. Daarbij moeten afvalstoffen zoveel mogelijk worden opgewerkt van tot herbruikbare (secundaire) materialen. Bouw- en sloopafval moet worden gesorteerd en zoveel mogelijk hergebruikt. Voor herbruikbaar afval geldt een stortverbod.

*Energie*
Bij energiebewust bouwen of energie-efficiënt bouwen wordt gestreefd naar bet treffen van maatregelen waardoor bij aanleg en beheer zo weinig mogelijk eindige energiebronnen worden gebruikt. Aandachtspunten zijn: energie voor transport, verwarming, verlichting, recirculatie koelwater, gebruik van hernieuwbare energiebronnen, zoals wind-, zonne-, en getijde energie. In veel gevallen

komt het erop neer dat bespaard wordt op fossiele brandstoffen. Beslissingen berusten vaak op economische afwegingen.

## A.2 Nederlandse milieuwetgeving

Nederland kent een ingewikkeld systeem van wetgeving ter bescherming van het milieu. Hier wordt met name genoemd de waterstaatswetgeving. De waterstaatswetgeving bestaat uit een groot aantal verschillende wetten en regelgeving. Om hier eenheid in te brengen is in 2006 een wetsvoorstel ingediend bij de Kamer voor de nieuwe Waterwet. De Waterwet moderniseert en integreert de bestaande wetgeving op het gebied van waterbeheer. Veel van de huidige wetgeving is versnipperd in verschillende wetten die deels ook nog eens verouderd zijn. De wetten die in aanmerking komen voor integratie en modernisering zijn: de Wet op de waterhuishouding, de Wet verontreiniging oppervlaktewateren, de Wet verontreiniging zeewater, de Grondwaterwet, de Wet droogmakerijen en indijkingen, de Wet op de waterkering, de Wet beheer rijkswaterstaatswerken en de Waterstaatswet 1900.

Genoemde wetten worden ingetrokken met de invoering van de nieuwe Waterwet, behalve de laatste twee wetten. Deze bevatten ook onderdelen van het beheer van wegen. De Wrakkenwet en de Ontgrondingenwet worden in dit stadium nog niet opgenomen in het wetsvoorstel. Het komende jaar wordt onderzoek uitgevoerd naar de mogelijkheden deze wetten te integreren en/of in te trekken.
De Waterwet gaat niet over de organisatie en financiering van het regionale waterbeheer. Dit is vastgelegd in de Waterschapswet. Ook de waterketen (het geheel van drinkwatervoorziening, riolering en zuivering van stedelijk afvalwater) vindt geen regeling in de Waterwet, behalve de zuivering. Hiervoor is gekozen vanwege de sterke relatie van het zuiveringsbeheer met het watersysteembeheer.

Gezien de grote hoeveelheden aan wijzigingen, onder andere ingegeven door de EU, dient altijd nagegaan te worden welke wetten en verdragen geldig zijn. Hiervoor kunnen onderstaande websites behulpzaam zijn:

http://ec.europa.eu/environment/nature/home.htm
http://ec.europa.eu/environment/water/water-framework/index_en.html
www.eia.nl
www.infomil.nl
www.kaderrichtlijnwater.nl
www.minlnv.nl/natura2000
www.minvrom.nl
www.natuurloket.nl
www.noordzeeloket.nl/overzicht/beleid_en_regelgeving/algemeen/
www.overheid.nl
www.waterinthenetherlands.nl
www.waterwet.nl

Voorts wordt verwezen naar de colleges CT5500 Water Law and Organization en CT5720 Enviromental impact assessment.

## A.3 Internationale conventies

Internationaal zijn er vele overeenkomsten gesloten om het milieu te beschermen. In Tabel A-1 is een overzicht weergegeven van de belangrijkste wet- en regelgeving, beleid en internationale fora welke betrekking hebben op de Noordzee. Ook hier blijft het zaak om altijd na te gaan welke wetgeving en verdragen geldig zijn, daar deze regelmatig wijzigen.

**Tabel A-0-1 Overzicht van belangrijkste wet- en regelgeving, beleid en internationale fora met betrekking tot de Noordzee (Noordzeeloket, www.noordzeeloket.nl, beperkt aangevuld, Mostert 2006)**

**Nationale wet- en regelgeving**

- Besluit MER
- Convenant olie en gas
- Flora-en faunawet*
- Inrichtingen- en vergunningenbesluit milieubeheer*
- Mijnbouwwet
- Monumentenwet*
- Natuurbeschermingswet 1967 en 1998*
- Ontgrondingenwet
- Rijkswet instelling Exclusieve Economische Zone
- Scheepvaartregelement*
- Scheepvaartverkeerswet*
- Visserijwet
- Wet beheer rijkswaterstaatwerken
- Wet bestrijding ongevallen Noordzee
- Wet bodembescherming*
- Wet op de droogmakerijen en indijkingen*
- Wet installaties Noordzee
- Wet milieubeheer*
- Wet op de ruimtelijke ordening*
- Wet verontreiniging oppervlaktewater*
- Wet verontreiniging zeewater
- Wet voorkoming verontreiniging door schepen*
- Wrakkenwet*

**EU-regelgeving**

- Basisverordening Visserij
- Habitatrichtlijn
- Kaderrichtlijn water* (1-mijlszone)
- M.E.R.-richtlijn*
- Vogelrichtlijn
- Zwemwaterrichtlijn*

**Nationale visie en beleid op de Noordzee**

- Beleidsnota en voortgangsnota scheepvaart-verkeer Noordzee
- Energierapport 2002
- Integraal beleidsplan Voordelta
- Mensen voor natuur, natuur voor mensen, Structuurschen groene ruimte
- Milieubeleidsplan voor de Scheepvaart
- Regionaal Ontgrondingenplan Noordzee (RON 1 en 2)
- Structuurnota zee- en kustvisserij
- Structuurschema buisleidingen
- Structuurschema Militaire terreinen
- Structuurschema's oppervlaktedelfstoffen 1 en 2
- Tweede en derde kustnota
- Vierde nota ruimtelijke ordening en Nota Ruimte
- Vierde nota waterhuishouding

**Internationale fora en verdragen (Noordzee)**

- OSPAR (Convention for the Protection of Marine Environment of the North East Atlantic): overlegorgaan voor alle milieuthema's
- Paris MOU on Port State Control: afspraak tussen 19 landen om de controle van schepen in de wateren van Europa en Noord-Amerika te verbeteren
- De Europese Unie: exclusieve competentie op visserijgebied, richt zich in toenemende mate op de andere aspecten van de zee.
- Noordzeeministers-conferentie: een forum waarin ministers bij elkaar komen om politieke (in tegenstelling tot juridisch bindende) afspra-ken te maken over de regionale aspecten van het milieu op de Noordzee.
- ICES (International Council for the Exploration of the Seas): forum dat wetenschappelijke informatie levert aan onder andere de EU en OSPARCOM.
- Biodiversiteitsverdrag
- North Sea Commission: forum van NGO's waar onder andere brancheverenigingen en weten-schappers aan deelnemen. In dit forum vindt veel overleg tussen visserij en wetenschap plaats.

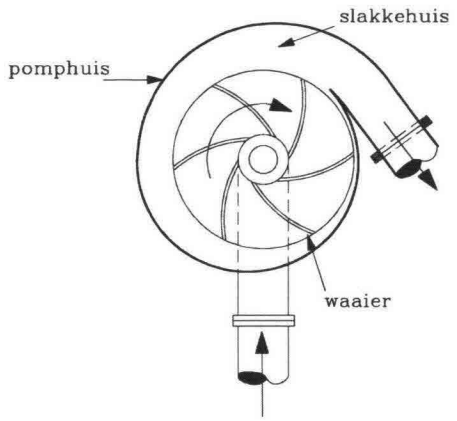
**Idem mondiaal**

- UNCLOS-verdrag (United Nations Convention on the Law of the Sea, 1972): het internationale juridische kader voor het gebruik van de zeeën is vastgelegd in het UNCLOS-verdrag.
- IMO (International Maritime Organization): de VN-organisatie voor de Scheepvaart. De belangrijkste werkvelden zijn veiligheid en milieu.
- London Convention: verdrag met voorwaarden voor en eisen aan dumping van onder andere afval en slib.
- UNEP GPA (United Nations Environment Pro-gram, Global Program of Action): een actie-programma voor het aanpakken van vervui-lingen bij de bron.
- Bonn Agreement: verdrag over het stimuleren van bilaterale en regionale afspraken over de aanpak van olievervuiling bij scheeps-rampen.
- IALA (International Association of Marine Aids to Navigation and Lighthouse Autho-rities). Binnen de IALA worden ondermeer afspraken gemaakt over de vorm van de marke-ringen en de veiligheid van de aanvaarroutes.
- PIANC (International Navigation Association): organisatie waarin afspraken worden gemaakt over de dimensies van vaarwegen, het uitvoeren van baggerwerken en dergelijke

*: Alleen territoriale wateren

# Bijlage B: De centrifugaalpomp

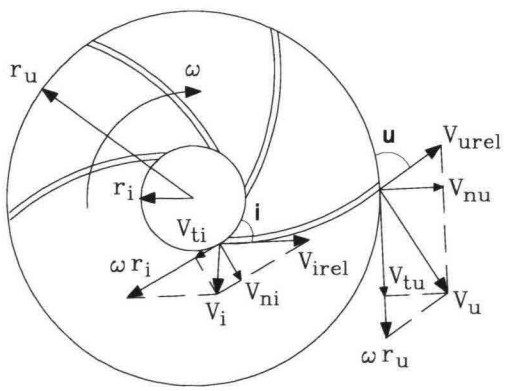
De centrifugaalpomp is het meest gebruikelijke werktuig om in een gesloten leiding druk op te bouwen teneinde de leidingweerstand te overwinnen. In zijn meest eenvoudige vorm bestaat de pomp uit een pomphuis, en een daarin ronddraaiende waaier (zie Figuur B-1). De waaier wordt aangedreven door middel van een elektromotor of een verbrandingsmotor. De te verpompen vloeistof komt het pomphuis in via het hart van de waaier. Door de schoepen van de draaiende waaier wordt energie aan de vloeistof toegevoegd. De vloeistof stroomt tussen de schoepen door en komt zo terecht in het kanaal aan de omtrek van het pomphuis en verdwijnt daarvandaan via de perszijde.




**Figuur B-1: Doorsnede van een centrifugaalpomp**

De stroming in de pomp kan opgebouwd worden gedacht uit de som van twee invloeden:

- de stroming door de stilstaande waaier
- de rotatie van de vloeistof in de waaier (zie Figuur B-2)

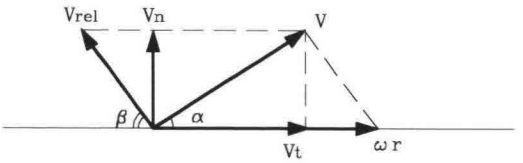



**Figuur B-2: Rotatie van de vloeistof**

De binnenomtrek van de waaier bedraagt $2\pi r_i$ en de buitenomtrek $2\pi r_u$. Omdat $r_u$ belangrijk groter is dan $r_i$ neemt de rotatiesnelheid van de vloeistof toe naarmate die naar buiten beweegt. Door dit mechanisme wordt energie overgedragen aan de vloeistof. Snelheid wordt omgezet in druk. Het zal duidelijk zijn dat de omtreksnelheid van de waaier bepalend is voor de opvoerhoogte van de pomp.

De vloeistof stroomt door de waaier met een snelheid $v_{rel}$ die een richting heeft gelijk aan de richting van de waaierbladen. Belangrijk zijn de intreehoek en de uittree hoek $\beta_i$ resp. $\beta_u$. Door de rotatie van de waaier heeft de vloeistof bovendien een snelheid $\omega r$, in de tangentiële richting.

De resulterende vloeistofbeweging wordt gevonden door combinatie van de vectoren $v_{rel}$ en $\omega r$. Het karakteristieke beeld wordt gegeven in Figuur B-3. De resulterende snelheid bedraagt $v$. Deze resulterende snelheid kan worden ontbonden in een component $v_n$, in radiale richting en $v_t$ in tangentiële richting.

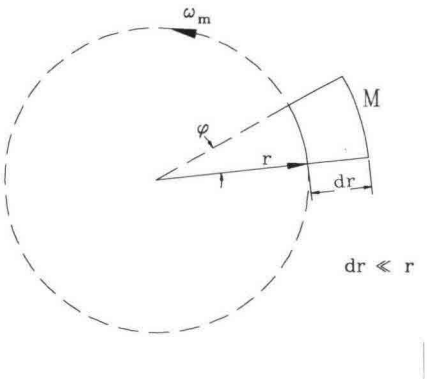



**Figuur B-3: Snelheden**

Nu kan de impulsbalans worden bepaald tussen de binnendiameter $r_i$ en de buitendiameter $r_u$. De impulsbalans voor een vloeistofdeeltje dat roteert om een centrum is: (zie Figuur B-4)

$$Tdt = d(J \cdot \omega_m) \tag{B.1}$$

waarin:
$T$ = impulsmoment van het deeltje ten opzichte van het centrum
$J$ = polair traagheidsmoment van het deeltje ten opzichte van het centrum = $m \cdot r^2$
$m$ = massa van het waterdeeltje
$r$ = afstand van het waterdeeltje tot het centrum
$t$ = tijdseenheid
$\omega_m$ = rotatiesnelheid van het deeltje ten opzichte van het centrum




**Figuur B-4: Roterende massa**

Voor het Impulsmoment kan nu worden geschreven:

$$T = \frac{d(J \cdot \omega_m)}{dt} = \frac{d(\omega_m \cdot mr^2)}{dt} \tag{B.2}$$

De massa $m$ is constant in de tijd en bedraagt $m = b \cdot \rho \cdot \nu \cdot r \cdot dr$ ($b$ = schoepbreedte). De rotatiesnelheid wordt bepaald door de draaisnelheid van de waaier en de vorm van de schoepen.

Er geldt:

$$\omega_m \cdot r = \omega \cdot r - V_{rel} \cdot cos(\beta) \rightarrow \omega_m \cdot r = V_t \tag{B.3}$$

waarin:
$\omega$ = rotatiesnelheid van de waaier
$V_t$ = tangentiële component van de resulterende snelheid van het waterdeeltje

Dus:

$$T = \frac{d(V_t \cdot mr)}{dt} = m \cdot \frac{d(V_t r)}{dt} + V_t r \frac{dm}{dt} =$$

$$0 + V_t r \frac{dm}{dr}\frac{dr}{dt} = V_t r(b \cdot \rho \cdot \varphi \cdot r)\frac{dr}{dt} = \qquad \text{(B.4)}$$

$$V_t \cdot V_n \cdot b \cdot \rho \cdot \varphi \cdot r^2$$

waarin:
$V_n$ = radiale component van de resulterende snelheid van het waterdeeltje

Beschouwen we nu het impulsmoment van de watermassa op de binnenrand, dan stellen we $\nu = 2\pi$ en $r = r_i$.

Nu geldt:

$$T_i = V_{ti} \cdot V_m \cdot b \cdot \rho \cdot 2\pi \cdot r_i^2 = \rho \cdot Q \cdot V_{ti} \cdot r_i \qquad \text{(B.5)}$$

Voor de buitenrand geldt:

$$T_u = V_{ti} \cdot V_{ni} \cdot b \cdot \rho \cdot 2\pi \cdot r_u^2 = \rho \cdot Q \cdot V_{tu} \cdot r_u \qquad \text{(B.6)}$$

De impulsbalans luidt:

$$M_{th} = T_u - T_i \qquad \text{(B.7)}$$

waarin:
$M_{th}$ = theoretisch benodigd uitwendig moment op de pompas

Dus:

$$M = \rho \cdot Q \cdot V_{tu} \cdot r_u - \rho \cdot Q \cdot V_{ti} \cdot r_i = \rho \cdot Q \cdot (V_u \cdot cos(\alpha_u) \cdot r_u - V_i \cdot cos(\alpha_i) \cdot r_i) \qquad \text{(B.8)}$$

Het vermogen dat door het moment wordt uitgeoefend ($M_{th} . \omega$) is gelijk aan het hydraulisch vermogen ($Q \cdot \rho \cdot g \cdot \Delta H$).

Hieruit volgt:

$$Q = \frac{M_{th} \cdot \omega}{\rho \cdot g \cdot \Delta H} = \frac{\omega \cdot \rho \cdot Q \cdot (V_u \cdot cos(\alpha_u) \cdot r_u - V_i \cdot cos(\alpha_i) \cdot r_i)}{\rho \cdot g \cdot \Delta H} \qquad \text{(B.9)}$$

waarin:
$\Delta H$ = opvoerhoogte [m]

Hieruit volgt:

$$\Delta H = \tfrac{1}{g}(\omega \cdot r_u \cdot V_u \cdot cos(\alpha_u) - \omega \cdot r_i \cdot V_i \cdot cos(\alpha_i)) \qquad \text{(B.10)}$$

Verder geldt:

$$V \cdot cos(\alpha) = V_t = \omega \cdot r - V_{rel} \cdot cos(\beta) \qquad \text{(B.11)}$$

en

$$V_{rel} = \frac{V_n}{sin(\beta)} \tag{B.12}$$

en

$$V_n = \frac{Q}{2\pi \cdot r \cdot b} \tag{B.13}$$

Dus:

$$\Delta H = \frac{1}{g}\{\omega \cdot r_u \cdot (\omega \cdot r_u - V_{urel.} \cdot cos(\beta_u)) - \omega \cdot r_i(\omega \cdot r_i - V_{irel} \cdot cos(\beta_i))\}$$

$$= \frac{1}{g}\left\{\omega \cdot r_u\left(\omega \cdot r_u - \frac{Q \cdot cos(\beta_u)}{2\pi \cdot r_u \cdot b \cdot sin(\beta_u)}\right) - \omega \cdot r_i\left(\omega \cdot r_i - \frac{Q \cdot cos(\beta_i)}{2\pi \cdot r_i \cdot b \cdot sin(\beta_i)}\right)\right\} \tag{B.14}$$

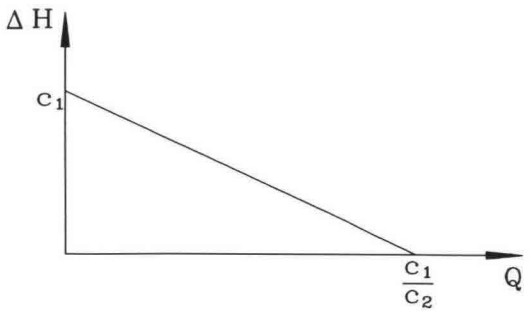
De waarden van $r_i$, $r_u$, $\beta_i$, $\beta_u$ en $b$ zijn constant voor een gegeven pomp.
Indien de stroming stationair is, dan is ook $\omega$ constant.
Ter vereenvoudiging kunnen we de volgende constanten invoeren:

$$C_1 = \frac{(\omega \cdot r_u)^2 - (\omega \cdot r_i)^2}{g} \quad \text{en} \quad C_2 = \frac{\omega \cdot r_u \cdot cot(\beta_u)}{2\pi \cdot r_u \cdot b} + \frac{\omega \cdot r_i \cdot cot(\beta_i)}{2\pi \cdot r_i \cdot b} \tag{B.15}$$

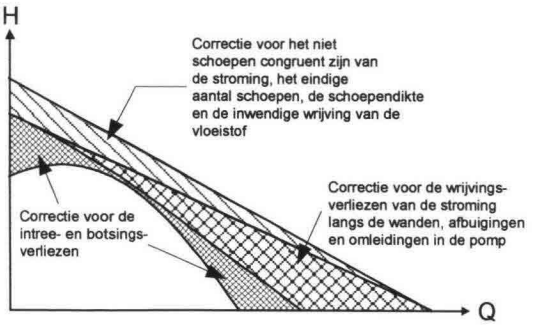
dan wordt het verband tussen de opvoerhoogte en het debiet:

$$\Delta H = C_1 - C_2 \cdot Q \tag{B.16}$$

Dit verband is in Figuur B-5 weergegeven.




**Figuur B-5: theoretische Q-H relatie**




**Figuur B-6: werkelijke Q-H-kromme**

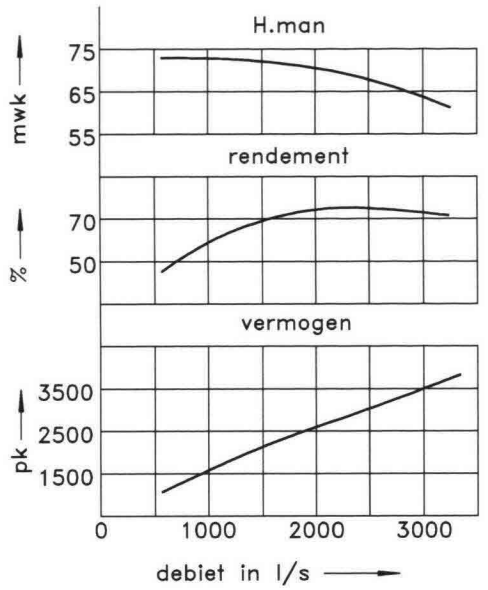
Transformeren we nu het theoretische model naar de werkelijkheid bij een centrifugaalpomp, dan blijkt dat hierbij een aantal correcties moeten worden aangebracht op de theoretische krommen (zie Figuur B-6).

- Correctie voor het ***niet schoepencongruent zijn van de stroming***, het eindige aantal schoepen, geplaatst in een rond schoepenwiel, de schoepdikte en de inwendige wrijving van de vloeistof.
- Correctie voor de ***wrijvingsverliezen langs de wanden***, de afbuigingen en omleidingen in de pompintree, het schoepenwiel en het pomphuis. Deze correctie wordt groter naarmate het debiet door de pomp groter is. Bij steeds groter wordende debieten gaat dit verlies steeds meer overheersen, waardoor uiteindelijk de totale aan de pomp toegevoerde energie hoofdzakelijk hieraan en aan het intree- en stootverlies verloren gaat.

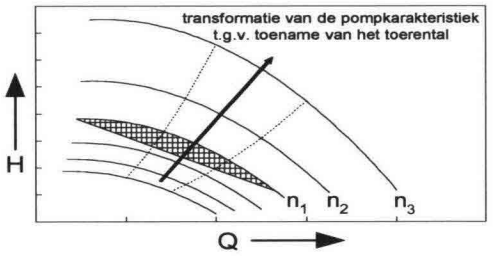
- Correctie voor de ***intreeverliezen***. Bij een gegeven pomp zijn de intreeverliezen slechts bij één debiet minimaal. Beneden en boven dit debiet ontstaan verliezen die groter zijn naarmate het debiet kleiner of groter wordt.

**De karakteristieken van de pomp**

De karakteristieken van de pomp zien er in werkelijkheid uit volgens Figuur B-7. In deze figuur zijn de manometrische opvoerhoogte $H_{man}$, het rendement en het vermogen van een pomp bij één toerental weergegeven als functie van het debiet.




**Figuur B-7: Pompkarakteristiek**




**Figuur B-8: toename van het toerental**

In Figuur B-8 staat aangegeven hoe de *Q-H* relatie wijzigt bij verandering van het toerental. Hebben we van een pomp de *Q-H* curve en rendementscurve bij één toerental, dan is het mogelijk, om hieruit de overeenkomstige karakteristieken te berekenen voor een hoger of lager toerental van de pomp. Indien het om slechts relatief kleine toerentalwijzigingen gaat, kan worden aangenomen dat het debiet en de manometrische opvoerhoogte op de navolgende wijze zullen veranderen.

1. Het debiet *Q* is nagenoeg recht evenredig met het toerental *n*, dus

$$\frac{Q_1}{Q_2} :: \frac{n_1}{n_2} \qquad \text{(B.17)}$$

2. De manometrische opvoerhoogte $H_{man}$ is nagenoeg recht evenredig met het kwadraat van de uittredesnelheid, dus

$$\frac{H_1}{H_2} :: \left(\frac{n_1}{n_2}\right)^2$$

3. Het benodigde vermogen *P* is nagenoeg recht evenredig met de derde macht van het toerental, dus

$$\frac{P_1}{P_2} :: \left(\frac{n_1}{n_2}\right)^3$$

# Bijlage C: Stuwtypen

In deze bijlage wordt gebruik gemaakt van de morfologische kaart uit hoofdstuk 6, welke gemakshalve nogmaals is weergegeven in Figuur C-1.

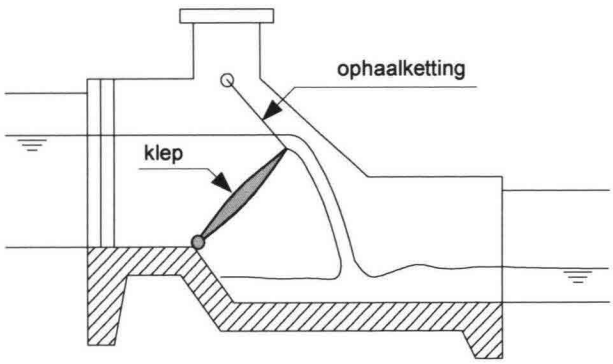
| ASPECT | | OPLOSSINGPRINCIPE | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| A | plaats v.d. krachtsoverdracht | onder | boven | zijkant | voor | achter | combinatie |
| B | aard v.h. afsluitelement | vormvast | vervormbaar | samenstel | | | |
| C | bewegingsinrichting | translatie in y-richting | translatie in z-richting | rotatie om x-as | rotatie om y-as | rotatie om z-as | combinatie |
| D | aantal elementen | één | meerdere in x richting | meerdere in y-richting | meerdere in z-richting | | |
| E | plaats v.d. doorlaatopening | onder | boven | in/door | naast | combinatie | |

**Figuur C-1: Voorbeeld morfologische kaart afsluitmiddel stuw**

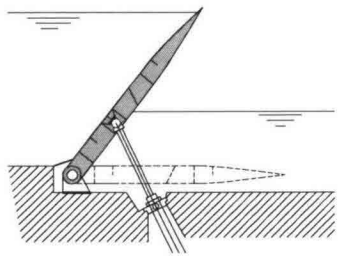
## C.1 Klepstuw

(in de morfologische kaart de combinatie A1, B1, C4, D1, E2)

De constructie bestaat uit een wringstijve klep - vaak in doorsneevorm als een visbuik - die met scharnieren aan de drempel is verbonden. De klep kan worden bewogen met behulp van trekkabels en lieren (zie Figuur C-2) of door middel van duwpersen (zie Figuur C-3).




**Figuur C-2: Klepstuw met kettingen**

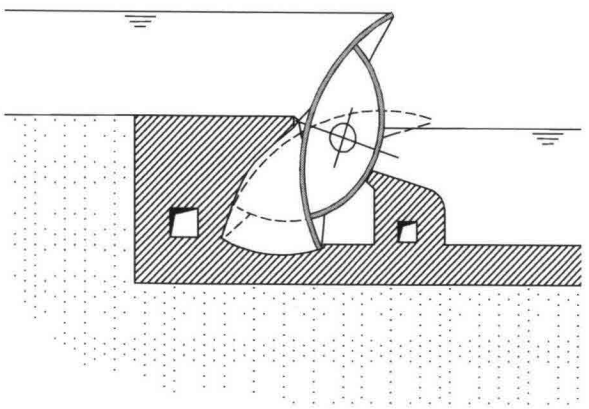


**Figuur C-3: Klepstuw met duwpersen**

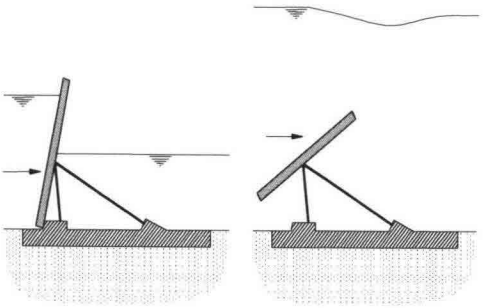
Het is een eenvoudige constructie, die wel als nadeel heeft, dat zij zich grotendeels onder water bevindt. Dit is een bezwaar voor onderhoudswerkzaamheden, vooral voor de aan slijtage onderhevige draaipunten.
De kerende hoogte van een klepstuw is beperkt omdat het benodigde moment om de klep te bewegen sterk toeneemt bij hogere waterstanden. Immers het moment is evenredig met de derde macht van de waterhoogte boven de drempel (zie ook Figuur C-2).

Om het bewegingsmechanisme te ontlasten wordt veelal gebruik gemaakt van contragewichten. Ook kan men een tegenwerkend moment laten ontstaan met behulp van het bovenstroomse water. Deze laatste oplossing is o.a. toegepast bij stuwen in de Marne (zie Figuur C-4).
Een andere mogelijkheid is de doorstroomopening af te sluiten met een aantal kleine elementen (in de morfologische kaart A1, B1, C4, D3, E2).

Dit betekent, dat de af te sluiten breedte vrijwel onbeperkt is, waardoor deze methode veel is toegepast voor het afsluiten van de (brede) scheepvaartopeningen in stuwcomplexen. De meest toegepaste vorm is de ***Chanoine-Pascaud stuwklep*** (zie Figuur C-5).



Figuur C-4: Stuw in de Marne



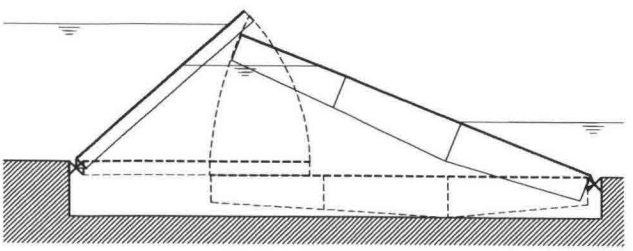
Figuur C-5: Chanoine-Pascaud stuwklep

In de oorspronkelijke, nu niet meer gebruikte, vorm was het eigenlijke stuwlichaam (klep) scharnierend aan de bodem verbonden. In de modernere uitvoering is de klep door middel van een scharnier even onder het midden van de klephoogte aan een stangenstelsel (juk) bevestigd. Stijgt de bovenstroomse waterstand, dan schuift de resultante van de waterdruk omhoog totdat zij zich boven het klepscharnier bevindt. De klep gaat daardoor automatisch horizontaal liggen en zakt naar de drempel. Daalt later de waterspiegel weer, dan kan de klep niet uit zichzelf omhoog komen, maar zal vanaf een schip of een hulpbrug moeten worden opgetrokken.
Dit soort stuwen vindt men vooral in Frankrijk (Seine). In Rusland is met deze kleppenstuw een breedte van 80 m overspannen waarbij 40 elementen, elk 2 m breed, werden toegepast.

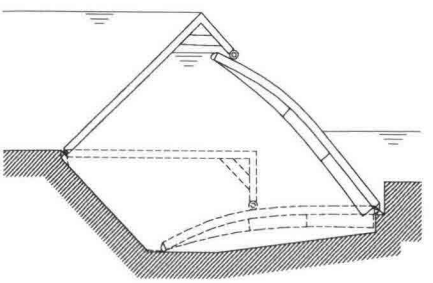
## C.2 Dakstuw

(in de morfologische kaart A6 (1-5), B3, C4, D2, E2)

In zijn eenvoudigste vorm bestaat de dakstuw uit een korte en een langere stuwklep. De kleppen zijn scharnierend verbonden met de drempel en vormen samen een driehoek (zie Figuur C-6).



Figuur C-6: Eenvoudige dakstuw

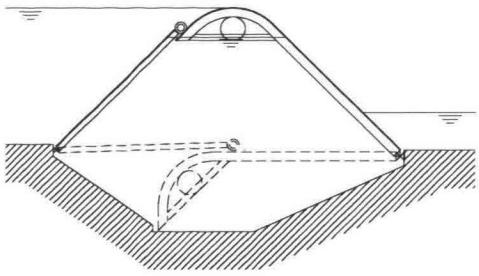


Figuur C-7: Dakstuw, verbeterde vorm

Door via riolen (in de pijlers, landhoofden of in de drempel) water te brengen naar of te onttrekken aan de driehoekige ruimte kan de stuw omhoog of omlaag worden bewogen.

Een verbeterde versie van de dakstuw is aangegeven in Figuur C-7. De stuwklep is aan de bovenzijde onder een rechte hoek in de stroomrichting afgebogen en rust met rollen op de steunklep, zodat de wrijving tussen de twee kleppen bij de beweging ervan sterk wordt verminderd.

De plaats van de voeg tussen de kleppen, namelijk aan de benedenstroomse zijde, heeft enige bezwaren. Zo zal de stuw naar beneden zakken indien er lekkage door de voeg optreedt. Bovendien is er gevaar voor ijsvorming of sedimentafzetting ter plaatse van de rollen. Daarom wordt tegenwoordig de voeg aan de bovenstroomse zijde van de stuw ontworpen (zie Figuur C-8).



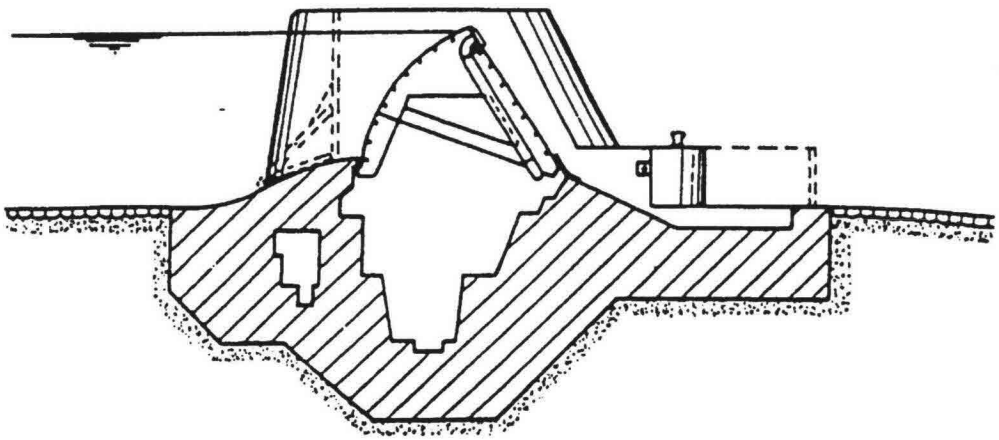
**Figuur C-8: Dakstuw met de voeg aan de bovenstroomse zijde**

De dakstuw wordt vooral in Duitsland, Oostenrijk en Zwitserland toegepast. Meestal wordt de dakstuw niet gebruikt voor vervallen groter dan 7 m, daar anders de kosten van de kleppen en de bodeminkassing te hoog zouden worden. De grootste toegepaste breedte ligt in de orde van 40 m. Een probleem bij de dakstuw is de waterdichting t.pl.v. de aansluiting van de kleppen aan de landhoofden en pijlers.

## C.3 Sectorstuw

(in de morfologische kaart A6 (1-5), B1, C4, D1, E2)

Een logisch vervolg op de dakstuw is de sectorstuw. Hierbij zijn de stuwklep en de steunklep door vakwerkliggers verbonden tot één stuwlichaam.



**Figuur C-9: Sectorstuw**

Het stuw lichaam is door middel van scharnieren aan de benedenstroomse zijde verbonden met de drempel. De sectorstuw wordt - evenals de dakstuw - bewogen door water via riolen (in de pijlers en drempel) te brengen naar of te onttrekken aan de ruimte onder het stuwlichaam.
Een nadeel van de sectorstuw is de omvangrijke inkassing in de drempel en de kans op sedimentafzetting in de diepe kas (zie Figuur C-9).

## C.4 Schotbalkstuw

(in de morfologische kaart A3, B1, C2, D4, E2)

De stuwelementen worden gevormd door een aantal op elkaar gestapelde houten balken of, bij grotere overspanningen, stalen liggers. De elementen kunnen met behulp van een lierwerk worden

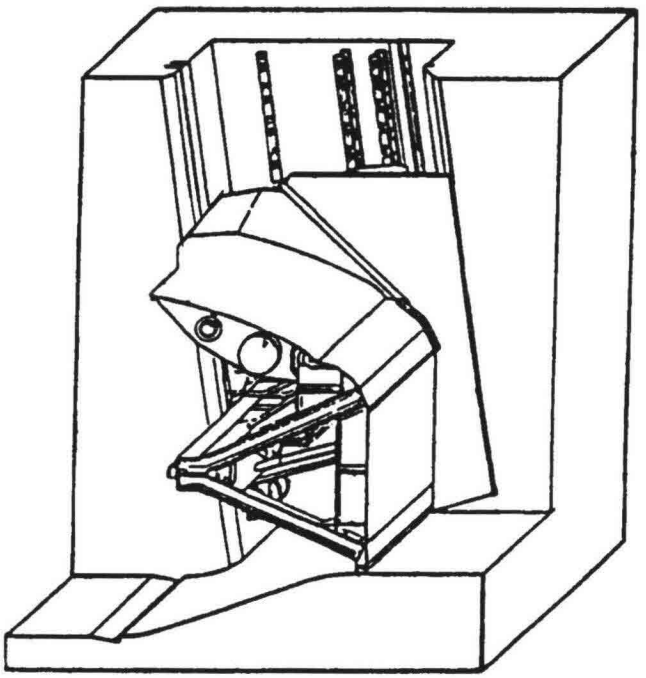
geplaatst. Bij grotere waterkerende hoogten en bij bredere afsluitopeningen worden de elementen te zwaar om te hanteren. De schotbalkstuw vindt men in Nederland en elders in Europa vooral bij genormaliseerde beken. Een nadeel is dat de regeling van de waterstand in trappen moet plaatsvinden. Overigens is het zeer moeilijk om schotbalken in stromend water aan te brengen.

## C.5 Schuivenstuw

(in de morfologische kaart A3, B1, C2, D1, E2)

Een logisch vervolg op de schotbalkstuw is het combineren van de liggers tot één plaat. Men krijgt dan een schuivenstuw.

Vooral bij grotere overspanningen kunnen de krachten, die door het water op het stuwlichaam uitgeoefend worden, erg groot worden. Dit kan problemen geven indien de schuif ook moet worden bewogen onder een verval of in stromend water.
Het gevolg daarvan is dat grote wrijvingskrachten bij de zijaanslagen optreden. In het algemeen zullen daarom de schuiven met wielstellen worden uitgerust. Om de hefkracht vooral bij het begin van de beweging, als de wrijving het grootst is, te verminderen, wordt de rolbaan wel onder een helling aangebracht (zie Figuur C-10). De constructie wordt daardoor wel ingewikkelder en dus duurder.



**Figuur C-10: Schuivenstuw**

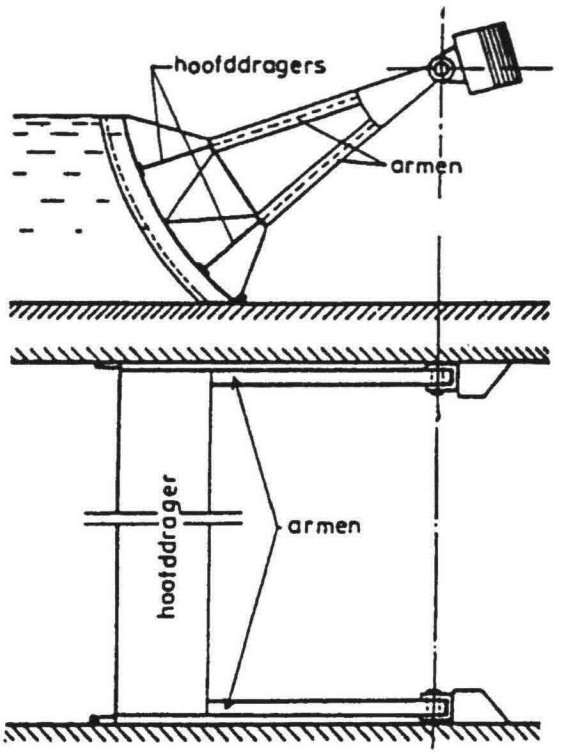
De ***wielschuif*** bestaat uit een stijf frame op wielen, waarop een waterkerend vlak in de vorm van een plaat is aangebracht. Om de waterstand te regelen zou men de schuif kunnen laten zakken inde stuw drempel (indien bovenafvoer gewenst is), maar dan moet er geen of weinig sedimenttransport in de rivier optreden. Indien dit wel het geval is kan men bovenop de schuif een beweegbare klep aanbrengen, waarmee het waterpeil en de evt. ijsafvoer geregeld kunnen worden (zie Figuur C-10). Een voorbeeld van dit stuwtype is in Nederland te vinden bij de Maaskanalisatie o.a. bij de stuw bij Lith. Ook worden wel dubbele schuiven toegepast zoals bij de stuw van Sambeek.

Een andere manier om de belastingen naar de zijkanten af te voeren vindt men bij de segmentstuw.

# C.6 Segmentstuw

(in de morfologische kaart A6 (3-5), B1, C4, D1, E5 (1-20))

Een segmentstuw heeft een gebogen keervlak in de vorm van een cirkelsegment, ondersteund door een verstijvingsframe dat de waterdrukken via twee oplegarmen aan de zijkanten naar de scharnieren overbrengt. De resultante van de waterdruk gaat dus altijd door deze scharnieren heen (zie Figuur C-11). In geval van scheepvaart moeten de scharnieren en de armen in de pijlers en landhoofden zitten opgeborgen.

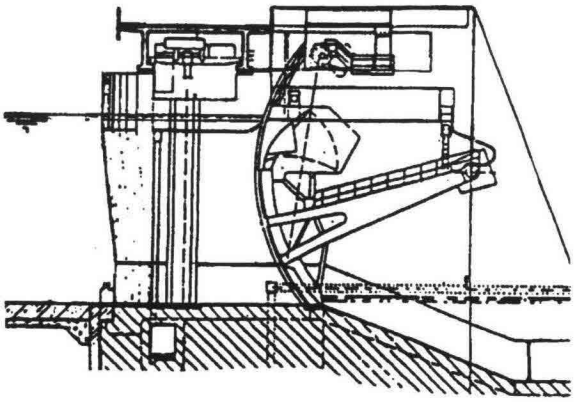



**Figuur C-11: Segmentstuw**

De segmentstuw kan, evenals de klepstuw, op een aantal manieren worden bewogen, bijvoorbeeld met een lierwerk of een hydraulische duwpers. De benodigde bewegingsenergie kan worden verminderd door contragewichten. Omdat de resultante van de waterdruk door het scharnier gaat, hoeft men alleen maar de tapwrijving te overwinnen en zijn ook geen wielstellen noodzakelijk.
Meestal blijft de toepassing beperkt tot breedten van maximaal ca. 50 m. Het draaipunt (scharnier) van de segmentstuw kan zowel aan de benedenstroomse als aan de bovenstroomse zijde van de stuw worden aangebracht.

Met het oog op de pijlers is het gunstig indien de resultante zo laag mogelijk aangrijpt en zoveel mogelijk neerwaarts is gericht. Bovendien zal men in verband met het onderhoud van het draaipunt en de kans op vervuiling daarvan wensen dat het scharnier zich boven water bevindt. Alleen bij grote rivierafvoeren zal niet aan deze eis kunnen worden voldaan. Eén en ander houdt in dat men de draaipunten vaak aan de benedenstroomse zijde van de stuw aanbrengt.

In wezen kan men bij de segmentstuw zowel onder- als bovenafvoer realiseren. Bij bovenafvoer is het noodzakelijk dat de stuw in de drempel kan zakken. dit is niet aantrekkelijk door de grote diepte van de inkassing en de kans op sedimentafzetting. Indien bovenafvoer toch gewenst is, kan men overwegen een klep op de segmentstuw aan te brengen (zie Figuur C-12). Dergelijke segmentstuwen komen vooral voor in Frankrijk, o.a. bij de kanalisatie van de Rhône en de Seine.



**Figuur C-12: Segmentstuw met klep voor de bovenafvoer**

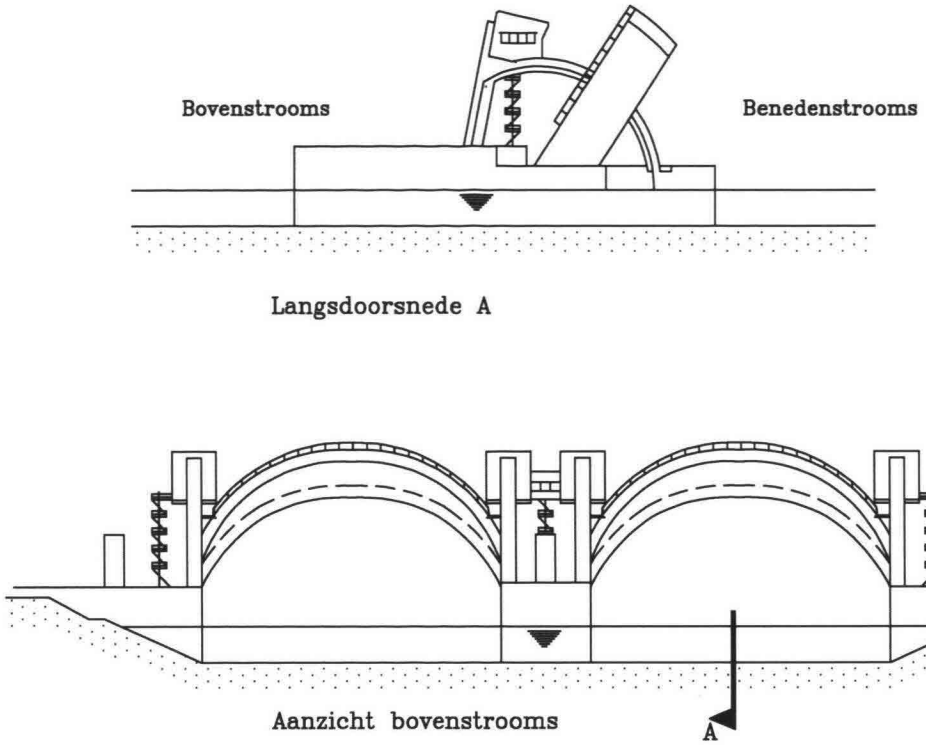
## C.7 Vizierstuw

(in de morfologische kaart A3, B1, C4, D1, E1)

Tot slot nog een bijzonder type stuw dat in Nederland is ontwikkeld en toegepast.
De schuiven bij een vizierstuw zijn eigenlijk halfcirkelvormige segmentschuiven. Zij draaien evenals segmentschuiven om scharnieren in de pijlers en landhoofden. Ook de krachtsoverdracht geschiedt via de scharnieren. De schuiven hebben deze naam gekregen omdat zij doen denken aan het vizier van de helm van middeleeuwse ridders.
Doordat de draaipunten zich aan de bovenstroomse zijde van de halve cirkel bevinden, zijn de resulterende waterdrukken op de schuiven vanaf het cirkelmiddelpunt gericht. De constructie wordt daardoor uitsluitend op trek belast en kan licht worden geconstrueerd.
Door een verticaal pianoscharnier in het midden van de schuif aan te brengen kan deze relatief eenvoudig worden gemonteerd, terwijl ongewenste spanningen door temperatuurswisselingen worden vermeden.

De schuiven worden bewogen door kabels die over de gebogen betonconstructie naar de machinekamer in de torens lopen (zie Figuur C-13). De schuiven behoeven slechts over een hoek van ca. 60°te worden geheven om de vereiste doorvaarthoogte voor de scheepvaart te bereiken.

Eén van de voordelen van de vizierschuif is dat het onder de schuif doorstromende water in de richting van de radialen gaat lopen, dus loodrecht op de halfcirkelvormige drempel. Er ontstaat dus een zeer gespreide afvoer, hetgeen aantrekkelijk is voor de bodemverdediging achter de stuw. De breedte tussen de pijlers bedraagt ongeveer 50 m. Door de cirkelvorm en de relatief grote breedte wordt reeds bij een kleine hefbeweging (hoekverdraaiing) een grote afvoer bereikt. De geopende spleet mag niet te klein zijn i.v.m. ongewenste trillingen. Een fijnregeling van de afvoer wordt gerealiseerd door openingen in de pijlers.




**Figuur C-13: Vizierstuw**

# Bijlage D: Spiegeldaling

Voor de waterbeweging rond een schip dat met constante snelheid in een prismatisch kanaal vaart, is in paragraaf 7.5.1 een schematisatie gegeven waaruit de spiegeldaling en retourstrromsnelheid bij goede benadering kunnen worden bepaald. Voor de overgang van een kanaaldoorsnede ver voor het schip naar één ter hoogte van het grootspant van het schip wordt de continuïteitsvergelijking volgens deze schematisatie gegeven door

$$VA_c = \left(V + u_r\right)\left(A_c - A_s - B_o z\right) \tag{D.1}$$

(zie (7.1)) en uit de vergelijking van Bernoulli volgt dat

$$z = \frac{\left(V + u_r\right)^2 - V^2}{2g} \tag{D.2}$$

(zie (7.2)). In deze uitdrukkingen zijn (zie ook Figuur 7-15):

$V$ = snelheid van het water ten opzichte van het varend schip [m/s]
$u_r$ = retourstroomsnelheid ten opzichte van het water [m/s]
$A_s$ = oppervlakte van het ondergedompelde deel van het grootspant van het schip [m$^2$]
$A_c$ = oppervlakte van de dwarsdoorsnede van het kanaal [m$^2$]
$B_o$ = spiegelbreedte van het ongestoorde kanaal [m]
$z$ = spiegeldaling [m]
$g$ = versnelling van de zwaartekracht [m/s$^2$]

De afleiding van deze twee uitdrukkingen is gebaseerd op een assenstelsel dat met het varend schip meebeweegt.

In deze bijlage leiden we uit (D.1) en (D.2) een derde graads vergelijking af waaruit de retourstroomsnelheid $u_r$ kan worden bepaald. Deze vergelijking vormt de basis voor het diagram van Schijf (zie Figuur 7-15). In beginsel zijn er voor gegeven afmetingen van kanaal en schip en snelheid van het schip drie oplossingen voor $u_r$. De fysische interpretatie van deze oplossingen wordt kort toegelicht. Voor een uitgebreide behandeling van deze materie wordt verwezen naar het dictaat Inland Waterways (CT4330).

Door $z$ uit (D.1) en (D.2) te elimineren en het resultaat te delen door $A_c\sqrt{(g\,\bar{h})}$ vinden we

$$\left(\frac{V + u_r}{\sqrt{g\bar{h}}}\right)^3 - 2\left(1 - \frac{A_s}{A_c} + \frac{1}{2}\left(\frac{V}{\sqrt{g\bar{h}}}\right)^2\right)\frac{V + u_r}{\sqrt{g\bar{h}}} + 2\frac{V}{\sqrt{g\bar{h}}} = 0 \tag{D.3}$$

waarin

$$\bar{h} = \frac{A_c}{B_o} \tag{D.4}$$

de gemiddelde of karakteristieke waterdiepte in het kanaal is.

Uitdrukking (D.3) kunnen we schrijven als

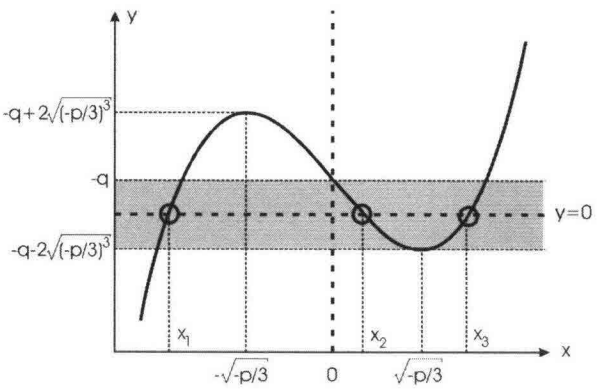
$$x^3 + px - q = 0 \quad ; \quad x = \frac{V + u_r}{\sqrt{g\bar{\bar{h}}}} \tag{D.5}$$

waarin

$$p = -2\left(1 - \frac{A_s}{A_c} + \frac{1}{2}\left(\frac{V}{\sqrt{g\bar{\bar{h}}}}\right)^2\right) \quad ; \quad q = -2\frac{V}{\sqrt{g\bar{\bar{h}}}} \tag{D.6}$$

Het assenstelsel dat met het schip mee beweegt en ten opzichte waarvan (D.1) en (D.2) zijn afgeleid, is zo gekozen dat de snelheden $V$ en $u_r$ positief zijn. Zodoende zijn $p,q \leq 0$ en zijn alleen reële, positieve wortels van (D.5) voor ons interessant.

Een derde graads kromme van de vorm $y = x^3+px-q$ met $p,q \leq 0$ zoals (D.5) heeft een verloop als aangegeven in figuur D-1. Afhankelijk van de ligging van de horizontale streeplijn voor $y = 0$ worden één of meerdere reële wortels gevonden. Bedenk dat afhankelijk van de waarden van $p$ en $q$ de lijn voor $y = 0$ ook hoger of lager kan liggen dan het voorbeeld in de figuur.




**Figuur D-1: verloop van derde graads kromme van de vorm y = x3+px-q met p ≤ 0**

In dat opzicht is alleen het gebied waarvoor geldt dat $-q-2\sqrt{(-p/3)^3} \leq 0$ en $-q > 0$ voor ons interessant omdat alleen daar reële, positieve wortels gevonden worden. In de figuur is dit gebied aangegeven met een arcering. Als $y = 0$ daaronder valt, geldt $-q-2\sqrt{(-p/3)^3} > 0$ en zijn er twee complexe wortels en één reële, maar die is negatief. Anderzijds zijn we ook niet geïnteresseerd in oplossingen die worden gevonden als $y = 0$ ligt in het gebied waarin $-q \leq 0$ (boven de arcering). We richten ons immers uitsluitend op $-q > 0$ (ofwel $q < 0$: positieve snelheid van het water ten opzichte van het schip).

De reële, positieve wortels die gevonden worden als $-q-2\sqrt{(-p/3)^3} \leq 0$ en $-q > 0$, zijn in de figuur aangegeven met $x_2$ en $x_3$. Deze laatste verwijst naar een super-kritische toestand waarbij de snelheid van het schip groter is dan die waarmee de spiegeldaling zich door het kanaal voortplant. De schematisatie waarop onze afleiding is gebaseerd, geldt niet voor die toestand. Daarom kunnen we geen kwantitatieve interpretatie aan $x_3$ toekennen.

De schematisatie kan echter wel worden gebruikt als benadering voor de sub-kritische toestand, weergegeven door $x_2$. Om deze wortel te bepalen, passen we op (D.5) de zogeheten Vieta-substitutie toe:

$$x = w - \frac{p/3}{w} \quad \rightarrow \quad \left(w^3\right)^2 - q\left(w^3\right) + \left(-p/3\right)^3 = 0 \tag{D.7}$$

Deze kwadratische vergelijking heeft als oplossingen

$$w^3 = \frac{1}{2}\left(q \pm \sqrt{q^2 - 4\left(-p/3\right)^3}\right) \tag{D.8}$$

Omdat $-q-2\sqrt{(-p/3)^3} \le 0$ en $-q > 0$, is de term onder het wortelteken in bovenstaande uitdrukking kleiner dan nul. Voor $w^3$ vinden we zodoende twee complexe oplossingen. Deze zijn elkaars geconjugeerde en kunnen alleen tot een reële $x$ leiden als

$$\mathrm{Im}\left\{w - \frac{p/3}{w}\right\} = \mathrm{Im}\left\{w - \frac{p/3}{\tilde{w}\tilde{w}}\tilde{w}\right\} = 0 \quad \Rightarrow \quad -\frac{p/3}{\tilde{w}\tilde{w}} = -\frac{p/3}{|w|^2} = 1 \tag{D.9}$$

ofwel

$$|w| = \sqrt{-p/3} \tag{D.10}$$

en daarmee kunnen we schrijven dat

$$w^3 = e^{\pm i(\varphi + 2k\pi)}\sqrt{\left(-p/3\right)^3} \quad ; \quad k = 0,1,2,... \tag{D.11}$$

waarin $i$ de imaginaire eenheid is ($i^2 = -1$). Door onderscheid te maken tussen $+\varphi$ en $-\varphi$ sluiten we aan bij de twee oplossingen die er volgens (D.8) voor $w^3$ zijn. Combinatie van (D.11) met (D.8) levert

$$e^{\pm i(\varphi + 2k\pi)} = \xi \pm i\sqrt{1-\xi^2} \quad ; \quad \xi = \frac{q}{2\sqrt{\left(-p/3\right)^3}} \tag{D.12}$$

waaruit volgt dat

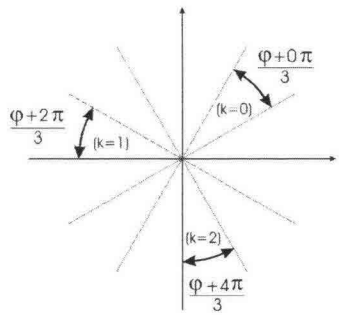
$$\cos\varphi = \xi \quad ; \quad \sin\varphi = \sqrt{1-\xi^2} \tag{D.13}$$

We kunnen echter ook het resultaat (D.11) voor $w^3$ combineren met de relatie (D.7) tussen $x$ en $w$. In dat geval vinden we

$$x = 2\sqrt{-p/3}\cos\frac{\varphi + 2k\pi}{3} \quad ; \quad k = 0,1,2,... \tag{D.14}$$

waarbij $\varphi$ volgt uit (D.13). De oplossingen (D.14) zijn cyclisch in die zin dat $k$+3 dezelfde $x$ oplevert als $k$. We kunnen ons dus beperken tot bijvoorbeeld $k = 0,1,2$. Dit zijn de verwachte drie verschillende oplossingen voor $x$. Wat we nu nog moeten doen is uitzoeken welke van deze drie de gezochte $x_2$ is. Met andere woorden, we zoeken die $x$ uit (D.14) die ligt tussen 0 en $\sqrt{(-p/3)}$.

Als de horizontale lijn voor $y = 0$ helemaal bovenin ons interessegebied zou liggen (de gearceerde band in figuur D-1), dan is $q = 0$ en dus ook $\xi = 0$ (zie (D.12)). Helemaal onderin is $-q = 2\sqrt{(-p/3)^3}$ en daarbij hoort $\xi = -1$. De waarde van $\xi$ varieert tussen deze twee uitersten. Vanwege (D.13) geldt zodoende dat $\pi/2 \le \varphi \le \pi$. Combineren we dit met $k = 0,1,2$ dan vinden we voor de hoek $(\varphi + 2k\pi)/3$ in (D.14) de drie intervallen die zijn aangegeven in figuur D-2.




**Figuur D-2: Intervallen voor de hoek $(\varphi + 2k\pi)/3$ in (D.14) met $\pi/2 \leq \varphi \leq \pi$.**

Blijkbaar wordt de negatieve wortel $x_1$ gevonden voor $k = 1$ en de grootste positieve wortel $x_3$ voor $k = 0$. De gezochte wortel $x_2$ die ligt tussen 0 en $\sqrt{(-p/3)}$ krijgen we als we $k = 2$ kiezen:

$$x_2 = 2\sqrt{-p/3}\cos\frac{\varphi + 4\pi}{3} \tag{D.15}$$

en met (D.5) vinden we voor de retourstroomsnelheid

$$u_r = V + 2\sqrt{g\bar{h}}\sqrt{-p/3}\cos\frac{\varphi + 4\pi}{3} \tag{D.16}$$

waarbij $\varphi$ volgens (D.12) en (D.13) eenduidig gerelateerd is aan de bekende $p$ en $q$. De bijbehorende spiegeldaling volgt door dit resultaat in te vullen in de vergelijking van Bernoulli (D.2).

Een bijzonder geval doet zich voor als de lijn voor $y = 0$ helemaal onderaan de gearceerde band in figuur D-2 ligt. In dat geval vallen de twee positieve wortels $x_2$ en $x_3$ samen. Zoals eerder gesteld verwijst $x_3$ naar een soort superkritische toestand waarbij het schip sneller vaart dan de spiegeldaling zich door het kanaal voortplant. De sub-kritische tegenhanger wordt weergegeven door $x_2$. De overgang tussen beide treedt op als $x_2 = x_3$. De bijbehorende vaarsnelheid noemen we de grenssnelheid ($V_{grens}$). Bij overschrijding daarvan worden veel secundaire golven opgewekt of gaat het schip planeren.

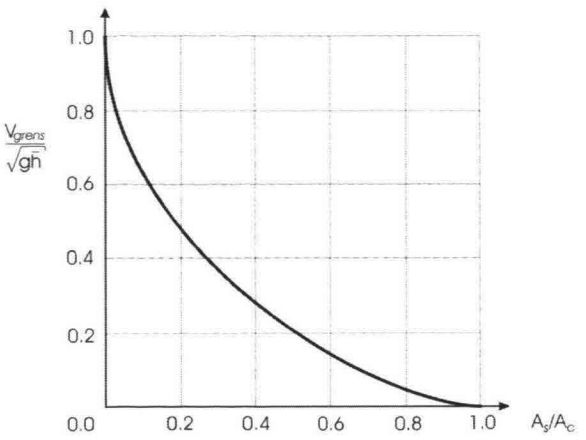
In deze kritische situatie is

$$V = V_{grens} \quad \rightarrow \quad -q = 2\sqrt{(-p/3)^3} \tag{D.17}$$

(wat gelijk staat aan $\xi = -1$). Samen met de definitie (D.6) van $p$ en $q$ kunnen we hieruit een relatie afleiden tussen de snelheid $V_{grens}$ en de verhouding $A_s/A_c$. Deze luidt

$$\frac{A_s}{A_c} = 1 + \frac{1}{2}\left(\frac{V_{grens}}{\sqrt{g\bar{h}}}\right)^2 - \frac{3}{2}\left(\frac{V_{grens}}{\sqrt{g\bar{h}}}\right)^{2/3} \tag{D.18}$$

en de inverse er van, dus $V_{grens}$ als functie van $A_s/A_c$, is grafisch weergegeven in figuur D-3. Bedenk bij interpretatie van deze grafiek dat per definitie $0 < A_s/A_c < 1$.



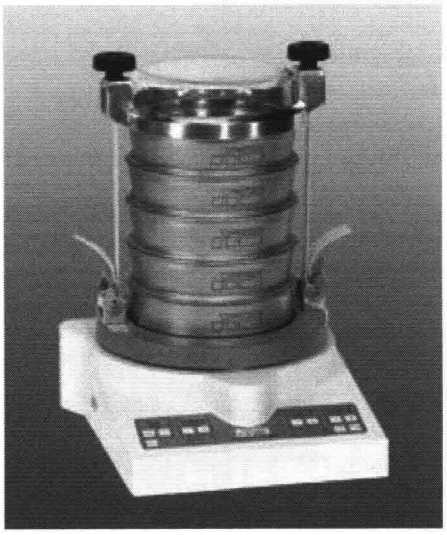

**Figuur D-3: Grenssnelheid als functie van relatief oppervlak van grootspant**

# Bijlage E: Granulaire analyse grondmonsters

## E.1 Zeefmethode

De korrelverdeling van grondmonsters bestaande uit zandfracties *(60 µm < D < 2000 µm)* en grindfracties *(2 mm < D < 64 mm)* kan worden bepaald door mechanisch zeven.
Voor het zeven van zand en fijn grind wordt gebruik gemaakt van cirkelvormige bakken met een diameter van 300 mm, waarvan de bodem bestaat uit een metalen draad- of plaatzeef. De openingen in de zeef zijn genormaliseerd volgens NEN 2560[15], zie aanbevolen literatuur.

Een serie van deze bakken wordt met opvolgende zeefdiameter op een zeefmachine gezet, zie Figuur E-1. De zeefmachine maakt een voorgeschreven verticale beweging in een eveneens voorgeschreven periode.
Een monster met een massa van tenminste 100 gram wordt aangebracht op de bovenste zeef, met de grootste openingen. Standaard wordt er 10 minuten gezeefd. Door weging wordt de massa van de zeefrest op iedere zeef bepaald. Na totalisering van alle zeefresten wordt het massapercentage van iedere zeefrest bepaald, alsmede het cumulatieve massapercentage dat de zeef passeert, zie Tabel E-1.



**Figuur E-1: Voorbeeld vibratie-zeefmachine (Fritsch GmbH, 2006)**

Het resultaat wordt uitgezet in een korrelverdelingsdiagram, waarin op de horizontale as de korreldiameter wordt aangegeven. Op de verticale as wordt aan de rechterkant het cumulatieve massapercentage van de zeefdoorval uitgezet en aan de linkerkant het cumulatieve massapercentage van de zeefrest. De x-waarden van de meetpunten komen uiteraard overeen met de genormaliseerde zeefopeningen, zie Figuur E-2.
De $D_{90}$ is de korreldiameter overeenkomend met de diameter van de fictieve zeef, waar *10%* van de massa van het monster op zou blijven liggen, m.a.w. 10% van de massa van het monster heeft een grotere diameter dan de $D_{90}$.

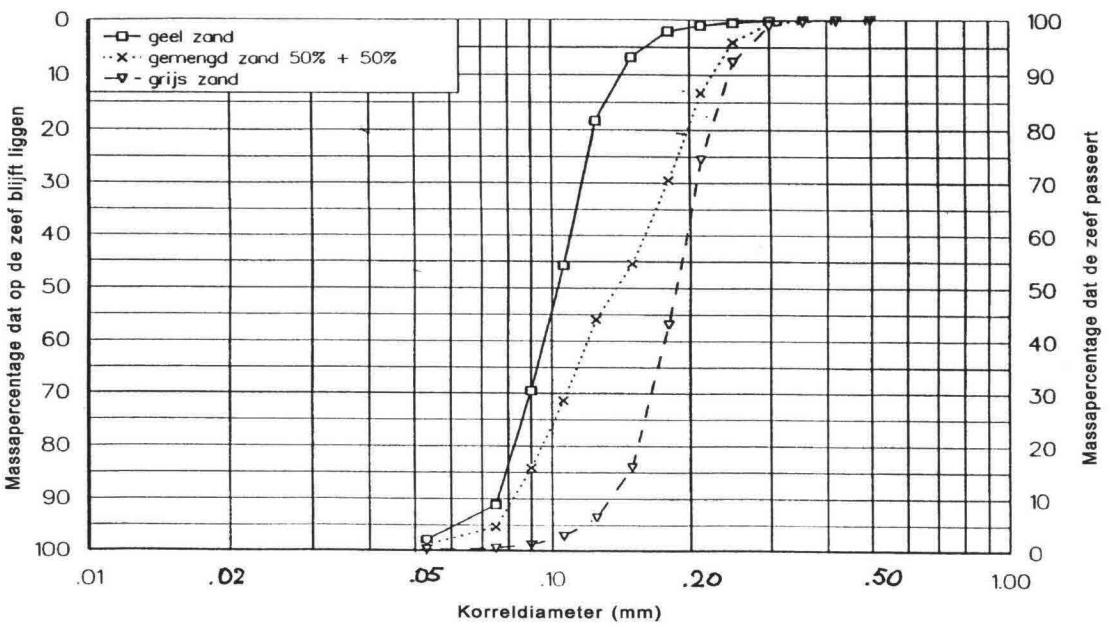
Hieruit kunnen de volgende definities voor kenmerkende diameters worden afgeleid:
$D_{90}$ is de korreldiameter, die door *10%* van de massa van het monster wordt overschreden.
$D_{50}$ is de korreldiameter, die door *50%* van de massa van het monster wordt overschreden.
$D_{10}$ is de korreldiameter, die door *90%* van de massa van het monster wordt overschreden.

[15] Naast deze Nederlandse norm bestaat er ook een Europese norm (EN 933-2) en een Nederlandse versie (NEN-EN 933-2). Voorts kunnen buiten Europa andere normen van toepassing zijn.

**Opmerking**: Per definitie is de $D_{50}$ niet gelijk aan het gemiddelde $D_m$ van alle korrels uit het monster. Indien echter het gedeelte van het korrelverdelingsdiagram tussen de $D_{15}$ en de $D_{85}$ vrijwel recht verloopt, komen de $D_{50}$ en de $D_m$ praktisch met elkaar overeen.

**Tabel E-1: Zeefanalyse**

| Zeefanalyse voor : H 3043, gemengd zand | | | | $D_{10}$=0.082 |
|---|---|---|---|---|
| plaats monster : test 50% + 50% | | | | $D_{50}$=0.139 |
| datum :15-5-96 | | | | $D_{90}$=0.225 |
| **plaatzeef** | **draadzeef (mm)** | **massa (gr.)** | **perc. (%)** | **cum. perc. (%)** |
| | 0.500 | 0.02 | 0.01 | 99.99 |
| | 0.420 | 0.12 | 0.06 | 99.93 |
| | 0.355 | 0.26 | 0.13 | 99.80 |
| | 0.300 | 0.90 | 0.45 | 99.35 |
| | 0.250 | 6.83 | 3.41 | 95.93 |
| | 0.212 | 18.40 | 9.20 | 86.74 |
| | 0.180 | 32.41 | 16.21 | 70.53 |
| | 0.150 | 31.86 | 15.93 | 54.60 |
| | 0.125 | 21.04 | 10.52 | 44.08 |
| | 0.106 | 30.90 | 15.45 | 28.63 |
| | 0.090 | 25.52 | 12.76 | 15.87 |
| | 0.075 | 22.34 | 11.17 | 4.17 |
| | 0.053 | 7.03 | 3.52 | 1.19 |
| | rest | 2.38 | 1.19 | 0.00 |
| | **totaal** | **200.00** | **100.0** | |



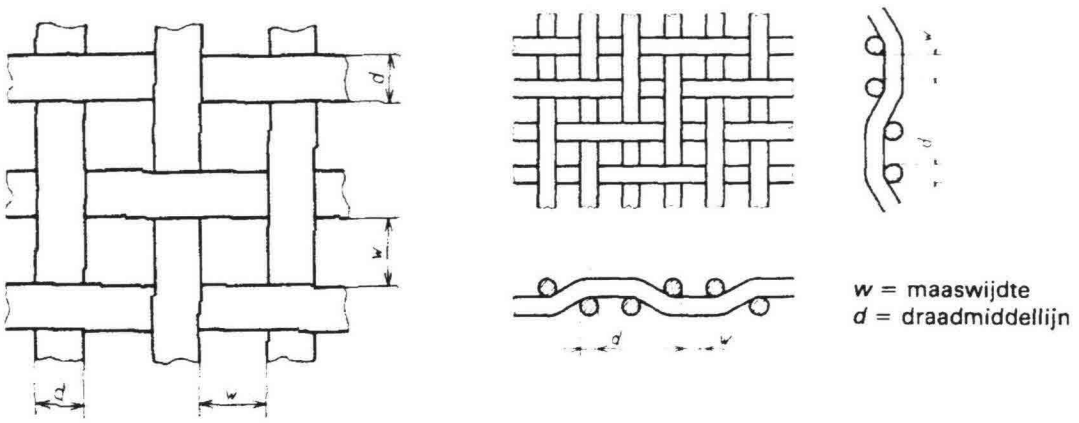

$D_{10}$=0,079/0,082 en 0,134 mm
$D_{50}$=0,103/0,139 en 0,187 mm
$D_{90}$=0,143/0,225 en 0,245 mm

**Figuur E-2: Korrelverdelingdiagrammen**

Voor het zeven van grover grind wordt gebruik gemaakt van vierkanten bakken met een genormaliseerde draad- of plaatzeef als bodem. De bak wordt in een zeefraam geplaatst, dat met de hand of door een schudmachine voornamelijk heen en weer wordt bewogen. De analysemethode verloopt analoog aan hetgeen is gesteld over zand en fijn grind.

# E.2 Draad- en plaatzeven

Het metaaldraadweefsel van de draadzeven moet in effen binding zijn geweven volgens Figuur E-3 van zinkvrij bronsdraad of roestvast staaldraad met vierkante mazen. Alleen het metaaldraad-weefsel voor draadzeven met maaswijdte kleiner dan 63 µm mag in keperbinding zijn geweven.
Van de genormaliseerde openingen is als voorbeeld in Tabel E-2 de maten voor draadzeven opgenomen. Voor plaatzeven gelden soortgelijke eisen, zie hiervoor de NEN 2560.




**Figuur E-3: Effen binding (links) en keperverbinding**

**Tabel E-2: Maten voor draadzeven**

| nominale maaswijdte w | aanbevolen d | aanduiding draadzeef |
|---|---|---|
| | **maten in µm** | |
| 38 | 30 | 38 |
| 45* | 32 | 45 |
| 53 | 36 | 53 |
| 63* | 45 | 63 |
| 75 | 50 | 75 |
| 90* | 63 | 90 |
| 106 | 71 | 106 |
| 125* | 90 | 125 |
| 150 | 100 | 150 |
| 180* | 125 | 180 |
| 212 | 140 | 212 |
| 250* | 160 | 250 |
| 300 | 200 | 300 |
| 355* | 224 | 355 |
| 425 | 280 | 425 |
| 500* | 315 | 500 |
| 600 | 400 | 600 |
| 710* | 450 | 710 |
| 850 | 500 | 850 |
| | **maten in mm** | |
| 1* | 0.56 | 1 |
| 1.4* | 0.71 | 1.4 |
| 2* | 0.90 | 2 |
| 2.36 | 1.00 | 2.36 |
| 2.8* | 1.12 | 2.8 |
| 4* | 1.4 | 4 |
| 5.6* | 1.6 | 5.6 |
| 8* | 2 | 8 |

* Primaire zeefmaten overeenkomstig ISO 565. Aanbevolen wordt waar mogelijk gebruik te maken van deze zeven (serie R 20/3), de zogeheten $\sqrt{2}$-serie.

**Aanbevolen literatuur**

Nederlands Normalisatie Instituut, *NEN 2560, Controlezeven - Draadzeven, plaatzeven en geëlektroformeerde plaatzeven met ronde en vierkante gaten.* Delft: Nederlands Normalisatie-instituut, 1998[3].

Nederlands Normalisatie Instituut, *NEN 2560/A1, Wijzigingsblad, Controlezeven - Draadzeven, plaatzeven en geëlektroformeerde plaatzeven met ronde en vierkante gaten.* Delft: Nederlands Normalisatie-instituut, 2000.

Nederlands Normalisatie Instituut, *NEN-EN 933-2, Beproevingsmethoden voor geometrische eigenschappen van toeslagmaterialen - Deel 2: Bepaling van de korrelverdeling - Controlezeven, nominale afmetingen van de openingen.* Delft: Nederlands Normalisatie-instituut, 1996.

# Literatuurlijst


Aartsma, K., *Nederland en de zee, Een eeuwigdurende strijd.* Wageningen: Zomer en Keuning, 1977.

Adviesdienst Verkeer en Vervoer (AVV), *Classificatie en kenmerken van de Europese vloot en de Actieve vloot in Nederland.* Rotterdam: AVV, 2002.

Belpaeme K. en Ph. Konings, (ed.) *De kustatlas Vlaanderen-België, (The coastal atlas Flanders-Belgium).* Oostende: Coördinatiepunt voor Geïntegreerd Beheer van Kustgebieden, 2004.

Boetzelaer, M.E. van, et al., *Hydraulics and the Environment, Matching hydraulics and ecology in water systems, IAHR Workshop.* Utrecht: International Association of Hydraulic Engineering and Research (IAHR), 1991.

Centraal Bureau voor de Statistiek (CBS), *Statistisch Jaarboek 2006.* Voorburg: CBS, 2006.

Chow, Ven Te., *Open-channel hydraulics.* Auckland: McGraw Hill, 1986[22].

Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving (CUR), *Manual on the use of rock in hydraulic engineering.* Gouda: CUR, 1995.

Colebrook, C.F., *Turbulent flow in pipes with particular reference to the transition region between smooth and rough pipe laws.* J. Inst. Civil Eng., 11 (1938), pp 133-156.

Davis, R.A., *The evolving coast.* New York: Scientific American Library, 1994.

*De afsluiting van het Haringvliet.* Bouwen en baggeren, 1, (1971).

Deltacommissie, *Rapport Deltacommissie, Deel 4, Bijdrage 3: Beschouwingen over stormvloeden en getijbeweging.* 's-Gravenhage: Staatsdrukkerij- en uitgeverijbedrijf, 1960.

Deltadienst, *Driemaandelijks bericht deltawerken*, nr. 1 t/m 124. 's-Gravenhage: Staatsdrukkerij- en uitgeverijbedrijf, 1957 - 1988.

Doolaard, A. den, *Het verjaagde water, Roman van A den Doolaard.* Delft: Delftse Uitgevers Maatschappij, 2001.

Dosbouw v.o.f., *De stormvloedkering in de Oosterschelde, Voor veiligheid en milieu.* Zierikzee: Lakenman & Ochtman, 1983.

Dronkers, J., *Dynamics of coastal systems.* Singapore: World Scientific, 2005.

Duivendijk, J. van, *Water power engineering, Principles and characteristics.* Delft: VSSD, 2007.

Fredsoe, J. and Deigaard, R., *Mechanics of coastal sediment transport.* Singapore: World Scientific, 1992.

Groen, P. en R. Dorrestein, *Zeegolven.* Den Haag: Staatsuitgeverij, 1976[3].

Groenveld, R., *Inland Waterways, Ports, waterways and inland navigation.* Delft: Technische Universiteit Delft, 2002.

Haan, H. de, en I. Haagsma, *De Deltawerken, Techniek, politiek, achtergronden.* Delft: Waltman, 1984.

Huis in 't Veld, J.C., et al., *The closure of tidal basins, closing of estuaries, tidal inlets and dike breaches*. Delft: Delft University Press, 1987[2].
Huitema, T., *Dijken langs zee, rivieren en kanalen, Kaden om polders, droogmakerijen enz., Samenstelling, aanleg, onderhoud*. Amsterdam: Kosmos, 1947.

Inspectie Verkeer en Waterstaat, *Primaire waterkeringen getoetst, Landelijke rapportage toetsing 2006*. Lelystad: Inspectie Verkeer en Waterstaat, 2006.

Institution of Civil Engineers, *Coastel structures and breakwaters, Proceedings of the conference organized by the Institution of Civil Engineers, and held in London on 6-8 November 1991*. London: Thomas Telford, 1992.

Jansen, P.Ph., et al., *Principles of River Engineering, The non-tidal alluvial river*. Delft: Delftse Uitgevers Maatschappij, 1979.

Jonkman, S.N., *Loss of life estimation in flood risk assessment*. Delft: Technische Universiteit Delft, 2007.

Kamphuis, J.W., *Introduction to coastal engineering and management*. Singapore: World Scientific, 2000.

Karman, T. von, *Mechanische Ähnlichkeit und Turbulenz*. Nachrichten von der Gesellschaft der Wissenschaften zu Göttingen, Fachgruppe 1, Mathematik, 5 (1930), pp 58-76.

Ligteringen, H., *Ports and Terminals*. Delft: Technische Universiteit Delft, 2000.

McFadden, L., et al., Managing Coastal Vulnerability. Oxford: Elsevier, 2007.

Ministerie van Verkeer en Waterstaat, *Jaarbericht Vervoerend Nederland 1994*. Den Haag: Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 1995.

Ministerie van Verkeer en Waterstaat, *De veiligheid van de primaire waterkeringen in Nederland, Hoofdrapport, Resultaten van de eerste toetsronde van 1996-2001*. Den Haag: Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 2003.

Ministerie van Verkeer en Waterstaat, *Nota Mobiliteit, Naar een betrouwbare en voorspelbare bereikbaarheid*. Den Haag: Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 2004.

Moody, L.F., *Friction factors for pipe flow*. Transactions ASME, 66 (1944), pp 671-684.

Mostert, E., *Water Law and Organization (Dutch version)*. Delft: Technische Universiteit Delft, 2006.

Nederlands Normalisatie-Instituut (NNI), *Technische grondslagen voor bouwconstructies, TGB 1990, Belastingen en vervormingen (NEN 6702)*. Delft: NNI, 1993.

Permanent International Association of Navigation Congresses (PIANC), *Underkeel clearance for large ships in maritime fairways with hard bottom*. Brussel: PIANC, 1985.

Permanent International Association of Navigation Congresses (PIANC), *Final report of the international commission for study of locks*. Brussel: PIANC, 1986.

Permanent International Association of Navigation Congresses (PIANC), *Approach channels, A guide for design*. Brussel: PIANC, 1997.

*Richtlijnen Vaarwegen, RVW 2005*. Rotterdam: Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 2005.

Rijkswaterstaat (RWS), en Koninklijk Nederlands Meteorologisch Instituut (KNMI), *Verslag over de stormvloed van 1953*. 's-Gravenhage: Staatsdrukkerij- en uitgeverijbedrijf, 1961.

Rijkswaterstaat (RWS), *Design plan Oosterschelde storm - surge barrier, Overall design and design philosophy.* Rotterdam: Balkema, 1994.

Roelse, P., *Water en zand in balans, Evaluatie zandsuppleties na 1990; een morfologische beschouwing.* Den Haag: Rijksinstituut voor Kust en Zee (RIKZ), 2002.

Schiereck, G.J., *Introduction to bed, bank and shore protection, Engineering the interface of soil and water.* Delft: VSSD, 2004.

Schijf, J.B., *Report of the 17th International Navigation Congress.* Lisboa:1949.

Slager, K., *De ramp, een reconstructie.* Goes: De koperen tuin, 1992.

Stichting Postacademisch Onderwijs (PAO), *Binnenvaart en vaarwegen: mogelijkheden, techniek en beleid.* Delft: PAO, 2006.

Stive, M.J.F., *Cross-shore flow in waves breaking on a beach.* Delft: Delft Hydraulics, 1988.

Stuip, J., *Het totaal overziende.* Delft: TU Delft, 1984.

Sukhodolov, A., et al., *On the correspondence between morphological and hydrodynamical patterns of groyne fields.* Earth Surface Processes and Landforms, 27 (2002), p.289-305.

Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), *Basisrapport zandige kust, Behorende bij de leidraad Zandige kust.* Delft: TAW, 1995

Thijsse, J.TH., *Een halve eeuw Zuiderzeewerken 1920 - 1970.* Groningen: Tjeenk Willink, 1972.

Uijttewaal, W.S.J., *Effects of Groyne Layout on the Flow in Groyne Fields: Laboratory Experiments.* Journal of Hydraulic Engineering, 131 (2005), p.782-791.

Veen, J. van, *Dregde, Drain, Reclaim, The art of a nation.* Den Haag:Martinus Nijhoff, 1962[5].

Ven, G.P. van de, et al., *Leefbaar Laagland, Geschiedenis van de waterbeheersing en landaanwinning in Nederland.* Utrecht: Matrijs, 1993[2].

Verruijt, A., *Grondmechanica.* Delft: VSSD, 2005[7].

Werkman, E., *The tide goes out.* 's-Hertogenbosch: Zuid-Nederlandsche Drukkerij, 1972.

**Internetbronnen:**

www.havenraad.nl

Related textbooks and lecture notes published by VSSD:

**Breakwaters and Closure Dams**
Bed, Bank and Shore Protection 2
K. d'Angremond en F.C. van Roode
2001 / xii+340 pp. / ISBN 90-407-2127-0 / hardback /
http://www.vssd.nl/hlf/f011.htm

**Ebb and Flood Channel Systems in the Netherlands Tidal Waters**
ENGLISH TRANSLATION OF THE ORIGINAL DUTCH TEXT WITH ANNOTATIONS
Johan van Veen
Introduced, annotated and translated by Hans Bonekamp, Edwin Elias, Anneke Hibma, Co van de Kreeke, Mattijs van Ledden, Dano Roelvink, Henk Schuttelaars, Huib de Vriend, Zheng-Bin Wang, Ad van der Spek, Marcel Stive and Tjerk Zitman.
2002 / 32 p. / ISBN 90-407-2338-9 /
http://www.vssd.nl/hlf/f015.htm

**Introduction to Bed, Bank and Shore Protection**
Engineering the interface of soil and water
Gerrit J. Schiereck
2004 / xii+ 400 pp. / ISBN 90-407-1683-8 / hardback /
http://www.vssd.nl/hlf/f007.htm

**Principles of River Engineering**
The non-tidal alluvial river
P.Ph. Jansen (ed.)
1994 / XVI+509 pp. / A4 / ISBN 90-407-1280-8 /
http://www.vssd.nl/hlf/f006.htm

**Lecture Notes** (http://www.vssd.nl/hlf/lecturenotes.htm)

CT 4300 - **Introduction to Coastal Engineering**
K. d'Angremond and E.T.J.M. Pluim-Van der Velden

CT 5303 - **Coastal Inlets and Tidal Basins**
M. Stive (ed)

CT 5304 - **Water Power Engineering**
J. van Duivendijk

On behalf of the Section of Hydraulic Engineering published by:
**VSSD**
Leeghwaterstraat 42, 2628 CA Delft, The Netherlands
tel. +31 15 278 2124, telefax +31 15 278 7585, e-mail: hlf@vssd.nl • internet: http://www.vssd.nl/hlf

Balgstuw te Ramspol. Met dank aan Waterschap Groot Salland, Zwolle