

waterloopkundig laboratorium delft hydraulics laboratory

lacunes in kennis en ervaring betreffende ont-
werp en ontwerpregels voor open oeververdedigingen

OB 16

R 1521

juli 1980

INHOUD

	blz.
1. <u>Inleiding</u>	1
2. <u>Waterbeweging en oeverbelasting in kanalen</u>	2
3. <u>Haalgolf</u>	4
3.1 Schademechanisme.....	4
3.2 Huidige ontwerpregels.....	5
3.3 Lacunes.....	5
4. <u>Volgstroom boven talud</u>	7
4.1 Schademechanisme.....	7
4.2 Huidige ontwerpregels.....	7
4.3 Lacunes.....	8
5. <u>Golfoploop</u>	9
5.1 Schademechanisme.....	9
5.2 Huidige ontwerpregels.....	9
5.3 Lacunes.....	9
6. <u>Retourstroom</u>	10
6.1 Schademechanisme.....	10
6.2 Huidige ontwerpregels.....	10
6.3 Lacunes.....	10
7. <u>Orbitaal snelheden</u>	12
7.1 Schademechanisme.....	12
7.2 Huidige ontwerpregels.....	12
7.3 Lacunes.....	12
8. <u>Spiegeldaling</u>	13
8.1 Schademechanisme.....	13
8.2 Huidige ontwerpregels.....	14
8.3 Lacunes.....	16

9.	<u>Fluctuaties in waterhoogte</u>	17
9.1	Schademechanisme.....	17
9.2	Huidige ontwerpregels.....	17
9.3	Lacunes.....	17
10.	<u>Schroefstraal</u>	18
10.1	Schademechanisme.....	18
10.2	Huidige ontwerpregels.....	18
10.3	Lacunes.....	18
11.	<u>Ontwerpmethodiek</u>	19
11.1	Deterministische methode.....	19
11.2	Probabilistische methode.....	19
11.3	Lacunes.....	20
12.	<u>Slotbeschouwing</u>	21

LITERATUUR

APPENDIX

LACUNES IN KENNIS EN ERVARING BETREFFENDE ONTWERP EN ONTWERPREGELS VOOR OPEN OEVERVERDEDIGINGEN

1. Inleiding

De bepaling van lacunes in de kennis ten aanzien van oeverbeschermingen is nodig om opzet en uitvoering van het OEBES onderzoek te doen uitmonden in resultaten die deze lacunes geheel of ten dele opvullen. Zowel de ontwerpmethodiek als de huidige in gebruik zijnde ontwerpregels leiden tot onjuist gedimensioneerde oeververdedigingen. Enerzijds is de oorzaak te wijten aan lacunes in de kennis betreffende bepaalde aspecten van de door varende schepen veroorzaakte waterbeweging, de relatie waterbeweging-schademechanisme en/of de mathematische vertaling hiervan, anderzijds is de gehanteerde ontwerpmethodiek als oorzaak te beschouwen. Voorbeelden zijn het buiten beschouwing laten van de waterbeweging in haalgolf en volgstroom, het criterium voor begin van beweging en de deterministische ontwerpmethodiek. f.o.
stichting

Het gevolg van de bestaande lacunes in de kennis komt tot uiting in of hoge aanlegkosten of hoge kosten van onderhoud van een oeververdediging. Gestreefd moet echter worden naar een zodanig ontwerp dat de gesommeerde kosten van aanleg en onderhoud zo laag mogelijk zijn. Het ontwerpproces krijgt daardoor een iteratief karakter. Het zal daarbij noodzakelijk zijn voor een bepaald ontwerp van een oeververdediging de jaarlijkse schade en het jaarlijkse onderhoud te schatten. Door het opheffen van lacunes in kennis en ervaring zal tegen lagere kosten kunnen worden ontworpen, waarbij echter met regelmatig onderhoud door een beheersdienst rekening kan worden gehouden.

In deze nota is getracht de lacunes aan te geven. Het lopende en toekomstige onderzoek is er op gericht om deze lacunes op te vullen. Uitgaande van de waterbeweging in kanalen (hoofdstuk 2) worden voor elk aspect voor deze waterbeweging het schademechanisme, de huidige ontwerpregels en de bestaande lacunes behandeld (hoofdstukken 3 tot en met 10). De ontwerpmethodiek zal daarna aan de orde komen (hoofdstuk 11). In een appendix tenslotte wordt een overzicht gegeven van thans bestaande ontwerpregels en ontwerpprocedure.

2. Waterbeweging en oeverbelasting in kanalen

De waterbeweging in scheepvaartkanalen kan naar oorsprong worden onderscheiden in:

- a de door scheepvaart geïnduceerde waterbeweging en
- b de overige waterbeweging.

De door scheepvaart geïnduceerde waterbeweging is schematisch weergegeven in figuur 1 (ontleend aan [1]) en figuur 2. Zij bestaat uit de volgende componenten:

- retourstroom en spiegeldaling,
- haalgolf en volgstroom,
- sekundaire scheepgolven en
- schroefstraal.

De overige waterbeweging is te onderscheiden in:

- stationaire of quasi-stationaire afvoer van water,
- translatiegolven en
- windgolven.

Naast de waterbewegingen in de vaarweg treden ook waterbewegingen op in de ondergrond en in de oeververdediging. Onderscheid valt te maken in:

- grondwaterstroming in ongestoorde situatie (d.w.z. geen scheepvaart) en
- grondwaterstroming geïnduceerd door scheepvaart.

De waterbeweging in de vaarweg en in de vaarwegbegrenzing zijn te beschouwen als belastingen welke op de oeververdediging worden uitgeoefend. Daarnaast zijn ook andere belastingen te onderkennen zoals mechanische, chemische en organische belastingen. In deze notitie zal echter uitsluitend aandacht besteedt worden aan door scheepvaart veroorzaakte belastingen.

De waterbeweging in vaarwegen als gevolg van scheepvaart is door middel van onder meer model- en prototype-onderzoek reeds jaren onderwerp van studie. Van enkele verschijnselen is op deze wijze een goed beeld verkregen van de grootte van sommige parameters welke karakteristiek zijn voor het betreffende verschijnsel. Voor een overzicht van de "state of the art" kan worden verwezen naar [2], [3] en [4].

De in oevers door scheepvaart geïnduceerde waterbewegingen zijn nauwelijks onderwerp van studie geweest. Wel kan een analogie worden getrokken met reeds bestaande kennis omtrent de drukvoortplanting voor niet-stationaire waterbeweging in verzadigde granulaire media. Naast de doorlatendheid en samendrukbaarheid van het korrelskelet van het medium, speelt ook het luchtgehalte van het water een belangrijke rol in de gegenereerde poriëndrukken en verhangen. In [5] is een overzicht gegeven van de literatuur hierover.

De door scheepvaart geïnduceerde waterbewegingen monden uit, zoals aangegeven in figuur 1, in twee typen krachten: externe krachten en interne krachten. Externe krachten worden veroorzaakt door de waterbeweging in de vaarweg. Deze krachten worden uitgeoefend door schuifspanningen, snelheidsdrukken en/of dynamische verschildrukken welke optreden, als gevolg van stroom en golven. Interne krachten worden veroorzaakt onder invloed van optredende verhangen in de ondergrond. Deze verhangen in de ondergrond zijn het gevolg van de waterbeweging in de vaarweg opgewekt door scheepvaart. Voor een gedetailleerd overzicht van de belasting van de oevers wordt verwezen naar OB 14 [1].

Zoals in figuur 1 kan worden gezien, spelen de externe krachten een belangrijke rol bij het dimensioneren van de toplaag van een verdediging (blokken 21 en 22) en bij de toplaag van het onverdedigd talud (blok 23). Echter op voorhand mag niet worden uitgesloten dat interne krachten geen enkele rol spelen bij het dimensioneren van toplagen. Dit aspect zal nader moeten worden onderzocht (zie OB 15, [6]). Interne krachten zijn voornamelijk van belang voor het ontwerp van filterlagen (blokken 24 en 25 in figuur 1), maar kunnen zoals eerder opgemerkt, mogelijk een rol spelen bij de dimensionering van toplagen.

3. Haalgolf

3.1 Schademechanisme

De haalgolf (het golffront dat de achterste begrenzing van het spiegeldalingsgebied vormt) kent een aantal stadia van ontwikkeling. Bij lage scheepssnelheden is de helling in de waterspiegel naast het hek van het schip gering. Zonder veel moeite kan het water in de retourstroom dan vertragen. Bij toenemende snelheden wordt de helling steiler. Het water, dat nodig is om het door de retourstroom drooggevallen taludgedeelte naast het schip weer aan te vullen, kan niet langer uitsluitend door het uitbuigen van de stroomlijnen in de retourstroom worden geleverd. Voor een deel moet dat water van achteren over het talud worden aangevoerd (volgstroom over talud, zie hoofdstuk 4). Bij zeer hoge scheepssnelheden zal het front het uiterlijk van een brekende golf of bewegende watersprong vertonen en soms zelfs over de volle breedte van de vaarweg tussen schip en oever optreden.

Na het bovenstaande zal het duidelijk zijn dat in de haalgolf grote verhangen en versnellingen optreden. Bovendien vindt een omkering van de stroomrichting plaats. Deze verschijnselen oefenen externe krachten uit op toplagen van het bovenste deel van oeververdedigingen. Betreffende de hierbij optredende schademechanismen is niets bekend. Wel is onderzoek gedaan naar de schademechanismen bij loodrechte golfaanval op bekledingen van gezette steen van golfbrekers. In bijlage 1 van [6] worden de volgende schademechanismen onderscheiden:

- quasi-statische verschildruk (het in de tijd langzaam toenemende opwaarts gerichte drukverschil dat maximaal is juist voor de brekende golf op dat talud slaat),
- verschildruk door faseverschuiving (de dynamische opwaarts gerichte drukpiek voorafgaande aan het breken van de golf),
- dynamische verschildrukken (dynamische drukfluctuaties die bij het breken van de golf optreden).

De doorlatendheid van de onderlaag en van de voegen van de erop rustende bekleding bleek van grote invloed te zijn. In het bijzonder in geval van een zettingsteenbekleding op een vlijlaag is er sprake van een relatief kleine doorlatendheid van de toplaag. Bij een toplaag van stortsteen is de doorlatendheid van de bekleding juist groter dan die van de onderliggende laag of lagen, zodat genoemde mechanismen hier niet alle kunnen optreden. Echter, schademechanismen als gevolg van de door de scheepvaart geïnduceerde haalgolf behoeven volstrekt niet

overeen te komen. Onderzoek is daarom gewenst en bijgevolg is in [6] een voorstel voor een mogelijk proevenprogramma gedaan.

3.2 Huidige ontwerpregels

Dimensionering van bekledingen tegen aanvallen door de haalgolf is in geval van zetsteen geheel gebaseerd op ervaring. Richtlijnen voor het ontwerp ontbreken geheel.

De stabiliteit van stortsteenbekledingen onder invloed van de golfaanval door haalgolven wordt nogal eens met de formule van Hudson berekend:

$$W = \frac{\rho_s}{\Delta^3} \cdot H^3 \cdot \frac{1}{K_D} \cdot \frac{1}{\cotg \alpha} \quad (1)$$

(Voor de betekenis van de symbolen en voor andere relaties betreffende stortsteenstabiliteit wordt verwezen naar de appendix).

In principe kan het gebruik van deze en soortgelijke formules niet als juist worden beschouwd. De formules zijn opgesteld voor golfbrekers onder invloed van oppervlaktegolven, waarbij enige schade aan de golfbreker wordt geaccepteerd. De golfkam van de oppervlaktegolven staat loodrecht op de normaal van de golfbreker, terwijl de golfkam van de haalgolf evenwijdig aan de normaal van de oeververdediging loopt. Bovendien zijn de formules geldig voor steile taluds (1:1½ à 1:3).

3.3 Lacunes

Van het verschijnsel haalgolf is nog slechts weinig bekend. Lacunes bestaan ten aanzien van de kennis betreffende optredende verhangen en versnellingen in relatie met scheepssnelheid, afstand uit de teen van het talud, taludhelling, voortplanting van drukklappen in de ondergrond, snelheidsveld, turbulentie, etc.

Voorts is omtrent de schademechanismen nog weinig bekend zowel in geval van zetsteen als van stortsteen. Relaties tussen optredende schade en golfaanval voor stortsteen bekledingen ontbreken, evenals het criterium voor het optreden van schade bij zetsteenbekledingen. Ook het al of niet breken van de haalgolf zal op de te verwachten schade van invloed zijn.

De taludhelling zal bij het al of niet breken van de haalgolf mogelijk een rol spelen.

Gezien het belang van de haalgolf is onderzoek naar de verschijnselen en gevolgen van de aanval door de haalgolf dringend gewenst.

4. Volgstroom boven talud

4.1 Schademechanisme

Def.: Onder de volgstroom boven het talud wordt verstaan de stroming die over het talud water van achteren aanvoert teneinde het tekort aan te vullen dat niet kan worden geleverd door het uitbuigen van de stroomlijnen in de retourstroom als de helling van het front van de haalgolf steiler wordt. De stroomsnelheden in de volgstroom boven het talud kunnen oplopen tot een orde grootte van de scheepssnelheid. Voorts is de waterbeweging sterk turbulent.

Optredende schade als gevolg van de taludvolgstroom zal vermoedelijk worden veroorzaakt door het overschrijden van een kritieke waarde van de schuifspanning die door het stromende water op de afzonderlijke elementen van de verdediging wordt uitgeoefend. In aanmerking dient hierbij te worden genomen dat de grenslaag niet volledig ontwikkeld is en dat er bovendien sprake is van een versnellingsgebied. Als de schuifspanning een kritieke waarde overschrijdt dan zullen afzonderlijke elementen instabiel worden. De weerstandskracht van een element wordt geleverd door zijn eigen gewicht en zijn "interlocking" met omringende elementen. Bij voortdrijving van deze situatie zullen de elementen verplaatst worden (begin van beweging). Bij een duidelijke overschrijding van de zojuist geschetste situatie van labiel evenwicht zullen de elementen van de toplaag in grote aantallen en over grote afstanden worden verplaatst. Er is dan sprake van transport.

4.2 Huidige ontwerpregels

De optredende schuifspanning kan worden berekend met

$$\tau = c_f \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot \bar{u}^2 \quad (2)$$

De schuifspanningscoëfficiënt c_f is afhankelijk van aard en turbulentie van de stroming en ingeval van volgstroom is een globale waarde vastgesteld aan de hand van een beperkt onderzoek van ongeveer 0,15 [2]. Met behulp van de theoretisch afgeleide formule die de grens van instabiliteit weergeeft, kan de benodigde diameter van stortsteen worden berekend:

$$\psi_{cr} < \frac{\tau_{cr}}{(\rho_s - \rho_w) \cdot g \cdot D_{50}} \quad (3)$$

Een probleem hierbij is het definiëren van het begin van beweging. In de appendix wordt hierop nader ingegaan.

Een vereenvoudigde aanpak is om gebruik te maken van semi-empirische relaties, zoals bijvoorbeeld:

$$D_{50} \geq \frac{\beta}{\Delta} \cdot \frac{\bar{u}^2}{2g} \quad (4)$$

Deze of soortgelijke formules zijn afgeleid van formules volgens vgl. (2) en (3) en empirisch getoetst. De coëfficiënt β is hierbij een maat voor de ruwheid, de waterdiepte en de turbulentie en varieert tussen 0,7 à 1,4.

Het bezwaar van het gebruik van de vgl. (2) en (4) is dat deze relaties zijn afgeleid voor situaties waarin de schuifspanning een volledig ontwikkelde grenslaag heeft doen ontstaan. Hiervan is evenwel geen sprake bij de taludvolgstream.

Voor de dimensionering van zetsteen zijn geen formules beschikbaar. ↓

4.3 Lacunes

De snelheden en turbulenties in de volgstream boven het talud zijn onvoldoende bekend als functie van de parameters die betrekking hebben op het schip. Voorts zal onderzocht moeten worden in hoeverre vgl. (2) bruikbaar is om de schuifspanning als gevolg van de volgstream boven het talud te bepalen. De invloed van een niet-volledig ontwikkelde grenslaag op het criterium voor begin van beweging speelt hierbij een belangrijke rol. De grootte van de coëfficiënt c_f als functie van de optredende omstandigheden (taludhelling, waterdiepte, scheepssnelheid, etc.) zal hierbij bepaald moeten worden.

5. Golfoploop

5.1 Schademechanisme

Sekundaire scheepsgolven naderen de oever van een vaarweg onder een hoek. Ten gevolge van de afnemende waterdiepte boven het talud zal de golf op zeker ogenblik kunnen breken. Bij die breking wordt niet alle energie gedissipeerd. De in het water achtergebleven energie doet het water tegen het talud oplopen. Het schademechanisme zal dus worden veroorzaakt door een combinatie van "klappen" en snelheden. Zoals reeds is duidelijk gemaakt in paragraaf 3.1 is hierover nog in het geheel niets bekend: het tot nu toe uitgevoerde onderzoek (zie bijlagen van [6]) heeft zich beperkt tot een loodrechte golfaanval op het talud. Of er schade onder invloed van sekundaire golven kan ontstaan en hoe deze schade tot stand komt, is niet bekend.

5.2 Huidige ontwerpregels

De ontwerpregels zoals beschreven in paragraaf 3.2 kunnen ook hier worden toegepast. Uiteraard blijven de bezwaren tegen de formules eveneens gelden. Van belang is nog de hoogte van de golfoploop in verband met de hoogte tot waar de verdediging moet worden doorgetrokken. Een formule om deze hoogte te berekenen is de zogenaamde Delftse formule:

$$h = 8 f.H.tg \alpha . \cos \beta . (1-B/L) \quad (5)$$

Bij de ontwikkeling van deze formule is uitgegaan van zeedijken waarbij enige golfoverslag wordt geaccepteerd. Voor dijken langs kanalen zal dit niet acceptabel zijn.

5.3 Lacunes

De volgende lacunes kunnen worden genoemd:

- 1 een beschrijving van het sekundaire golfbeeld, waarbij een ontbinding in componenten heeft plaatsgevonden,
- 2 de invloed van de taludhelling op het gedrag van sekundaire scheepsgolven en op de golfoploop,
- 3 het schademechanisme,
- 4 een berekeningsmethode.

6. Retourstroom

6.1 Schademechanisme

De retourstroom (verplaatsing van water van voor de boeg van een varend schip naar achteren) veroorzaakt externe krachten op de toplaag van het onderste deel van de verdediging en op de toplaag van het onverdedigd deel van het talud. De krachten zijn het gevolg van schuifspanningen die door het stromende water op deeltjes van de verdediging worden uitgeoefend. Voor een beschrijving van het schademechanisme wordt verwezen naar paragraaf 4.1.

6.2 Huidige ontwerpregels

Gebruik wordt gemaakt van de formules volgens de vgl. (2) en (4). Indien vgl. (2) wordt toegepast, dan kan de coëfficiënt c_f worden berekend met:

$$c_f = 0,06 \left[\log \frac{12h}{k} \right]^{-2} \quad (6)$$

of

$$c_f = \left[2,87 + 1,58 \log \left(\frac{u}{u + v_s} \cdot \frac{x}{k} \right) \right]^{-2,5}$$

gem. u = stroom snelh. over verticale
v_s = scheepssnelheid. (7) } zie blz 129

waarbij voor c_f de grootste waarde als maatgevend wordt beschouwd.

Vgl. (6) geldt voor eenparig stromend water. Vgl. (7) is een uitdrukking, afgeleid door Schlichting, voor de schuifspanningsparameter langs een wand met ruwheid k als functie van de loopweg van het water langs die wand. Aangenomen wordt hierbij dat de retourstroom over de gehele scheepslengte dezelfde snelheid heeft, hetgeen onjuist is. Het gebruik maken van een uniforme snelheid over de vertikaal is eveneens onjuist. Bovendien wordt geen rekening gehouden met de richting van de stroom. Tenslotte treden relatief grote versnellingen op in de beginperiode van de retourstroom. Bovenstaande aspecten zullen in een verslag van M 1115 verder worden uitgewerkt en verduidelijkt. In de appendix zal nader op de grenslaagontwikkeling worden ingegaan.

6.3 Lacunes

Voor wat betreft de waterbeweging in de retourstroom zijn de volgende lacunes te onderkennen:

- richting en grootte van de snelheden,
- versnellingen,
- snelheidsprofiel over de vertikaal,
- ontwikkeling van de grenslaag.

Voor wat betreft de ontwerpregels is onderzoek gewenst naar

- de schuifspanningsparameter c_f ,
- invloed van versnellingen op de erosie,
- superpositiebeginsel

Een lacune is evenzo te onderkennen betreffende de gevolgen van de waterbeweging opgewekt door meerdere schepen die tegelijk in het dwarsprofiel aanwezig zijn.

Voorts mag op voorhand niet worden uitgesloten dat het verhang (interne kracht) invloed heeft op de mate van erosie als gevolg van de retourstroom.

7. Orbitaalsnelheden

7.1 Schademechanisme

De sekundaire scheepsgolven gedragen zich identiek aan andere gravitatiegolven, dat wil zeggen dat op oeververdedigingen aanvallen worden gedaan door orbitale snelheden. Deze orbitale snelheden veroorzaken schuifspanningen welke op de afzonderlijke elementen als externe krachten werkzaam zijn. De externe krachten zijn van belang voor de dimensionering van de toplaag van het onderste deel van de verdediging en voor de toplaag van het onverdedigd talud.

Voor het schademechanisme wordt verwezen naar paragraaf 4.1.

7.2 Huidige ontwerpregels

Om de stabiliteit van toplagen te dimensioneren tegen aanvallen door orbitale snelheden, zijn geen formules beschikbaar. De grootte van de snelheden is ook gering in vergelijking tot de snelheden in de retourstroom. Wel kunnen grote versnellingen optreden in combinatie met de retourstroom.

7.3 Lacunes

De volgende lacunes zijn te onderkennen:

- snelheden en versnellingen bij het gelijktijdig optreden van retourstroom en scheepsgolven,
- erosie door de gekombineerde waterbeweging van retourstroom en scheepsgolven.

8. Spiegeldaling

8.1 Schademechanisme

De spiegeldaling (verlaging van de waterspiegel in de primaire sloop, samenhangend met de retourstroom) veroorzaakt in de ondergrond en in de verdedigingskonstructie verhangen. Onder invloed van deze verhangen worden interne krachten op elementen van de filterlaag of filterlagen uitgeoefend. Dit houdt in dat de spiegeldaling voornamelijk van belang is voor die gedeelten van de oeververdediging die zich onder de toplaag bevinden (blokken 24 en 25 in fig. 1). Uitgesloten mag echter niet worden dat ze geen enkele rol zouden spelen bij de dimensionering van toplagen (blokken 21, 22 en 23 in fig. 1), zoals reeds opgemerkt in hoofdstuk 2.

De waterbeweging in de taluds kan worden ontbonden in de volgende toestanden:

- stationaire stroming evenwijdig aan het grensvlak,
- stationaire stroming loodrecht op het grensvlak,
- cyclische stroming evenwijdig aan het grensvlak en
- cyclische stroming loodrecht op het grensvlak.

Begin van beweging van basismateriaal zal plaatsvinden bij een zeker kritiek verhang i_{cr} . Hierbij is het kritieke verhang een functie van de karakteristieken van basismateriaal, filtermateriaal en stromingstype. Het laatste kan worden gekarakteriseerd door het Reynoldsgetal voor poreuse stroming $Re = u_f \cdot D / \nu$. Overigens is de definitie van i_{cr} voor stroming evenwijdig aan het grensvlak anders dan voor stroming loodrecht op het grensvlak.

Wat betreft het schademechanisme moet duidelijk onderscheid worden gemaakt in stroming loodrecht en stroming evenwijdig aan het grensvlak. Bij stroming evenwijdig aan het grensvlak treedt bij overschrijding van een kritieke schuifspanning $u_{*,cr}$ instabiliteit op. Deze kritieke schuifspanning kan worden omgewerkt naar een kritiek verhang:

$$i_{cr} = c \cdot u_{*,cr}^2 \tag{8}$$

waarbij c een coëfficiënt is die een laminaire en een turbulente term bevat om de stromingscondities te beschrijven.

Bij stroming loodrecht op het grensvlak wordt de stabiliteit toegeschreven aan boogvorming van de zanddeeltjes tussen de grindkorrels van het filtermateriaal. De verhouding tussen de korreldiameters van basis- en filtermateriaal mag dan niet te groot zijn, daar dan geen boogvorming kan optreden. Om instabiliteit te bereiken moet de door het (kritieke) verhang uitgeoefende kracht de sterkte van deze bogen overschrijden. Duidelijk mag zijn dat bij een cyclische stromingstoestand de stabiliteit van filters veel geringer is, omdat bogen bij wisselende belastingsrichtingen minder stabiel zijn. Een belangrijke rol speelt de korrelspanning. Een gevolg hiervan is dat onderaan de filterlagen een betere stabiliteit aanwezig is dan nabij het wateroppervlak. Boogvorming kan optreden als:

$$\frac{n_f \cdot D_{20f}}{D_{50b}} = 1 \text{ à } 6 \quad (9)$$

Bij waarden groter dan 6 is, zoals reeds opgemerkt, geen boogvorming meer mogelijk. Door lokale fluidisatie van het filtermateriaal tussen het daarboven gelegen materiaal zal dan instabiliteit optreden bij omhoog gerichte stroming. Op dit moment is het nog niet mogelijk de kritieke omstandigheden samen te vatten in een formule waarin het kritieke verhang waarbij begin van beweging optreedt, ook is verwerkt.

Voor een nadere beschrijving van de stand van zaken bij onderzoek van filters kan worden verwezen naar [7].

8.2 Huidige ontwerpregels

Filterlagen bestaan uit één of meerdere lagen granulair materiaal, waarbij één of meer lagen kunnen worden vervangen door kunststoffilters. Zowel granulaire als kunststoffilters moeten materiaaldicht en voldoende doorlatend zijn. Bovendien dienen de zeefkrommen van filter- en basismateriaal in geval van granulaire filters bij voorkeur min of meer evenwijdig lopen. Granulaire filterlagen moeten voorts zodanig zijn samengesteld dat er sprake is van interne stabiliteit. Tenslotte moet de dikte van filterlagen voldoende zijn om onregelmatigheden die het gevolg zijn van de uitvoeringsmethode, op te kunnen vangen.

De algemene eis dat granulaire filterlagen het uitspoelen van fijner materiaal uit onderliggende lagen moet verhinderen of beperken, is uit te drukken als functie

van het verhang. Onderscheid moet hierbij gemaakt worden in stroming evenwijdig en stroming loodrecht op het grensvlak. In geval van stroming evenwijdig aan het grensvlak is op dit moment een nog niet geoptimaliseerde mathematische beschrijving ervan voorhanden.

Voor stroming loodrecht op het grensvlak is hiervan nog geen sprake. Een veel gebruikte ontwerpmethodiek gaat ervan uit dat indringing van basismateriaal in filtermateriaal fysisch bezien niet mogelijk is, terwijl het water vrij in en uit de oever moet kunnen stromen. Een en ander wordt bereikt indien de korrel van het basismateriaal even groot is als de holtes van het filtermateriaal. Nagenoeg alle formules zijn afgeleid voor stationaire stroming loodrecht op het grensvlak, onafhankelijk van de grootte van optredende verhangen. Voor granulaire filters zijn de volgende formules uit de literatuur af te leiden:

- materiaaldichtheid, uniform materiaal: $D_{50f} < 5 \cdot D_{50b}$
- materiaaldichtheid, gegradeerd materiaal: $D_{85f} < 5 \cdot D_{85b}$
en $D_{50f} = 5 \text{ à } 60 D_{50b}$ (10)
- waterdoorlatendheid : $D_{15f} \geq 4 \text{ à } 5 D_{15b}$
- interne stabiliteit : $D_{60f} \leq 10 D_{10f}$

De interne stabiliteit van gegradeerde materialen speelt een belangrijke rol, want als de fijne fraktie van het filtermateriaal niet stabiel zou zijn dan verliest het filter zijn materiaaldichtheid. De fijne fraktie had dan evenzo goed niet in het filtermateriaal opgenomen hoeven te worden.

De eisen ten aanzien van kunststoffilters zijn gelijk aan die voor granulaire filters. Uiteraard speelt hierbij de interne stabiliteit geen rol. Op grond van onderzoek in het WL zijn de volgende eisen geformuleerd:

- waterdoorlatendheid: $O_{90} \geq D_{90}$, granulaire filter
- materiaaldichtheid : $O_{90} \leq D_{90b}$ (statische belasting)
 $O_{98} \leq D_{85b}$ (dynamische belasting, waarbij de opbouw van een "natuurlijke filter" mogelijk is) (11)
- $O_{98} \leq D_{15b}$ (idem als geen "natuurlijke filter" kan worden opgebouwd)

Hierbij moet onder een "natuurlijke filter" worden verstaan de situatie die optreedt nadat door uitspoeling van de fijnere delen van het basismateriaal het overgebleven materiaal niet meer kan worden getransporteerd door de openingen van het weefsel.

Een aanvullende eis bij kunststoffilters is dat het doek gelijkmatig tegen de ondergrond moet worden aangedrukt om materiaalverlies uit de basislaag door klapperen, te voorkomen. De korreldiameter van het materiaal op het filterdoek moet daartoe niet te groot zijn.

8.3 Lacunes

Uit het voorgaande kunnen de volgende lacunes in kennis worden afgeleid:

- voortplanting van druk in de ondergrond uitgeoefend door de spiegeldaling, als functie van de ondergrond,
- kritieke verhangen in filterlagen voor diverse stromingstoestanden (zowel stationair en cyclisch als combinaties ervan),
- ontwikkeling van transport (zettingen) bij verhangen groter dan het kritieke verhang,
- invloed interne krachten op stabiliteit toplagen van verdedigingen (vlijlaag),
- eisen t.a.v. de korreldiameter in filterlagen op kunststoffilters om klapperen van het doek te voorkomen, ↙
- mogelijkheden tot toepassing van kunststoffilters op basismateriaal bestaande uit klei. ↙

9. Fluctuaties in waterhoogte

9.1 Schademechanisme

Sekundaire golven veroorzaken een fluktuerende beweging van de waterspiegel. De verticale waterbeweging introduceert verhangen in ondergrond en filterlagen waardoor interne krachten worden uitgeoefend.

Voor het schademechanisme kan verder worden verwezen naar paragraaf 8.1.

9.2 Huidige ontwerpregels

Kortheidshalve wordt verwezen naar paragraaf 8.2.

9.3 Lacunes

Onbekend is de golfdoordringing in meerlagensystemen zoals verdedigingsconstructies.

Voor het overige gelden dezelfde lacunes als vermeld bij paragraaf 8.3.

10. Schroefstraal

10.1 Schademechanisme

De schroefstraal (waterbeweging veroorzaakt door de werking van de sloopsschroef) oefent door middel van hoge watersnelheden schuifspanningen uit op de elementen van de topplaat van een verdediging. De externe krachten die hiervan het gevolg zijn veroorzaken schade aan de constructie als de weerstandskracht wordt overschreden. Zie voor een verdere beschrijving van dit mechanisme paragraaf 4.1.

10.2 Huidige ontwerpregels

Bij een gegeven watersnelheid ter plaatse van de bodem kan de schuifspanning worden berekend met vgl. (2), waarbij voor c_f een waarde van 0,06 à 0,11 moet worden gesubstitueerd. Met vgl. (3) kan dan D_{50} worden bepaald.

10.3 Lacunes

De invloed van radiale en tangentiële componenten van de waterbeweging in de schroefstraal zijn nog onbekend. Voorts moet de invloed van aanwezige kanaalbegrenzings op de afbuiging van de straal nader worden onderzocht. Tenslotte zijn de tijdsafhankelijke invloeden van langdurig manoeuvreren op één en dezelfde plaats niet bekend.

11. Ontwerpmethodiek

De procedure die moet worden doorlopen alvorens een ontwerp van een oeververdediging is afgerond, zal hier niet worden behandeld. Verwezen kan worden naar de appendix of naar lit. [8]. In dit hoofdstuk zal specifiek aan de orde worden gesteld het bepalen van de dimensies van elementen van toplaag en filterlagen als functie van de belastingen, de materiaaleigenschappen, de acceptabele schade en de frekwentie van optreden van de belastingen.

11.1 Deterministische methode

Karakteristiek voor de deterministische ontwerpmethode is dat gedimensioneerd wordt voor de toestand van begin van beweging onder invloed van extreme belastingen. De keuze van de toestand(en) waarbij sprake is van een extreme belasting is enigszins subjectief. Meestal worden de maximale stroomsnelheid en de maximale golfhoogte apart in beschouwing genomen. Die belasting die de grootste korrelafmetingen oplevert, wordt als maatgevend gehanteerd in geval van de dimensionering van toplagen. In geval van filterlagen wordt nog steeds gedimensioneerd op in feite praktisch geometrisch ondoordringbare lagen.

De keuze van de extreme belasting voor de dimensionering van de toplaag is het zwakke punt in de deterministische benadering. De overschrijdingsfrekwentie van deze extreme belasting is niet bekend, dus kan ook de veiligheidsmarge van de constructie niet worden vastgesteld. Dit betekent dat ook het te verwachten onderhoud niet in de ontwerpfase in de beschouwing kan worden meegenomen. Een probabilistische ontwerpaanpak zou bovenvermeld tekort kunnen opheffen.

11.2 Probabilistische methode

Voor zover bekend is een dergelijke aanpak in Nederland nog niet toegepast. De methode wordt gekenmerkt door het integraal beschouwen van alle mogelijke belastingen tijdens de levensduur van de oeververdediging. Kenmerkende grootheden zijn belastingsniveau en bijbehorende overschrijdingsfrekwentie. De filosofie van de methode is het accepteren van een geringe schade onder extreme omstandigheden.

De methode kan als volgt worden omschreven (figuur 3 en lit. [9]). Voor elk belastingtype wordt het verband bepaald tussen het belastingsniveau en de kumulatieve

duur van optreden gedurende de levensduur van de constructie (frekwentiekromme). Voor ieder belastingsniveau wordt de schade per tijdseenheid vastgesteld door modelonderzoek en/of door het aanpassen van bestaande relaties (overdrachtsfunctie). Door kombinatie van frekwentiekromme en overdrachtsfunctie is te bepalen welke totale schade is te verwachten tijdens de levensduur van de constructie als gevolg van een bepaald belastingstype (schade per belastingstype). Een sommatie van de afzonderlijke totale schades per belastingstype levert uiteindelijk de totale schade van de constructie op. Deze schade nu is een maat voor het benodigde onderhoud tijdens de levensduur van de constructie. Ten aanzien van de grootte van de acceptabele schade zullen maximum eisen gesteld moeten worden. Uiteindelijk zal een optimalisatie kunnen leiden tot de meest economische constructie. Duidelijk mag zijn dat wil een probabilistische aanpak mogelijk zijn alle zaken van deterministische aard bekend moeten zijn.

11.3 Lacunes

De volgende lacunes zijn te onderkennen:

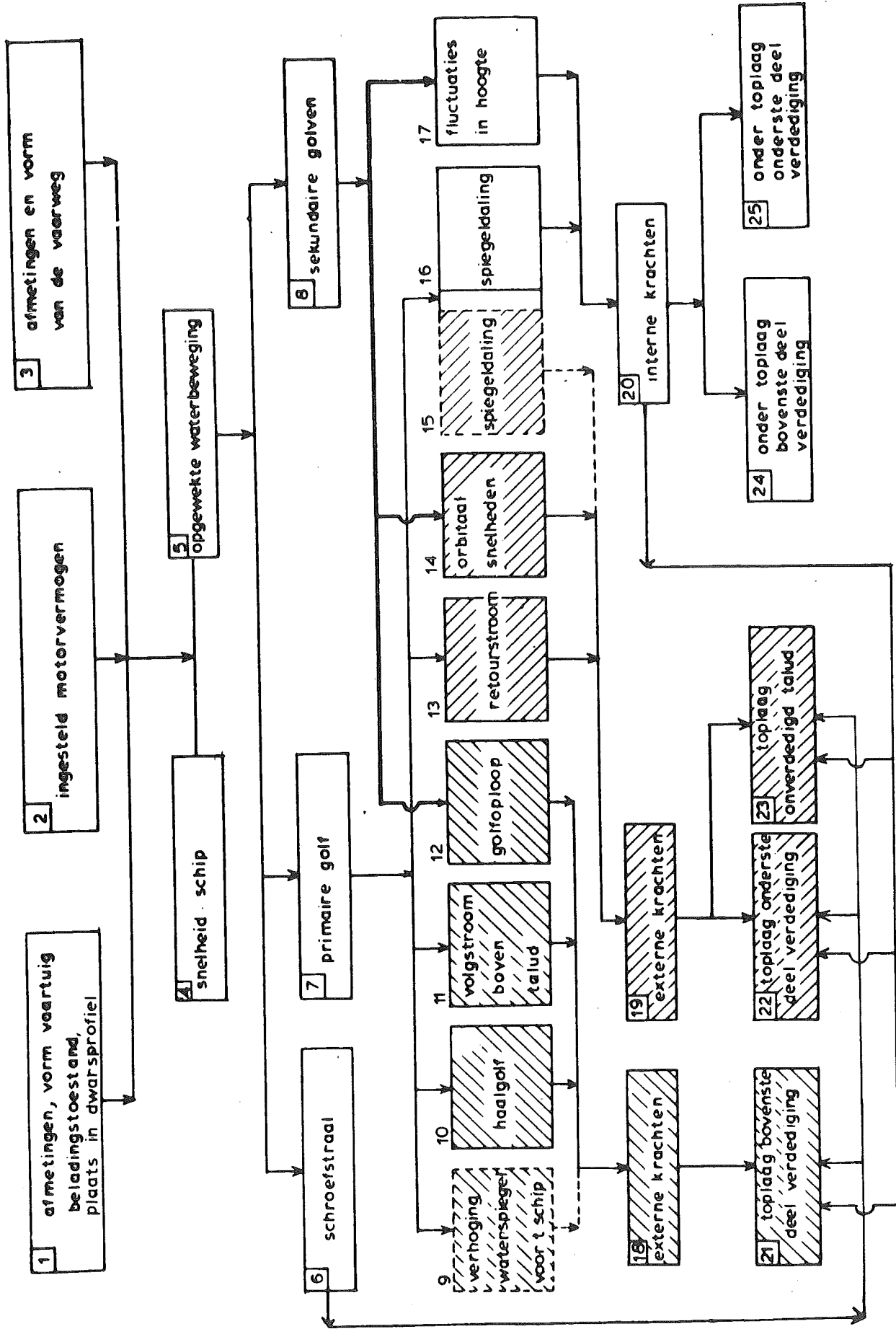
- frekwentieverdeling van het belastingsniveau als functie van verkeersintensiteit, vaargedrag, etc.,
- relatie belastingsniveau en schade per tijdseenheid,
- nog acceptabele schadeniveau.

12. Slotbeschouwing

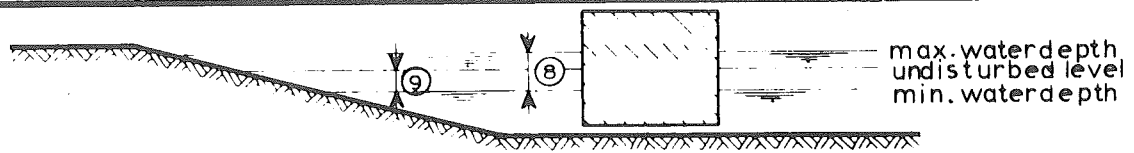
In deze notitie is aan de hand van de diverse hydraulische fenomenen die door de scheepvaart in vaarwegen worden geïnduceerd, geïnterpreteerd welke lacunes in de kennis met betrekking tot het ontwerp van oeververdedingen, nog bestaan. Het geheel beoogt niet volledig en uitputtend te zijn. Het lopende en toekomstige onderzoek zal er op gericht moeten zijn deze lacunes op te vullen.

LITERATUUR

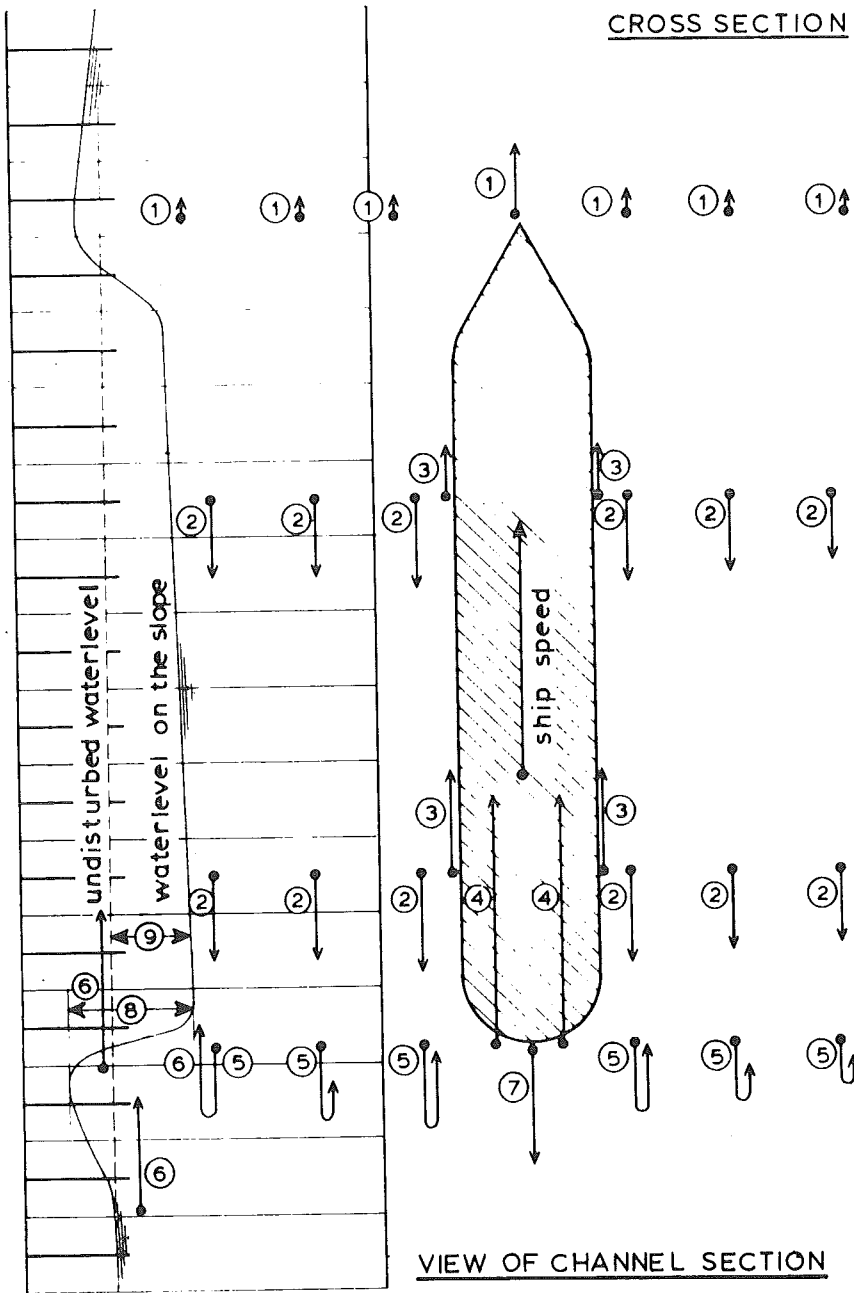
- 1 Belasting van de oevers o.i.v. schepen (OB 14)
- × 2 KAA, E.J. van de
Waterloopkundige aantasting van oeververdedigingen
in: Symp. Ned. Vereniging Kust- en Oeverwerken, 1979
- 3 BOUWMEESTER, J. et al
Recent studies on push-towing as a base for dimensioning waterways
Delft Hydr. Lab., publ. 194, 1977
- × 4 KAA, E.J. van de
Onderzoek naar de waterbeweging in vaarwegen, kwantificering van hydraulische
randvoorwaarden
in: Kunststoffen en oeverbescherming, Culemborg, Educaboek BV, 1975
- 5 Literatuurstudie drukvoortplanting ondergrond (OB 9)
- 6 Stabiliteit gezette steen, stortsteen, voorstel proeven (OB 15)
- × 7 Stand van zaken bij het onderzoek naar granulaire filters
WL, spurwerknota S 469 (nog niet gepubliceerd)
- × 8 Aantasting van dwarsprofielen in vaarwegen
- Deel II: Opzet systematisch onderzoek
Delft, W1, 1977, verslag M 1115-II
- 9 Stabiliteit stenen toplaag oeverbeschermingen (OB 8)



Figuur 1: Belasting oevers onder invloed van varende schepen.



CROSS SECTION



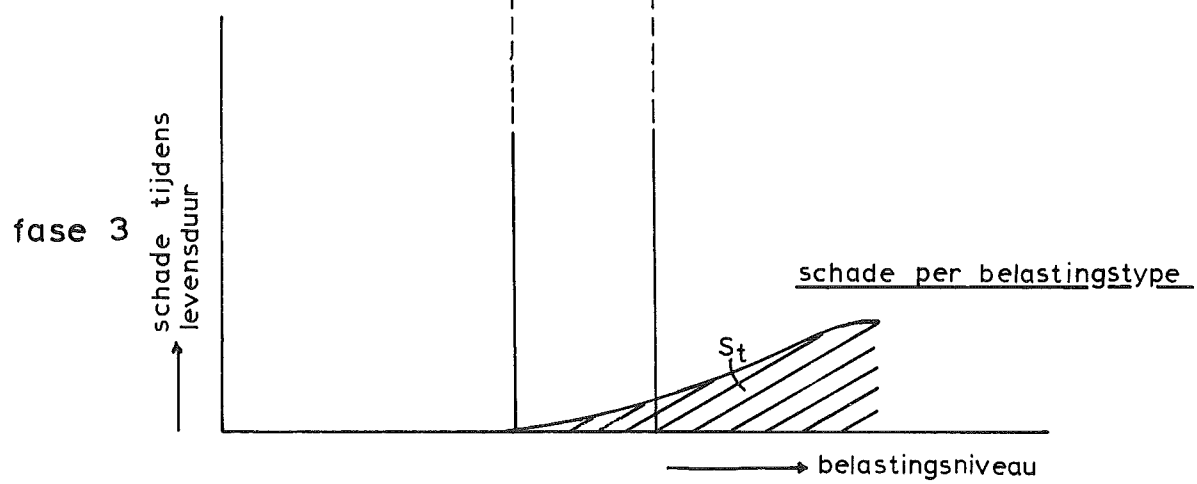
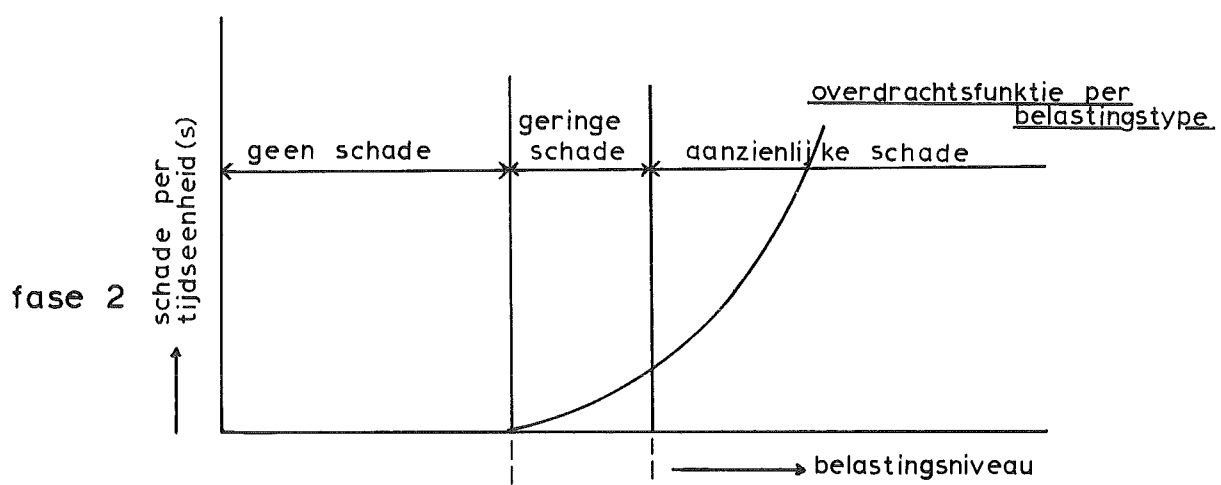
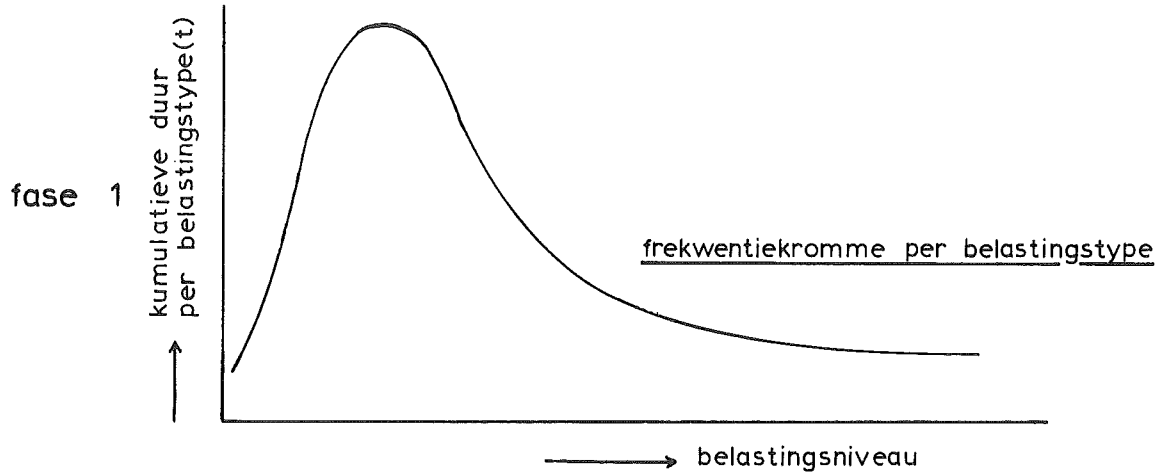
VIEW OF CHANNEL SECTION

- ① - velocity in bowwave
- ② - return flow
- ③ - velocity in boundary layer
- ④ - supply flow behind ship
- ⑤ - area with near bottom and surface different flowdirection
- ⑥ - slope supply flow
- ⑦ - screw-race
- ⑧ - transverse sternwave
- ⑨ - waterlevel depression

SURVEY OF PHENOMENA AROUND
A SHIP IN A CHANNEL

DELFT HYDRAULICS LABORATORY

FIG. 2



fase 4 totale schade $Q = \sum (S_t / \text{per belastingstype})$

PROBABILISTISCHE ONTWERPMETHODE

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

FIG. 3

APPENDIX

Overzicht van ontwerpprocedure en ontwerpregels voor oeververdedigingen

	blz.
1. <u>Verdedigingsconstructie</u>	A2
1.1 Doel en typen.....	A2
1.2 Eisen te stellen aan verdedigingen.....	A2
2. <u>Ontwerpprocedure</u>	A4
2.1 Randvoorwaarden.....	A4
2.2 In aanmerking komende alternatieven.....	A5
2.3 Dimensionering.....	A5
2.4 Toetsing alternatieven.....	A5
3. <u>Ontwerpregels</u>	A6
3.1 Stabiliteit toplaag.....	A6
3.1.1 Golfaanval.....	A6
3.1.2 Strooamaanval.....	A8
3.1.3 Laagdikte.....	A12
3.2 Stabiliteit filterlaag.....	A13
3.2.1 Granulaire filters.....	A13
3.2.2 Kunststoffilters.....	A15
3.3 Dimensionering tegen afglijden en oplichten.....	A17
3.4 Duurzaamheid.....	A18

1. Verdedigingsconstructies

1.1 Doel en typen

Doel van het verdedigen van oevers van vaarwegen is enerzijds het in stand houden van het kanaalprofiel en anderzijds het beschermen van het achterliggende land. Aan beide doelen kan niet worden voldaan als de onderliggende bodem - indien onverdedigd - grote veranderingen ondergaat onder invloed van de belastingen die worden uitgeoefend.

De volgende typen oeververdedigingen kunnen worden onderscheiden:

- verticale oeververdediging,
- taludoplossing (al of niet met bermen),
- tussenvorm.

De taludoplossing kent evenals beide andere typen, vele varianten. Als belangrijkste kunnen worden genoemd:

- oeververdediging met een toplaag van gezette steen,
- oeververdediging met een granulaire opbouw,
- oeververdediging met een kunststoffilter,
- oeververdediging met een gesloten toplaag.

De keuze welk type verdediging wordt gekozen is afhankelijk van vele factoren. In deze notitie zullen uitsluitend open verdedigingen van het type met talud worden beschouwd.

1.2 Eisen te stellen aan verdedigingen

Teneinde het beoogde doel van een verdedigingsconstructie te realiseren, zal deze moeten voldoen aan enige eisen. De constructie als geheel en onderdelen ervan zullen stabiel, materiaaldicht en duurzaam moeten zijn. Bovendien moet de constructie verantwoord zijn vanuit esthetisch, milieu-technisch en economisch opzicht. Tot slot zullen functionele eisen, zoals toegankelijkheid in verband met onderhoud, en uitvoerings-technische eisen een rol spelen. De eerst genoemde eisen (stabiel, materiaaldicht en duurzaam) zijn te beschouwen als primaire eisen van constructieve aard. Deze eisen zijn als volgt nader te omschrijven:

- verplaatsing van onderdelen van de toplagen is niet of slechts in geringe mate toelaatbaar,
- uitspoeling van bodem- en/of filtermateriaal moet worden verhinderd om ongewenste verzakkingen tegen te gaan,

- afglijden van de constructie en een deel van de ondergrond of afglijden van de constructie over de ondergrond of afglijden van afzonderlijke lagen moet worden verhinderd,
- oplichten van constructielagen of delen ervan als gevolg van wateroverdrukken is niet toelaatbaar,
- resistentie tegen belastingen die de duurzaamheid beïnvloeden, moet voldoende groot zijn.

De ontworpen verdediging zal moeten worden getoetst ten aanzien van de gestelde eisen. Het is noodzakelijk hiertoe maatstaven op te stellen.

2. Ontwerpprocedure

De ontwerpprocedure valt uiteen in een aantal fasen:

- bepalen van de randvoorwaarden,
- vaststellen van verdedigingstypen die in aanmerking komen om te worden toegepast,
- vaststellen van de dimensies van de te onderzoeken verdedigingen,
- toetsen van de gedimensioneerde verdedigingen ten aanzien van de gestelde eisen en het maken van een keuze uit de alternatieven (eventueel wordt de procedure nogmaals doorlopen met nieuwe alternatieve verdedigingstypen).

2.1 Randvoorwaarden

Van de ondergrond moeten zo mogelijk de volgende gegevens beschikbaar zijn:

- samenstelling, korrelverdeling, poriëngehalte, dichtheid, cohesie en hoek van inwendige wrijving,
- waterdoorlatendheid,
- samendrukbaarheid van het korrelskelet,
- gelaagdheid.

Benodigde gegevens betreffende de constructiematerialen zijn:

- sterkte,
- flexibiliteit van de constructielagen,
- dichtheid,
- poriëngehalte,
- duurzaamheid,
- handelsafmetingen,
- kosten.

Tenslotte zullen gegevens moeten worden verzameld met betrekking tot de belastingen van oeververdedigingen. Deze zijn te onderscheiden in:

- waterbeweging t.g.v. scheepvaart zowel in de vaarweg als in de ondergrond en de constructie,
- overige waterbeweging (inclusief grondwaterstanden),
- mechanische belastingen (ijsgang, drijvend vuil, recreatie, wild, etc.),
- chemische en organische belastingen (door water meegevoerde elementen, in grondwater aanwezige stoffen, zonlicht, begroeiing etc.).

2.2 In aanmerking komende alternatieven

Op grond van een of meerdere overwegingen worden een aantal alternatieven als mogelijke verdediging gekozen. Overwegingen welke hierbij een rol spelen zijn:

- uitvoering "in den droge" of "in den natte",
- hoeveelheid beschikbare mankracht, bekwaamheid en ervaring,
- beschikbare materiaal en materieel,
- beschikbare ruimte.

De voorlopige keuze zal kunnen bestaan uit verdedigingen van het verticale type, de taludoplossing of combinaties. In geval van de taludoplossing kan worden gekozen uit open of gesloten constructies. Bij open constructies komen dan nog een granulaire filteropbouw of opbouw met een kunststoffilter als alternatieven naar voren.

2.3 Dimensionering

Zijn de voorgaande fasen gepasseerd, dan moeten voor alle te onderzoeken alternatieven de dimensies worden vastgesteld. Een deterministische methode is hierbij tot op heden gebruikelijk. Dit houdt in dat gedimensioneerd wordt voor de toestand van begin van beweging onder invloed van extreme belastingen, dat wil zeggen bij maximale stroom- en/of golfaanval mag geen schade ontstaan. Een objectievere aanpak is de probabilistische methode waarbij een geringe schade wordt geaccepteerd onder extreme omstandigheden. Hierbij behoort dan in rekening gebracht te worden de duur van de belasting tijdens de levensduur van de constructie, de schade per tijdseenheid bij een bepaald belastingniveau en de totale acceptabele schade. Toepassing van de probabilistische methode vereist echter wel kennis betreffende alle deterministische aspecten.

2.4 Toetsing alternatieven

Alle gedimensioneerde alternatieven moeten worden getoetst aan de gestelde eisen met behulp van hiertoe vastgestelde maatstaven. Uiteindelijk zal dit moeten leiden tot een keuze van het beste en goedkoopste alternatief. Voldoet geen van de alternatieven dan zal de ontwerpprocedure nogmaals moeten worden doorlopen met andere alternatieven of de maatstaven met betrekking tot de gestelde eisen zullen moeten worden bijgesteld.

3. Ontwerpregels

In dit hoofdstuk zullen uitsluitend regels van toepassing op verdedigingen van het taludtype worden beschouwd. Niet beschouwd zal worden welke gedeelten van het talud moeten worden verdedigd en tot welke hoogte en evenmin welke taludhelling mogelijk of noodzakelijk is. Verder zal een onderscheid worden aangebracht in formules voor de toplaag en formules voor de filterlaag (-lagen).

Tenslotte zal ingegaan worden op formules betreffende afglijden en oplichten.

3.1 Stabiliteit toplaag

3.1.1 Golfaanval

Voor golfbrekers zijn empirische formules opgesteld om de zwaarte van losgestorte elementen te bepalen. Enige schade aan de golfbreker wordt hierbij geaccepteerd. De algemene vorm van deze formules is:

$$W = \frac{\rho_s}{\Delta^3} \cdot H^3 \cdot N \cdot f(\alpha) \quad (\text{A1})$$

waarin: W = gewicht van het element [kg]
 ρ_s = dichtheid van het materiaal [kg/m³]
 Δ = relative dichtheid van het materiaal [-]
 H = maatgevende golfhoogte [m]
 α = hellingshoek van het talud [0] en
 N = empirische coëfficiënt, afhankelijk van de vorm van de elementen en de geaccepteerde schade.

Er bestaan nogal wat formules ontwikkeld door diverse onderzoekers als Larras, Iribarren, Hedar, Hudson en Svee.

De bekendste formules zijn die van Iribarren en Hudson:

$$W = \frac{\rho_s}{\Delta^3} \cdot H^3 \cdot \frac{1}{K_D} \cdot \frac{1}{\cotg \alpha} \quad (\text{Hudson}) \quad (\text{A2})$$

en

$$W = \frac{\rho_s}{\Delta^3} \cdot H^3 \cdot f \cdot \frac{1}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^3} \quad (\text{Iribarren}) \quad (\text{A3})$$

De factoren K_D en f zijn stabiliteitscoëfficiënten, die in grafische of tabel-larische vorm ter beschikking staan.

De formules zijn opgesteld voor golfbrekers waarbij de golfkam loodrecht op de normaal van de golfbreker staat. Golven veroorzaakt door scheepvaart hebben een veel kleinere hoek van inval. Voorts zijn de formules slechts geldig voor stei-le hellingen ($1:1\frac{1}{2}$ à 3).

Opgemerkt moet worden dat genoemde formules slechts een orde van grootte voor het steengewicht aangeven. Voor een meer exacte bepaling worden in geval van golfbrekers modelproeven uitgevoerd.

Is het gewicht van de stortsteenelementen bepaald, dan kan de diameter bepaald worden met:

$$D_{50} = \left(\frac{W}{sf \cdot \rho_s} \right)^{1/3} \quad (\text{A4})$$

waarin D_{50} = diameter van het materiaal die door 50% van het materiaal wordt overschreden,

sf = vormfactor, variërend van 0,5 (bolvormige steen) tot 0,8 (hoekige steen).

De golfoploop kan worden bepaald met de zogenaamde Delftse formule:

$$h = 8f \cdot H \cdot \text{tg} \alpha \cdot \cos \beta \cdot (1 - B/L) \quad (\text{A5})$$

waarin: h = golfoploop	[m]
f = faktor samenhangend met de ruwheid van het beloop (van ca. 0,75 bij een ruw tot ca. 1,20 bij een glad beloop)	[-]
H = golfhoogte	[m]
α = taludhelling	[0]
β = hoek tussen de looplijn van de golven en de normaal van de dijk (geldig voor $\beta < 30^\circ$)	[0]
B = breedte van een berm	[m] en
L = golflengte	[m]

Een andere formule is die van Hunt:

$$h = \sqrt{H \cdot L_0} \cdot \operatorname{tg} \alpha \quad (\text{A6})$$

waarin: L_0 = golflengte op diep water [m]

De formules zijn niet geldig voor zetsteen.

3.1.2 Stroomaanval

Met behulp van de theoretisch afgeleide formule die de grens van instabiliteit weergeeft, kan de benodigde stortsteendiameter worden bepaald. De formule luidt:

$$\Psi_{\text{cr}} < \frac{\tau_{\text{cr}}}{(\rho_s - \rho_w) g D_{50}} \quad (\text{A7})$$

waarin: Ψ_{cr} = kritieke schuifspanningsparameter waarbij juist geen beweging optreedt [-]
 τ_{cr} = kritieke schuifspanning [N/m²]
 ρ_s = dichtheid van het materiaal [kg/m³]
 ρ_w = dichtheid van water [kg/m³]
 g = zwaartekrachtsversnelling [m/s²]
 D_{50} = diameter van het materiaal die door 50% van het materiaal wordt overschreden [m]

De te substitueren waarde van τ in vgl. (A7) kan worden berekend met:

$$\tau = c_f \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho_w \cdot \bar{u}^2 \quad (\text{A8})$$

waarin: τ = schuifspanning [N/m²]
 c_f = schuifspanningscoëfficiënt, afhankelijk van aard en turbulentie van de stroming [-]
 \bar{u} = gemiddelde stroomsnelheid over de vertikaal [m/s]

Teneinde D_{50} te berekenen moeten worden gesubstitueerd waarden voor \bar{u} , c_f en Ψ_{cr} . De waarden voor c_f zoals die tot nu uit modelonderzoek zijn bepaald, zijn vermeld in onderstaande tabel:

waterbeweging	c_f
volgstroom	0,15
retourstroom	1)
schroefstraal	0,06 à 0,11

1) Voor retourstroom geldt de maximale waarde van:

$$c_f = \left[2,87 + 1,58 \log \left(\frac{u}{u + V_s} \cdot \frac{x}{k} \right) \right]^{-2,5} \quad (A9)$$

of

$$c_f = 0,06 \left[\log \frac{12k}{k} \right]^{-2} \quad (A10)$$

waarin: u = gemiddelde retourstroom over de scheeps-
lengte

V_s = sloopssnelheid

h = waterdiepte

x = afstand tot de boeg van het schip

k = ruwheidsmaat

[m/s]

[m/s]

[m]

[m]

[m]

De schuifspanningscoëfficiënt voor eenparig stromend water kan worden bepaald met vgl. (A10).

Uit onderzoek is gebleken dat de grootte van Ψ_{cr} afhankelijk is van de aard van de kracht die op de individuele korrels door de stroom wordt uitgeoefend. Dit laatste wordt gekarakteriseerd door het Reynoldsgetal:

$$Re_* = \frac{u_* \cdot D}{\nu} = \sqrt{\frac{\tau \cdot D^2}{50 \rho \cdot \nu^2}} \quad (A11)$$

waarin ν = kinematische viscositeit

[m²/s].

Bij $Re_* > 600$ à 1000 wordt Ψ_{cr} constant wat in feite betekent dat viskeuze krachten geen rol meer spelen.

Een probleem hierbij is het definiëren van begin van beweging. Bij onderzoek in het WL is gebleken dat er geen sprake is van een duidelijk gedefinieerde situatie van begin van beweging, maar van een overgangszone tussen volledig stil en begin van overwegend transport. Bij genoemd onderzoek werd de overgangszone onderverdeeld volgens de volgende 7 criteria:

- 1 verplaatsen van de korrels, af en toe,
- 2 korrels aan de wandel, hier en daar,
- 3 korrels aan de wandel, op vrij veel plaatsen,
- 4 korrels aan de wandel, bijna overal,
- 5 korrels aan de wandel, overal doch niet permanent,
- 6 korrels aan de wandel, overal en permanent,
- 7 begin opmars van de korrels.

Een waarde van Ψ_{cr} bij uniforme stroming voor criterium 1 en 2 van 0,03 à 0,035 is bij onderzoek in het WL bepaald. Voor criterium 6 en 7 bedraagt Ψ_{cr} ca. 0,055. Beide waarden behoren bij $Re_* > 600$ à 1.000.

Paintal liet zien dat zelfs beneden de grens $\tau < \tau_{cr}$ geen scherpe begrenzing van het transport bestaat. De beweging van bodemmateriaal bij lage schuifspanning is random naar tijd en plaats en te wijten aan de invloed van turbulentie en ligging van het bodemmateriaal. Voor grof materiaal leidde van de Kaa [2] de volgende relatie af, gebruik makend van de resultaten van Paintal:

$$q_s = 10^{15} \sqrt{g\Delta D^3} \cdot \Psi^{14} \quad (A12)$$

waarin: q_s = sedimenttransport	$[m^3/s.m]$
Δ = relatieve dichtheid	$[-]$
Ψ = schuifspanningsparameter	$[-]$

Een ander probleem doet zich voor met de bepaling van de grootte van Ψ_{cr} bij niet uniforme stroming. Met name bij de retourstroom moet de grenslaag zich nog volledig ontwikkelen. De invloed hiervan op de waarde van Ψ_{cr} is nog niet duidelijk. Dit brengt ons tevens op het probleem ten aanzien van de gemiddelde snelheid \bar{u} . Als de grenslaag nog niet volledig tot ontwikkeling is gekomen, is het niet juist de gemiddelde snelheid over de vertikaal te gebruiken. Afwijkingen zijn tot nu toe verwerkt in de c_f -waarde.

Wat betreft de grenslaag kan nog het volgende worden opgemerkt. De ontwikkeling van grenslagen in door scheepvaart geïnduceerde stroming is afhankelijk van veel variabelen. Te noemen zijn: het dwarsprofiel van de vaarweg, de positie van het schip in de vaarweg, de scheepssnelheid, etc. Een van de grote problemen is dat het begin van de ontwikkeling niet eenduidig is vast te leggen. Bovendien wordt de ontwikkeling beïnvloed door het feit dat de richting van de retourstroom niet evenwijdig aan de kanaalas behoeft te lopen. Daarnaast kan de ontwikkeling van de grenslaag worden beïnvloed door sekundaire scheepsgolven en verticale versnellingen nabij de boeg van het schip.

Een vereenvoudigde aanpak om de stortsteendiameter D_{50} te bepalen is met behulp van de volgende formule:

$$D_{50} \geq \frac{\beta}{\Delta} \cdot \frac{\bar{u}^2}{2g} \quad (\text{A13})$$

waarin: D_{50} = diameter van het materiaal die door 50%

van het materiaal wordt overschreden [m]

Δ = relatieve dichtheid van het materiaal [-]

u = gemiddelde stroomsnelheid over de vertikaal [m/s]

g = zwaartekrachtversnelling [m/s²]

β = coëfficiënt, afhankelijk van ruwheid, waterdiepte en turbulentie [-]

$$\beta = \frac{2g}{\psi_{cr} \cdot C^2} \quad (\text{A14})$$

C = coëfficiënt van Chezy [m²/s]

De formule kan worden afgeleid uit vgl. (A7) en (A8) en is in principe geldig voor stroming evenwijdig aan het talud bij waterdiepten waarvoor geldt $h/D > 5$.

In turbulente stromingsomstandigheden mag een dergelijke benadering dus niet worden toegepast. De diverse onderzoekers lossen dit probleem op door de coëfficiënt β onder andere als maat voor de turbulentie te gebruiken. In de tabel staan waarden vermeld voor β die zijn ontleend aan de diverse onderzoekers.

onderzoeker	β
van Bendegom	0,7 à 1,4
U.S. Bureau of Reclamation	0,2 à 1,4
Isbash	$0,7/(h^{1/6})^2$

In geval β wordt berekend met vgl. (A14) is de grootte van de te substitueren waarden voor ψ_{cr} en C een probleem. Voor gebruikelijke waarden van $\psi \approx 0,03$ en C variërend van 30 tot 50 m²/s treden in β zelfs verschillen op van een faktor 2,5. Beter is het daarom waarden van β te ontlennen aan de tabel. Deze zijn uitgebreid getoetst onder modelomstandigheden.

Stortsteen op taluds is minder stabiel door de invloed van de zwaartekrachtskomponent. In zo'n geval moet de kritieke schuifspanningsparameter Ψ_{cr} worden gereduceerd met:

$$k = (1 - \sin^2 \alpha / \sin^2 \phi)^{1/2} \quad (A15)$$

waarin: k = reductiecoëfficiënt voor de dwarshelling [-]
 α = taludhelling [0]
 ϕ = hoek van inwendige wrijving [0]

Vgl. (A7) wordt dan:

$$\Psi_{cr} < \frac{\tau_{cr}}{(\rho_s - \rho_w)g \cdot D_{50}} \cdot \frac{1}{k}$$

en vgl. (A13):

$$D_{50} \geq \frac{\beta}{\Delta} \cdot \frac{\bar{u}^2}{2g} \cdot \frac{1}{k}$$

Andere reducties zijn eveneens mogelijk. Zo voert Lane nog een reductie in als gevolg van de bochtigheid van een kanaal.

Voor toplagen bestaande uit zetsteen zijn geen formules beschikbaar.

3.1.3 Laagdikte

De benodigde laagdikte kan worden berekend met:

$$t = m \cdot K_{\Delta} \left(\frac{W}{\rho_s \cdot g} \right)^{1/3} \quad \begin{array}{l} \text{hoeveel} \\ \text{is } m \text{ m.} \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{getal} \\ \text{overal} \end{array} \quad (A16)$$

waarin: t = laagdikte [m]
 m = aantal lagen, meestal 2 [-]
 K_{Δ} = empirische coëfficiënt, afhankelijk van de mate
 waarin de elementen in elkaar grijpen [-]
 W = gewicht van de elementen [kg]

~~Deze formule is afgeleid uit modelproeven voor golfbrekers. Het bezwaar is dat golfbrekers geen oevers en dat oppervlaktegolven geen scheepsgolven zijn.~~

De waarde van de coëfficiënt K_{Δ} bedraagt 1,10 à 1,15 voor stortsteen bestaande uit keurig materiaal en 1,02 voor stortsteen bestaande uit afgerond materiaal

Meestal wordt de laagdikte gebaseerd op empirie. Afhankelijk van ondermeer de wijze van uitvoering wordt minimaal een dikte aangehouden van $1\frac{1}{2}$ à 2 keer de gemiddelde korreldiameter.

3.2 Stabiliteit filterlaag

Onderscheid zal worden gemaakt in formules voor granulaire filterlagen en kunststoffilterlagen.

3.2.1 Granulaire filters

Het verlies aan materiaal is uit te drukken als functie van het verhang afhankelijk van de stromingscondities (zie paragraaf 8.1 en 8.2). In geval van stroming evenwijdig aan het grensvlak geldt:

$$i_{cr} = c \cdot u_{*,cr}^2 \quad (A17)$$

waarin: i_{cr} = kritieke verhang, waarbij begin van beweging optreedt

$u_{*,cr}$ = kritieke schuifspanningssnelheid $[-]$ $[m/s]$

c = coëfficiënt, bevattende een laminaire en een turbulente term om de stromings-situatie te beschrijven $[s^2/m^2]$

De formule is nog niet geoptimaliseerd en dus nog niet goed bruikbaar.

Ingeval van stroming loodrecht op het grensvlak is nog geen formule beschikbaar. Stabiliteit wordt bij dit type stroming toegeschreven aan boogwerking van de materiaaldeeltes tussen de korrels van het filtermateriaal. Boogvorming is mogelijk als:

$$n_f \cdot \frac{D_{20f}}{D_{50b}} = 1 \text{ à } 6 \quad (A18)$$

waarin: n_f = porositeit filtermateriaal $[-]$

D_{20f} = diameter van het filtermateriaal dat door 80% van het materiaal wordt overschreden $[m]$

D_{50b} = diameter van het basismateriaal dat door 50% van het materiaal wordt overschreden $[m]$

De korrelspanning speelt hierbij een grote rol. Uiteraard zal bij een cyclische stromingstoestand de stabiliteit veel geringer zijn.

Gezien het feit dat bovenstaande relaties nog niet bekend of toepasbaar zijn, moet nog worden gewerkt met empirische relaties. Deze relaties staan praktisch geen indringing toe van basismateriaal in filtermateriaal. Uit de literatuur zijn de volgende bekend:

betreffende de waterdoorlatendheid:

$$D_{15f} > 4 \text{ à } 5 D_{15b} \quad (\text{Terzaghi}) \quad (\text{A19})$$

betreffende de materiaaldichtheid:

$$D_{15f} < 4 \text{ à } 5 D_{85b} \quad (\text{Terzaghi, v. Bendegom}) \quad (\text{A20})$$

$$D_{20f} < 6 \text{ à } 8 D_{50b} \quad (\text{Waterloopkundig Laboratorium}) \quad (\text{A21})$$

$$D_{50f} < \alpha D_{50b} \quad (\text{Karpoff, Davidenkoff, v. Bendegom}) \quad (\text{A22})$$

met $\alpha = 5 \text{ à } 10$ voor homogeen filter met afgerond materiaal

$\alpha = 28 \text{ à } 30$ gegradeerd filter, hoekig materiaal

$\alpha = 58 \text{ à } 60$ sterk gegradeerd filter, afgerond materiaal

betreffende materiaaldichtheid op cohesieve ondergrond, wordt in verband met mogelijk dichtstaan van de filterlaag, de eis gesteld (ook wanneer die in strijd is met andere regels) dat:

$$D_{15f} \geq 100 \mu\text{m} \quad (\text{v. Bendegom}) \quad (\text{A23})$$

betreffende interne stabiliteit:

$$D_{60f} \leq 20 D_{10f} \quad (\text{Terzaghi}) \quad (\text{A24})$$

$$D_{60f} \leq 10 D_{10f} \quad (\text{Waterloopkundig Laboratorium}) \quad (\text{A25})$$

betreffende verhinderen verstopping van het filter:

$$D_{5f} > 75 \mu\text{m} \quad (\text{Karpov, v. Bendegom}) \quad (\text{A26})$$

In hoeverre al deze eisen voldoende zijn om een materiaaldichte filterlaag te garanderen onder de veelal dynamische omstandigheden in vaarwegen, is onzeker. Het overzicht is verre van compleet, maar alle overige formules zijn in wezen gelijk. Nagenoeg alle formules zijn afgeleid voor stationaire stromingskondities loodrecht op het grensvlak.

Naast deze formules zijn er nog algemene richtlijnen:

- de zeefkrommen van het basismateriaal en het filtermateriaal moeten zoveel als mogelijk is, evenwijdig lopen,
- het filtermateriaal en de ondergrond moeten worden verdicht,
- het filter moet vochtig worden opgebracht in lagen van maximaal 0,10 m, en
- de laagdikte moet minimaal 0,20 m zijn.

Ondanks al deze criteria en richtlijnen is het niet in alle gevallen mogelijk een filter te ontwerpen dat voldoet aan alle eisen. Bijvoorbeeld in geval van zeer fijne afzettingen zal de filterlaag volgens de criteria niet materiaal-dicht te ontwerpen zijn. Een vergroting van de laagdikte kan dan een remedie zijn.

De tot nu behandelde filterregels hadden alle betrekking op stroming loodrecht op het filter. Stroming evenwijdig aan het filter is echter eveneens mogelijk. Vinjé et al geven bij een verhang van $i = 0,2$, waarden van respectievelijk 10 en 100 voor de verhouding tussen D_{50f} en D_{50b} in geval van grind op zand en stortsteen op grind. Volgens Istomina is het filter reeds stabiel bij een verhouding voor 10 voor verhangen kleiner dan 1,3.

In geval de relaties ontleend aan vgl. (A17) en (A18) bekend zijn, dan kunnen alle empirisch opgestelde eisen vervallen met uitzondering van de eis voor de interne stabiliteit van filterlagen.

3.2.2 Kunststoffilters

Kunststoffilters kunnen één of meer granulaire filterlagen vervangen. De eisen die er dientengevolge aan moeten worden gesteld zijn dus ook gelijk. Uiteraard speelt hierbij de interne stabiliteit geen rol.

Op grond van onderzoek in het WL zijn de volgende eisen geformuleerd: (stroming \perp)

betreffende de materiaaldichtheid:

$$O_{90} \leq D_{90b} \quad (\text{statische belasting}) \quad (\text{A27})$$

$$O_{98} \leq D_{85b} \quad (\text{dynamische belasting, waarbij de opbouw van een "natuurlijk filter" mogelijk is}) \quad (\text{A28})$$

$$O_{98} \leq D_{15b} \quad (\text{idem als geen "natuurlijk filter" kan worden opgebouwd}) \quad (\text{A29})$$

betreffende de waterdoorlatendheid:

$$O_{90} \geq D_{90}, \text{ granulair filter, geen algemeen geldende formule.} \quad (\text{A30})$$

Onder O_{90} moet verstaan worden die karakteristieke opening in het weefsel die door 10% van de openingen wordt overschreden. Er wordt onder een "natuurlijk filter" verstaan de situatie die optreedt nadat door uitspoeling van de fijnere delen van het basismateriaal het overgebleven materiaal niet meer kan worden getransporteerd door de openingen van het weefsel. *gem. zandafmetingen v.d. fractie, waarvan 10% door het filter gaat.*

Een aanvullende eis bij kunststoffilters is dat het doek gelijkmatig tegen de ondergrond moet worden aangedrukt om materiaalverlies uit de basislaag door klapperen te voorkomen. De korreldiameter van het materiaal op het filterdoek moet om te voldoen aan deze eis niet te groot zijn.

Kunststoffilters zijn gevoelig voor "clogging" (dichtslaan als gevolg van afzettingen van fijne deeltjes of chemische bestanddelen, meegevoerd door het stromende water) en voor "blocking" (dichtslibben vanuit de ondergrond). Voor deze problemen zijn nog geen oplossingen beschikbaar. *tijdsafh. slijben. opheeft in een.*

Een probleem vormt de toepassing van kunststoffilters op basismateriaal bestaande uit klei of zand-klei-mengsels. Voor dergelijke kleine materiaalafmetingen is geen enkel doek materiaaldicht. Een laag fijn zand tussen ondergrond en filterdoek zal materiaalverlies moeten voorkomen. In principe gelden hiervoor dan gelijke regels als voor granulaire filters. Uitvoering "in den natte" is evenwel vrijwel uitgesloten. *hoeft niet*

$$O_{90} \leq 60\mu \quad \text{kan wel.}$$

3.3 Dimensionering tegen afglijden en oplichten

De verminderde wrijvingsweerstand tussen constructie of delen daarvan en de ondergrond is de oorzaak dat afglijden en/of oplichten kan optreden. Een verminderde wrijvingsweerstand is het gevolg van wateroverdrukken, die door onvoldoende doorlatendheid ontstaan. Specifiek van belang is het verschijnsel bij verdedigingen met een toplaag van gezette steen. Echter ook bij open constructies op een klei-ondergrond kan een wateroverdruk zich opbouwen.

Eisen moeten worden gesteld ten aanzien van:

- afglijden van de gehele constructie met een deel van de ondergrond,
- afglijden en/of oplichten van de gehele constructie over de ondergrond, en
- afglijden en/of oplichten van afzonderlijke constructielagen.

Voor wat betreft het eerste punt zullen glijdvlakberekeningen moeten worden uitgevoerd. Het LGM beschikt hiertoe over gespecialiseerde kennis. Eenvoudiger gevallen kunnen met behulp van diagrammen worden behandeld. Ondermeer Taylor heeft een dergelijke methode ontwikkeld.

Voor de beide andere situaties zijn twee criteria ontwikkeld: het schuif- en het liftcriterium. Vooraf kan worden opgemerkt dat het schuifcriterium altijd maatgevend is. Alleen voor samenhangende constructies (zetsteen) en lokale wateroverdrukken (sekundaire scheepsgolf, haalgolf) kan plaatselijk oplichten voorkomen zonder dat de constructie als geheel afglijdt. Het liftcriterium luidt:

$$\Delta H \leq \Delta(1-\varepsilon) \cdot t \cdot \cos \alpha \quad (\text{A31})$$

en het schuifcriterium:

$$\Delta H \leq \Delta(1-\varepsilon) \cdot t \cdot \cos \alpha \cdot \frac{\text{tg } \phi - \text{tg } \alpha}{\text{tg } \phi} \quad (\text{A32})$$

Hierin is ΔH = waterstandsverschil	[m]
Δ = relatieve dichtheid	[-]
ε = poriëngehalte	[-]
t = laagdikte	[m]
α = hellingshoek van het talud	[0]
ϕ = hoek van inwendige wrijving	[0]

Beide formules gelden voor de stabiliteit van een enkele laag. In geval de gehele constructie wordt beschouwd op oplichten of afschuiven dan zijn de gegeven formules om te werken naar formules geldend voor een meerlagensysteem. Zij luiden dan:

$$\Delta H \leq \cos \alpha \sum_{x=1}^n \{t_x \cdot (1-\varepsilon_x) \cdot \Delta_x\} \quad (\text{A33})$$

respectievelijk

$$\Delta H \leq \cos \alpha \cdot \frac{\text{tg}\phi - \text{tg}\alpha}{\text{tg}\phi} \cdot \sum_{x=1}^n \{t_x (1-\varepsilon_x) \cdot \Delta_x\} \quad (\text{A34})$$

Nogmaals wordt opgemerkt dat als de oeververdediging voldoende doorlatend is, bovenstaande beschouwingen overbodig zijn. Voor samenhangende constructie, bij het optreden van lokale wateroverdrukken en door dichtslibben van de top- en/of filterlagen kunnen genoemde criteria echter wel relevant worden.

3.4 Duurzaamheid

De criteria ten aanzien van de duurzaamheid van oeververdedigingen tegen chemische, organische en mechanische en andere belastingen zijn niet of nauwelijks bepaald. In enkele voorschriften - ondermeer van Rijkswaterstaat - zijn algemene keuringseisen opgenomen. De eisen slaan in die gevallen meestal op voorwaarden waaraan het materiaal moet voldoen.

Voorts zijn uit laboratoriumonderzoeken en praktijkervaringen gegevens betreffende de duurzaamheid bekend. De informatie die hieraan kan worden ontleend, heeft evenwel een sterk fragmentarisch karakter.

Het mag duidelijk zijn dat hier geen algemene criteria voorhanden zijn.

Errata

- pagina A12: laatste 2 regels vervangen door:
"De waarde van de coëfficiënt K_{Δ} bedraagt 1,10 à 1,15 voor stortsteen bestaande uit hoekig materiaal en 1,02 voor stortsteen bestaande uit afgerond materiaal".
- pagina A14: achter de zin "betreffende materiaaldichtheid op cohesieve ondergrond" toevoegen:
"wordt in verband met mogelijk dichtslaan van de filterlaag, de eis gesteld (ook wanneer die in strijd is met andere regels) dat:"
- pagina A16: gehele pagina vervangen door toegevoegde paginas.

$$O_{90}/D_{90b} \leq 1 \text{ à } 1,8 \text{ (statische belastingen)} \quad (\text{A27})$$

$$O_{98}/D_{85b} \leq 1 \quad \text{(dynamische belastingen)} \quad (\text{A28})$$

betreffende de waterdoorlatendheid:

waterdoorlatendheid van het kunststoffilter dient groter te zijn dan die van de onderliggende grond. (A29)

Genoemde eisen gelden onder zware belastingen.

Onder O_{90} en O_{98} moet worden verstaan die karakteristieke opening van het kunststofweefsel, die overeen komt met de gemiddelde korreldiameter van de zandfractie, waarvan resp. 10% en 2% door de poriën van het kunststofweefsel valt.

De stabiliteit van filters kan toenemen als de opbouw van een natuurlijke filter mogelijk is, dat wil zeggen wanneer de fijnere deeltjes van de bovenste lagen van het basismateriaal worden uitgespoeld, maar de grovere kunnen niet door de poriën van het filter dringen. Uiteraard gaat dit alleen op bij gegradeerde basismaterialen.

Bij kunststoffilters blijkt bij een dergelijke situatie zanddichtheid op te treden onder zeer zware cyclische belastingen als:

$$O_{\max}/D_{90b} \leq 1 \quad (\text{A30})$$

waarin O_{\max} is de karakteristieke opening van het kunststofweefsel welke overeen komt met de zandfractie die in zijn geheel op het filter achterblijft.

Een aanvullende eis bij kunststoffilters is dat het doek gelijkmatig tegen de ondergrond moet worden aangedrukt om materiaalverlies uit de basislaag door klapperen te voorkomen. De korreldiameter van het materiaal op het filterdoek moet om te voldoen aan deze eis niet te groot zijn.

Kunststofffilters zijn gevoelig voor "clogging" (dichtslibben als gevolg van afzettingen van fijne deeltjes of chemische bestanddelen, meegevoerd door het stromende water) en voor "blocking" (dichtslaan vanuit de ondergrond). Voor deze problemen zijn nog geen oplossingen beschikbaar.

Een probleem vormt de toepassing van kunststoffilters op basismateriaal bestaande uit klei of zand-klei-mengsels.

Voor dergelijke kleine materiaalafmetingen zijn vrijwel geen doeken beschikbaar die materiaaldicht zijn. Een laag fijn zand tussen ondergrond en filterdoek zal materiaalverlies moeten voorkomen. In principe gelden dan hiervoor gelijke regels als voor granulaire filters. Uitvoering "in den natte" is evenwel vrijwel uitgesloten.