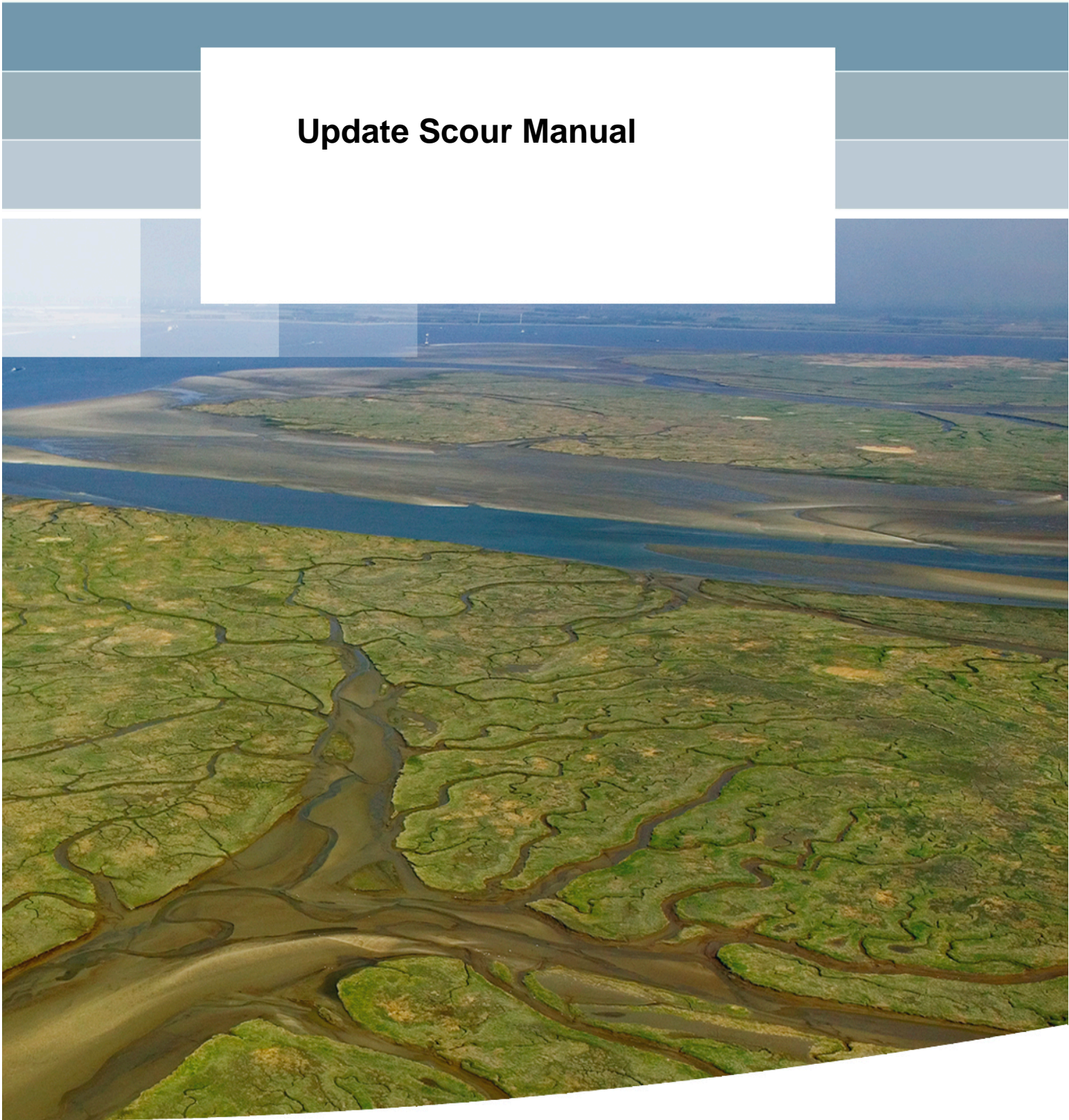


**Update Scour Manual**





# Update Scour Manual

Gijs Hoffmans  
Henk Verheij

1230042-008



**Titel**  
Update Scour Manual

<b>Opdrachtgever</b>	<b>Project</b>	<b>Kenmerk</b>	<b>Pagina's</b>
Rijkswaterstaat Water, Verkeer en Leefomgeving	1230042-008	1230042-008-ZWS-0004	133

**Trefwoorden**  
Ontgroning, Scour Manual.

**Samenvatting**

De Scour Manual (Hoffmans & Verheij, 1997) dateert van 1997. In de jaren sindsdien is er veel nieuwe kennis ontwikkeld en is ervaring opgedaan met het gebruik van de Scour Manual bij concrete projecten. Dit was aanleiding een update van de Scour Manual voor te bereiden.

Binnen het kader van KPP is allereerst een inventarisatie gemaakt van onderwerpen die in aanmerking komen voor een update. Aan deze onderwerpen is in samenspraak met gebruikers (RWS en markt) een prioriteit toegekend. Vervolgens is gewerkt aan de concrete invulling van de onderwerpen waarbij in overleg met RWS is afgesproken op welke wijze de input voor een update zal worden aangeleverd, zodat later deze informatie verwerkt kan worden in een nieuwe Scour Manual. Dit rapport bevat de input voor de update, waarbij voor elk onderwerp de volgende wijze van presenteren is aangehouden:

- *Waar kun je de informatie halen?*
- *Hoe moet je de informatie verwerken?*

**Referenties**

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf Goedkeuring	Paraaf
1	aug. 2016	Gijs Hoffmans Henk Verheij		Frans van der Knaap Frans Buschman Ferdinand Diermanse	 Gerard Blom	

**Status**  
definitief



## Inhoud

<b>1 Inleiding</b>	<b>1</b>
1.1 Doel	1
1.2 Aanpak	1
1.3 Organisatie	3
<b>2 Uitwerking van onderwerpen</b>	<b>5</b>
2.1 Fase 1	5
2.2 Fase 2	75
<b>3 Aanbevelingen</b>	<b>131</b>
<b>4 Literatuur</b>	<b>133</b>





# 1 Inleiding

De huidige “Scour Manual” (Hoffmans & Verheij, 1997) vertegenwoordigt voornamelijk de kennis aangaande het lokale en tijdsafhankelijke ontgrondingsproces. In de laatste jaren sinds jaar 1997 is er veel nieuwe kennis ontwikkeld en is ervaring opgedaan met het gebruik van de Scour Manual bij concrete projecten. Dit was aanleiding een update van de Scour Manual voor te bereiden.

## 1.1 Doel

Doelstelling van het project is items te identificeren in de bestaande Scour Manual die moeten worden geüpdate en die ook geschikt zijn om te worden geüpdate op basis van nieuwe kennis en praktijkervaring. Voor sommige items zal echter eerst onderzoek nodig zijn en deze zullen worden behandeld in afzonderlijke projecten, zie hoofdstuk 3. De bedoeling is om de update uit te voeren gebruikmakend van de meest actuele ontwikkelingen waarvan de kennis voldoende is uitgekristalliseerd.

Het project is afgebakend tot constructies in rivieren en estuaria onder invloed van stroming. Lokale ontgroningen door golven of door een combinatie van golven en stroming vallen buiten het project. Constructies langs de kust of op zee blijven dus buiten beschouwing. Ook zal geen aandacht worden besteed aan erosie door golfoploop en golfoverslag, omdat deze processen op de dijk plaatsvinden en niet in de rivier of estuarium. Bovendien is het sterk gerelateerd aan golfbelasting.

## 1.2 Aanpak

Binnen het kader van Kennis voor het Primaire Proces (KPP) is in 2015 door Deltares allereerst een inventarisatie gemaakt van onderwerpen die in aanmerking komen voor een update van de manual. Aan deze onderwerpen is in samenspraak met gebruikers (RWS en markt) een prioriteit toegekend tijdens de workshop van 15 september 2015 at Deltares in Utrecht. De workshop heeft plaats gevonden om de door Deltares voorgestelde kennisleemtes te delen en te verifiëren met de marktpartijen. Vertegenwoordigers van RWS, ingenieursbureaus en aannemers zijn in de gelegenheid gesteld hun mening te geven over de voorstellen. Vervolgens is gewerkt aan de concrete invulling van de onderwerpen waarbij in overleg met RWS is afgesproken op welke wijze de input voor een update zal worden aangeleverd, zodat later deze informatie verwerkt kan worden in een nieuwe Scour Manual.

Later zijn door RWS twee andere workshops georganiseerd waarin de uitgewerkte onderwerpen van fase 1 en fase 2 ter discussie kwamen. De resultaten daarvan zijn meegenomen in dit rapport.

Dit rapport bevat de input voor de update, waarbij voor elk onderwerp de volgende wijze van presenteren is aangehouden:

<b>Omschrijving:</b>
<i>Waar kun je de informatie halen?</i>
<i>Hoe moet je de informatie verwerken?</i>

Het project is uitgevoerd in twee verschillende fases, waarin de verschillende onderwerpen zijn verwerkt, zie Tabel 1.1 en Tabel 1.2. Het 'item' nummer in de tabellen correspondeert met het hoofdstuk nummer van de bestaande Scour Manual (Hoffmans en Verheij, 1997).

Bij het inventariseren van relevante verbeteringen is gebruik gemaakt van het recent geactualiseerde Scour Bulletin van CIRIA, het Amerikaanse Scour Report HEC18, de recente publicatie "The Influence of Turbulence on Soil Erosion" van Hoffmans (2012), en papers gepresenteerd tijdens de laatste drie conferenties van ICSE (International Conference on Scour and Erosion) gehouden in San Francisco (2010), Parijs (2012) en Perth (2014).

In dit rapport zijn referenties en soms stukjes tekst uit de bestaande literatuur overgenomen. Dit is bedoeld als voorbeeld voor het herschrijven van de Scour Manual. Er is dus alleen gebruik gemaakt van gereviewde en definitieve rapporten waarvan de kwaliteit gewaarborgd is.

Tabel 1.1 Fase 1 uitgewerkte onderwerpen

Item	Beschrijving	Bldz.
2.3	kentallen voor hydraulische belasting geven	5
2.11	herstellen van fouten in formules	8
6.1	rekenregel voor evenwichtsdiepte opnemen	12
2.1	Paintal toevoegen aan Shieldsdiagram	14
2.6	sterkteparameters van silt, klei, veen, gras opnemen	16
1.2	rekenregels evenwichtsdiepte opnemen	21
1.2A	Benadering van $r_0$ ,m (drempels)	23
1.2B	Benadering van $r_0$ ,m (brugpijlers)	26
1.2C	Benadering van $r_0$ ,m (kribben)	28
4.2A	implementatie diverse formules jets (vertical jets)	31
4.2B	implementatie diverse formules jets (horizontal jets)	34
4.3	beschrijving van scour door scheepvaart	36
5.1	nieuwe regels implementeren	42
1.1	formule Dietz aanpassen (Partheniades)	43
3.3	regels voor evenwichtsdiepte opnemen	44
4.1	stroming benedenstrooms kunstwerk beschrijven	45
4.5	v.b. scour door sloopschroeven opnemen	47
1.7	default waarde voor Shields geven?	48
1.8	principe van falling aprons uitleggen	50
1.10	ontgroning bij overgangen beschrijven	52
2.5	beschrijven van scour bij teen van dijken	53
3.2	aanpassen van Breusersformule	54
5.6	wat is pressure scour?	55
6.2	rekenregel voor ontgroning door winnowing	58
2.8	geven van recente resultaten van zettingsvloeiingen	59
2.7	wat is invloed van grondwaterstroming bij filters?	61

Item	Beschrijving	Bldz.
1.4	geldigheidsgebied formules vermelden	62
6.4	eenduidige methode dimensioneren beschermingen	67
1.3	criteria berekeningsmethode geven	68
3.4	bepalen van optimale lengte bodembescherming	69
3.1	implementatie kennis Oosterschelde	71

Tabel 1.2 Fase 2 uitgewerkt onderwerpen

Item	Beschrijving	Bldz.
4.6	behandelen van ontgroning bij duiker	75
6.5	kennis HEC-18 opnemen?	77
6.?	Breusers methode voor kribben en brugpijlers (nieuw item)	58
1.9	nieuwe preventiemaatregelen opnemen	85
6.6	implementatie methode Melville	87
2.2	rekenregels voor bodembeschermingen bespreken	90
2.4	interne erosie omschrijven	92
2.9	welke proefopstellingen zijn er voor sterkte grond?	96
1.12	Algemener formulering van turbulentieniveaus en uitdemping turbulentie in stroomrichting met het oog op toepassing benedenstrooms van kunstwerken (nu gebaseerd op de geometrie van een drempel)	98
3.9	ontgroningen bij kabels en leidingen	100
5.4	ontgroningen bij kribben/kribvakken	104
6.7	evaluatie circulair pier op caisson	107
5.3	ontgroningen bij doorlatende kribben	110
1.6	scour baseren op veiligheidsfilosofie	112
5.2	achterloopsheid kribben beschrijven	124
1.13	toelichten van definities	128

### 1.3 Organisatie

De werkzaamheden zijn uitgevoerd door:

- Gijs Hoffmans,
- Henk Verheij,
- Maarten van der Wal (voor de items 5.2, 5.3, en 5.4).

De review is uitgevoerd door Frans van der Knaap voor de items uitgewerkt in Sectie 2.1 en door Frans Buschman voor de items uitgewerkt in Sectie 2.2 behalve item "scour baseren op veiligheidsfilosofie" die door Ferdinand Diermanse is gereviewed. De projectleiding was in handen van Migena Zagonjoli. Hans Janssen fungeerde als contactpersoon namens de opdrachtgever.



## 2 Uitwerking van onderwerpen

### 2.1 Fase 1

Omschrijving: 2.3 kentallen voor hydraulische belasting geven

*Waar kun je de informatie halen?*

De tijdsafhankelijke ontgrondingsformule van Breusers bevat onder meer een dieptegemiddelde stroomsnelheid ( $U_0$ ) en een turbulentiecoëfficiënt ( $\alpha$ ), die samen de belasting vormen, zie onderstaande formule (betreft formule 3.2 in de Scour Manual) en onderstaande figuur:

$$\frac{y_m}{h_0} = \left( \frac{t}{t_1} \right)^\gamma \quad \text{met} \quad t_1 = \frac{K h_0^2 \Delta^{1,7}}{(\alpha U_0 - U_c)^{4,3}} \quad \text{en} \quad \alpha = 1,5 + 5r_0$$

waarin

$h_0$  initiële waterdiepte of waterdiepte bovenstrooms van ontgrondingskuil (m)

$K$  (= 330) constante met een dimensie

$y_m$  maximale ontgrondingsdiepte als functie van de tijd (m)

$r_0$  dieptegemiddelde relatieve turbulentie-intensiteit bovenstrooms van ontgrondingskuil (-)

$t$  tijd (uren)

$t_1$  karakteristieke tijd (uren)

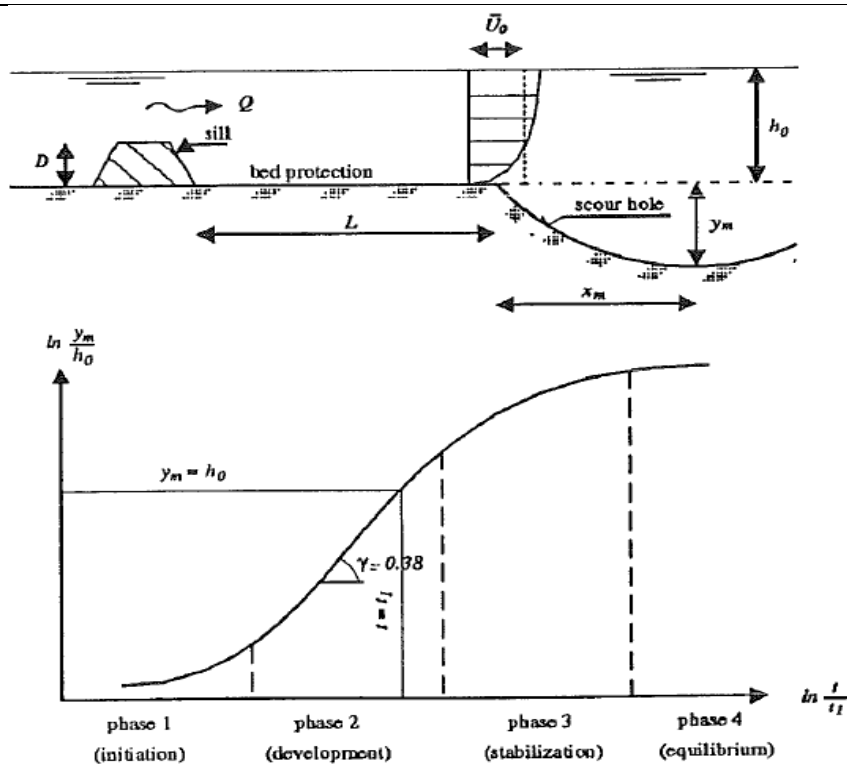
$U_0$  dieptegemiddelde stroomsnelheid bovenstrooms van ontgrondingskuil (m/s)

$U_c$  kritische dieptegemiddelde stroomsnelheid (m/s)

$\alpha$  turbulentiecoëfficiënt (-)

$\gamma$  coëfficiënt (varieert van 0,4 (voor 2D-stroming) tot 0,8 (voor 3D-stroming))

$\Delta$  relatieve dichtheid (-)



Hoffmans (2012) beschrijft (in paragraaf 1.4) de hydraulische belasting. Hierin wordt onderscheid gemaakt tussen de gemiddelde belasting (gemiddelde stroomsnelheid) en de spreiding (fluctuerende stroomsnelheid/turbulentie).

Bron: expert judgement. Onderstaande tabel geeft bovengrenzen van optredende stroomsnelheden in verschillende typen stromingen.

Type flow	$U_0$ (m/s)
River/outer bend river	2 – 3
Ship lock/sluice	1 – 2
Tidal river (downstream of storm surge barrier)	2 – 3
Culvert (outflow opening) (sub critical flow)	1– 3
Culvert (outflow opening) (super critical flow)	3 – 8
Return current ship	1
Propeller jet ship (manoeuvring ship)	2 - 5

De turbulentiecoëfficiënt is een functie van de dieptegemiddelde relatieve turbulentie-intensiteit en bepaalt in grote mate het tempo van ontgronden. Onderstaande tabel geeft een overzicht van verschillende soorten stromingen met bijbehorende waarden voor de dieptegemiddelde relatieve turbulentie-intensiteit.

Table: Indicative values of  $r_0$  (bron: Hoffmans 2012)

$r_0$	Type of Flow	Turbulence intensity	Hydraulic conditions	Remarks
0	laminar flow	no turbulence		
> 0	turbulent flow			

< 0.08	uniform flow	minor turbulence	smooth	
0.08–0.15	uniform flow	normal turbulence	rough	channel/river flow
0.15–0.20	uniform flow	high turbulence	↓	channel/river flow
0.20–0.30	uniform flow	very high turbulence		steep channel with limited flow depth (Steilheid varieert van 0,01 tot 0,1 zie publicatie: Stability of Stones under Uniform Flow Gijs J. C. M. Hoffmans (J. of Hydr. Eng., Vol. 136, p. 129 – 136 2010).
0.30–0.60	uniform flow	extreme high turbulence		very steep channel with limited flow depth
0.15–0.20	non-uniform flow	high turbulence		downstream of hydraulic structures (sills, bridge piers, abutments)
0.20–0.60	non-uniform flow	very high turbulence		below hydraulic jumps, sharp outer bends, mixing layers (propeller)

*Hoe moet je de informatie verwerken?*

Bovenstaande tabellen voor de stroomsnelheid en turbulentie kunnen gebruikt worden voor een eerste schatting van het ontgrondingsprobleem en moeten in Hoofdstuk 2 “Basic concepts”, paragraaf 2.3.4 ‘Turbulence’ worden ingevoegd. Wellicht dat de titel van deze subparagraaf moet worden aangepast of dat nog een subparagraaf voor de stroomsnelheid moet worden geschreven.

## Omschrijving: 2.11 herstellen van fouten

Waar kun je de informatie halen?

- 1) De Scour Manual geeft informatie aangaande het 'begin van bewegen' voor loskorrelige materialen, zie Fig. 2.5 (Shields-diagram) op blz. 16 van de Scour Manual. Omdat deze figuur incorrectheden bevat (op de horizontale as staat de dimensieloze korrelgrootte, dit had de 'shear Reynolds number' moeten zijn), dient het te worden vervangen, zie ook omschrijving 2.1 "Paintal toevoegen aan Shields-diagram".
- 2) Formule 2.10 op blz. 27 van de Scour Manual beschrijft de verdieping/ontgroning in een rivier door vernauwing (constriction scour)

$$\frac{y_{m,e} + h_0}{h_0} = \frac{1}{(1-m)^\beta}$$

waarin:

- $h_0$  initiële waterdiepte of waterdiepte bovenstrooms van ontgrondingskuil (m)  
 $m = b/B$  or  $B_2/B_1$  vernauwingsfactor (-)  
 $y_{m,e}$  evenwichtsdiepte/ontgrondingsdiepte in evenwichtsfase (m)  
 $\beta$  coëfficiënt variërend van 0,67 tot 0,80.

Bovenstaande formule is correct, maar de definitie van de vernauwingsfactor is verwarrend. In de gehele Scour Manual (zie ook Hoofdstuk 5) is  $m$  gedefinieerd als

$$m = b / B$$

en  $m = B_2 / B_1$  is incorrect. Het moet zijn  $m = 1 - B_2 / B_1$ .

waarin:

- $b$  breedte bovenstrooms van vernauwing minus breedte in vernauwing (m), dus  $b = B_1 - B_2$ , zie Fig. 2.8  
 $B$  breedte van de rivier (voor vernauwing) (m)  
 $B_1$  breedte van de rivier bovenstrooms van de vernauwing (m) (dus  $B = B_1$ )  
 $B_2$  breedte van de rivier ter hoogte van de vernauwing (m)

- 3) Formule 2.11 op blz. 27 van de Scour Manual

$$\frac{y_{m,e} + h_0}{h_0} = \frac{1}{(1-m)^\beta} \frac{Q}{Q - Q_f}$$

Vervang bovenstaande formule door (zie Laursen & Toch, 1956):

$$\frac{y_{m,e} + h_0}{h_0} = \frac{1}{(1-m)^\beta} \left( \frac{Q}{Q - Q_f} \right)^\beta \quad \text{met } Q = Q_c + Q_f$$



waarin:

- $h_0$  initiële waterdiepte of waterdiepte bovenstreams van ontgrondingskuil (m)  
 $m$  ( $= b/B$ ) vernauwingsfactor (-)  
 $y_{m,e}$  evenwichtsdiepte/ontgrondingsdiepte in evenwichtsfase (m)  
 $Q$  total discharge  
 $Q_f$  discharge floodplain  
 $Q_c$  discharge river (without floodplain), see Fig. 2.8 of Scour Manual  
 $\beta$  coëfficiënt variërend van 0,67 tot 0,80.

De fout betreft de term rechts van het gelijkteken (exponent beta toevoegen).

- 4) Formule 2.13 op blz. 28 van Scour Manual voorspelt de ontgroning als gevolg van de spiraalvormige stroming in bochten (bend scour)

$$y_{m,e} / h_0 = 1.07 - \log(R/B - 2)$$

Dit moet zijn (Thorne, 1993):

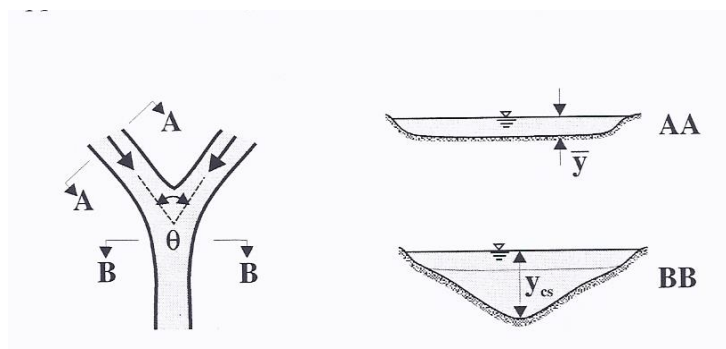
$$y_{m,e} / h_0 = 1.07 - 0.19 \log(R/B - 2)$$

De fout betreft dus het wegvallen van de coëfficiënt 0,19.

- 5) Formule 2.14 op blz. 29 van Scour Manual.

$$y_{m,e} / h_0 = c_0 + 0.037\theta$$

Wanneer twee riviertakken samenkomen, treedt bij het splitsingspunt een lokale ontgroning op (confluence scour).



De range voor  $c_0$  is niet correct. Het moet zijn  $c_0 = 0.29$  (voor zand) tot  $1.24$  (voor grind). Verder moet de waarde van  $\theta$  (hoek tussen de twee riviertakken) ingevuld worden in graden. In de tekst daaronder moeten de waarden van  $1.29$  in  $0.29$  en  $2.24$  in  $1.24$  worden aangepast. Ook dient een figuur van 'confluence scour' worden toegevoegd.

6) Formule 2.15 op blz. 30 van Scour Manual. De Breusers-evenwichtsvergelijking wordt gegeven door

$$\frac{y_m}{y_{m,e}} = 1 - e^{-\ln\left(1 - \frac{\lambda}{y_{m,e}}\right)\left(\frac{t}{t_1}\right)^\gamma}$$

waarin:

$y_m$  maximale ontgrondingsdiepte (m)

$y_{m,e}$  evenwichtsdiepte/ontgrondingsdiepte in evenwichtsfase (m)

$t$  tijd (s)

$t_1$  karakteristieke tijd waarop de maximale ontgrondingsdiepte gelijk is aan de karakteristieke lengteschaal (s)

$\gamma$  coëfficiënt (varieert van 0,4 (voor 2D-stroming) tot 0,8 (voor 3D-stroming))

$\lambda$  karakteristieke lengteschaal (m)

Deze formule berekent voor relatief ondiepe ontgrondingskuilen (voor  $y_{m,e} < \lambda$ ) geen evenwichtsdiepte (logaritme van een negatief getal). Dus de oorspronkelijke formule geldt alleen voor relatief diepe ontgrondingskuilen. Daarom wordt voorgesteld om bovenstaande formule te wijzigen in

$$\frac{y_m}{y_{m,e}} = 1 - e^{-\frac{\lambda}{y_{m,e}}\left(\frac{t}{t_1}\right)^\gamma}$$

Toelichting: Voor  $t \rightarrow \infty$  geldt  $y_m \rightarrow y_{m,e}$  (wiskundig is dit correct). In de ontwikkelingsfase (development phase, i.e. voor  $t < t_1$ ) kan bovenstaande vergelijking benaderd worden door (maak gebruik van de Taylorreeks)

$$\frac{y_m}{y_{m,e}} = 1 - \left(1 - \frac{\lambda}{y_{m,e}}\left(\frac{t}{t_1}\right)^\gamma\right) \quad \text{of} \quad \frac{y_m}{\lambda} = \left(\frac{t}{t_1}\right)^\gamma$$

Dit is de oorspronkelijke tijdsafhankelijke ontgrondingsformule van Breusers. Hieruit volgt dat wiskundig gezien de hier aangepaste Breusers-evenwichtsvergelijking de maximale ontgrondingsdiepte in alle fasen van het ontgrondingsproces (development phase, stabilization phase and equilibrium phase) voorspelt, dus ook voor een evenwichtsdiepte, die kleiner is dan de lengteschaal.

7) Formule 3.1 op blz. 43 van Scour Manual, zie ook opmerking 6. Verander

$$\frac{y_m}{y_{m,e}} = 1 - e^{-\ln\left(1 - \frac{h_0}{y_{m,e}}\right)\left(\frac{t}{t_1}\right)^\gamma} \quad \text{in} \quad \frac{y_m}{y_{m,e}} = 1 - e^{-\frac{h_0}{y_{m,e}}\left(\frac{t}{t_1}\right)^\gamma}$$

In de evenwichtsfase geldt bij benadering  $y_{m,e} \approx h_0$  dus bovenstaande vergelijking kan herschreven worden door (zie b.v. Van Velzen et al. 2014, zie ook item 3.1 "implementatie kennis Oosterschelde")

$$\frac{y_m}{y_{m,e}} = 1 - e^{-\left(\frac{t}{t_1}\right)^y}$$

- 8) Formule 5.1 op blz. 97 van Scour Manual, zie ook opmerking 6. Verander

$$\frac{y_m}{y_{m,e}} = 1 - e^{\ln\left(1 - \frac{h_0}{y_{m,e}}\right)\left(\frac{t}{t_1}\right)^y} \quad \text{in} \quad \frac{y_m}{y_{m,e}} = 1 - e^{-\frac{h_0}{y_{m,e}}\left(\frac{t}{t_1}\right)^y}$$

- 9) Formule 6.1 op blz. 112 van Scour Manual, zie ook opmerking 6. Verander

$$\frac{y_m}{y_{m,e}} = 1 - e^{\ln\left(1 - \frac{b}{y_{m,e}}\right)\left(\frac{t}{t_1}\right)^y} \quad \text{in} \quad \frac{y_m}{y_{m,e}} = 1 - e^{-\frac{b}{y_{m,e}}\left(\frac{t}{t_1}\right)^y}$$

- 10) Blz. 48:  $g$  = acceleration of gravity,  $g = 9.81 \text{ m}^2/\text{s}$ ; dimensies zijn incorrect. Het moet zijn  $g =$  acceleration of gravity,  $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ .

- 11) Blz. 81: formule voor  $L$  incorrect. Goede formule is:  $L > 6(h_t - b_u)$

- 12) Op basis van experimenteel onderzoek vond Hjorth verbanden voor de afmetingen van ontgrondingskuilen rondom ronde brugpijlers, zie Fig. 6.8 op blz. 124 van Scour Manual (zie ook item 6.4). De breedte en de lengte van de ontgrondingskuilen relateerde hij aan de breedte (diameter  $b$ ) van de brugpijler, echter deze relaties komen niet overeen met waarnemingen in het veld. De totale breedte van de ontgrondingskuil is  $3b$ . De evenwichtsdiepte rondom een brugpijler varieert van  $1,4b$  tot  $2,4b$ . Taludhellingen in de praktijk zijn lang door de grootte van de hoek van inwendige wrijving. Voor zand varieert deze hoek van  $30^\circ$  tot  $35^\circ$ , dus er moet met een steilheid van ongeveer 1V:3H rekening worden gehouden. Bij laboratoriumproeven kunnen steilere taludhellingen optreden omdat de lengte van de taludhelling kort is. De figuur van Hjorth is gebaseerd op laboratoriumproeven en geeft daarom een onjuist beeld en dient daarom te worden verwijderd. Controleer ook in paragraaf 6.6 de verwijzingen naar Hjorth. Opgemerkt wordt

Ten slotte. Indien de Scour Manual wordt herschreven, dan kan niet worden volstaan met alleen plak- en knipwerk. De teksten voor en na de wijzigingen moeten kritisch worden herlezen en eventueel worden herschreven. Dit is een algemeen aandachtspunt waarvoor geen eenduidige instructies zijn.

*Hoe moet je de informatie verwerken?*

Instructies voor verwerking zijn hierboven gegeven.

Omschrijving: 6.1 rekenregel voor evenwichtsdiepte opnemen (brugpijlers)

Waar kun je de informatie halen?

Paragraaf 8.6 (van Hoffmans 2012) beschrijft het ontgrondingsproces rondom brugpijlers. Gebaseerd op een krachtenbalans zijn formules afgeleid voor zowel clear-water scour als live-bed scour. De evenwichtsdiepte voor clear-water scour is

$$\frac{y_{m,e}}{b} = 1.6\chi_e \left( \frac{U_0}{U_c} \right)^2 - 1.3 \quad \text{for } U_0 < U_c$$

Voor live-bed scour geldt

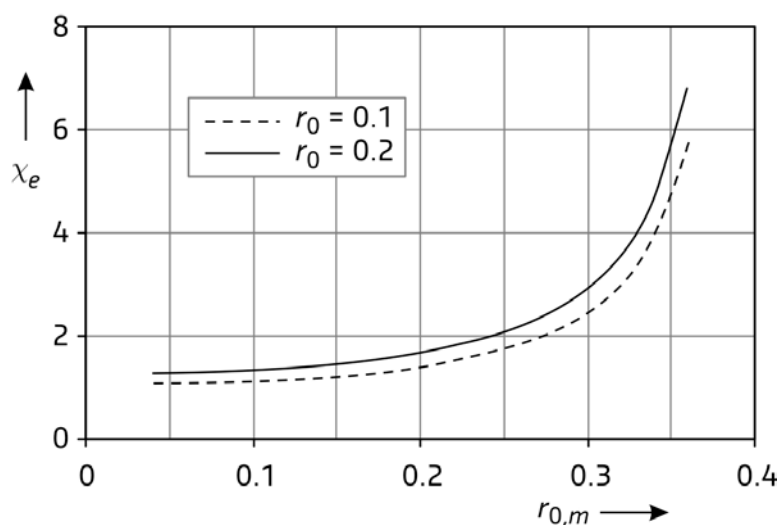
$$\frac{y_{m,e}}{b} = 1.6\chi_e - 1.3 \quad \text{for } U_0 \geq U_c$$

met

$$\chi_e = \frac{1 + 6.3r_0^2}{1 - 6.3r_{0,m}^2}$$

waarin

- $b$  diameter van brugpijler (m)
- $r_0$  dieptegemiddelde relatieve turbulentie-intensiteit bovenstrooms van ontgrondingskuil (-)
- $r_{0,m}$  dieptegemiddelde relatieve turbulentie-intensiteit waar ontgrondingsdiepte maximaal is (-)
- $U_0$  dieptegemiddelde stroomsnelheid bovenstrooms van ontgrondingskuil (m/s)
- $U_c$  kritische dieptegemiddelde stroomsnelheid (m/s)
- $y_{m,e}$  evenwichtsdiepte/ontgrondingsdiepte in evenwichtsfase (m)
- $\chi_e$  turbulentieparameter (varieert van 1,7 tot 2,3) (zie onderstaande figuur of Fig. 8.3 op blz. 141 van Hoffmans 2012)



*Hoe moet je de informatie verwerken?*

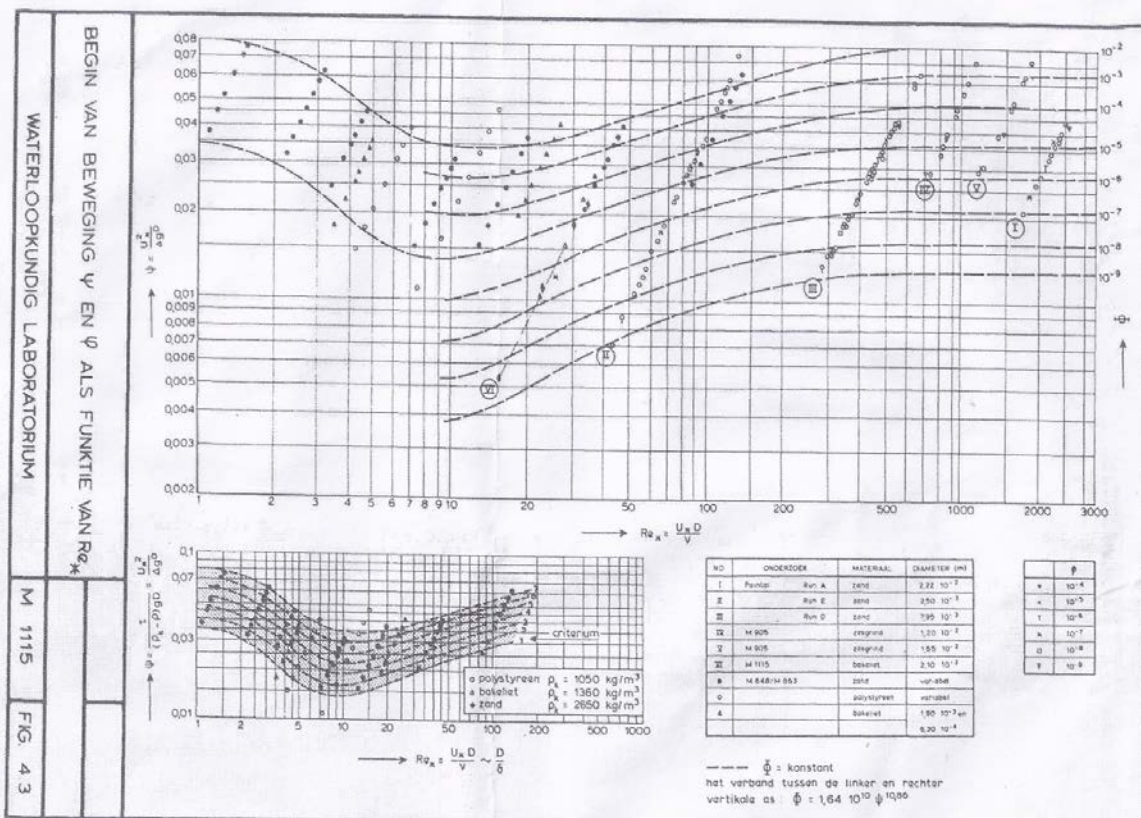
Bovenstaande formules voor clear-water scour en live-bed scour kunnen voor prototype condities worden toegepast en moeten in paragraaf 6.4.2 "Calculations methods" als eerste worden genoemd (eventueel met figuur). Vermeldt moet worden dat de formule theoretisch is afgeleid. Ook dient een voorbeeld te worden opgenomen.

Voor het maken van een eerste schatting van de evenwichtsdiepte worden de volgende turbulentie-waarden aangehouden, te weten  $r_0 = 0.1$  en  $r_{0,m} = 0.25$  (dus  $\chi_e = 1.75$ ). Dit geeft voor live-bed scour  $y_{m,e} = 1.5b$ . Indien meer informatie over het turbulentieveld beschikbaar is (bijv. met turbulentiemodellen en/of met experimenteel onderzoek) kan de turbulentieparameter ( $\chi_e$ ) beter onderbouwd worden (zie ook omschrijving 1.2B).

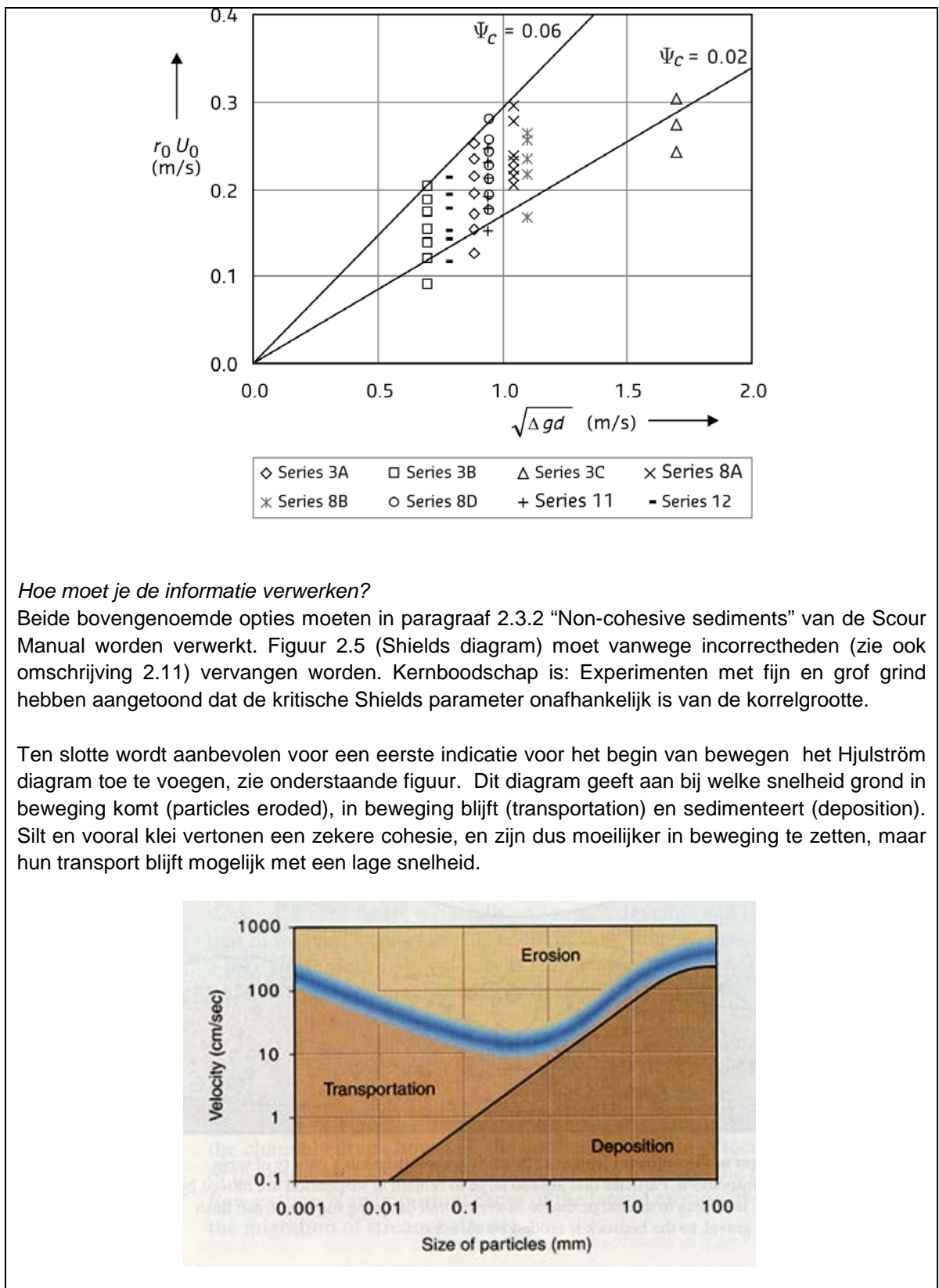
Omschrijving: 2.1 Paintal toevoegen aan Shieldsdiagram

Waar kun je de informatie halen?

Onderstaande figuur toont een uitbreiding van het Shields diagram met de experimentele resultaten van Paintal. Het toont aan dat de kritische Shields parameter voor turbulente stromingen een minimum voor fijn zand bereikt. Voor grof zand en fijn grind is de kritische Shields parameter onafhankelijk van de korrelgrootte (lijnen lopen rechts van het diagram horizontaal). Omdat deze figuur gebruikersonvriendelijk is, immers op de verticale en horizontale assen staat de bodem-schuifspanningssnelheid, wordt aanbevolen de experimentele resultaten van M1115 naar een andersoortig diagram om te zetten, bijvoorbeeld op de horizontale as het Reynoldsgetal (shear Reynolds number) te vervangen door een dimensieloze korrelgrootte.



Anderzijds kan worden overwogen om bovenstaande figuur samen met een sterke-belasting figuur op te nemen, zie onderstaande figuur. Op de verticale as staat de belasting (turbulentie x snelheid; dus het product:  $r_0 \times U_0$ ) en de horizontale as vertegenwoordigt de sterkte (relatieve dichtheid en steengrootte). Deze figuur toont een bovengrens ( $\Psi_c = 0.06$ ) en een ondergrens ( $\Psi_c = 0.02$ ). Vrijwel alle experimenten liggen in dit gebied. De experimenten van Aguirre Pe en Paintal geven gelijksoortige resultaten, i.e. dat voor grotere steenafmetingen de kritische Shields parameter constant is/blijft. Meer informatie hierover kan worden gevonden op blz. 27 van Hoffmans (2012).



Omschrijving: 2.6 sterkteparameters van silt, klei, veen, gras opnemen

Waar kun je de informatie halen?

bron: <https://en.wikipedia.org/wiki/Silt>). Silt is granular material of a size somewhere between sand and clay whose mineral origin is quartz and feldspar. Silt may occur as a soil or as sediment mixed in suspension with water (also known as a suspended load) in a body of water such as a river. It may also exist as soil deposited at the bottom of a water body. Silt has a moderate specific area with a typically non-sticky, plastic feel. Silt usually has a floury feel when dry, and a slippery feel when wet. Silt can be visually observed with a hand lens. Samenvattend: Een deeltje wordt silt genoemd als het wat grootte betreft, tussen de 2 en 63 micrometer valt. Dit betekent dat in de praktijk nagenoeg geen sterkte aan silt kan worden toegekend. Dus de kritische stroomsnelheid van silt is 0 m/s.

In de klassieke waterbouwkunde wordt het begin van bewegen van loskorrelige materialen (zand en grind) vaak met bodemschuifspanningen en/of schuifkrachten bepaald. Indien de bodemschuifspanning een kritische waarde overschrijdt, dan treedt het begin van bewegen op. Voor grasbekledingen, cohesieve grondsoorten zoals klei en voor veen (grond met een vezelige samenstelling) werkt het Shields-concept niet. Daarom wordt voor de stabiliteit van veen een turbulentie benadering toegepast, die overigens herleid kan worden tot de oorspronkelijke formule van Brahm (1767). Recent is een eenvoudig model hiervoor afgeleid (bron: Veenbonken in Gouwekanaal, Deltares rapport 1210720, 2015). Het stabiliteitscriterium voor veen is

$$\text{stabiliteitscriterium} = \frac{F_{\text{lift}}}{F_{\text{down}}} = \frac{12.6\rho(r_0U_0)^2}{(\gamma_{\text{nat}} - \gamma)D_{\text{veen}} + c} < 1$$

waarin

$c$  cohesie (N/m<sup>2</sup>) (varieert voor veen van 0 kPa tot 2.5 kPa)

$D_{\text{veen}}$  dikte van veen (m) (defaultwaarde is  $D_{\text{veen}} = 0.2$  m)

$F_{\text{lift}}$  opwaartse kracht (N)

$F_{\text{down}}$  neerwaartse kracht (N)

$r_0$  dieptegemiddelde relatieve turbulentie-intensiteit (-)

$U_0$  dieptegemiddelde stroomsnelheid (m/s)

$\gamma$  (= 10 kN/m<sup>3</sup>) volumieke massa van water

$\gamma_{\text{nat}}$  natte volumieke massa van veen (varieert voor veen van 10.5 kN/m<sup>3</sup> tot 12 kN/m<sup>3</sup>)

$\rho$  (= 1000 kg/m<sup>3</sup>) dichtheid van water

Zoals boven al opgemerkt kan bovenstaande formule worden herleid tot de oude formule van Brahm die is gebaseerd op een eenvoudige relatie tussen stroomkrachten en de massa van een element. Daarmee is de formule ook herleidbaar tot meest recente stabiliteitsformules zoals de formule van Izbash, maar dus ook tot de Shields relatie.

N.B. De volumieke massa van grond is te schrijven als

$$\gamma_{\text{nat}} = (1-n)\rho_s g + n\rho g$$



Voorbeeld: Beschouw (geheel) verzadigd zand met een porositeit van  $n = 0,4$ . De soortelijke massa van zand is  $\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$ . De volumieke massa is

$$\gamma_{nat} = (1 - 0,4) \cdot 2650 \cdot 9,81 + 0,4 \cdot 1000 \cdot 9,81 = 19520 \text{ N/m}^3 \approx 20 \text{ kN/m}^3$$

Voorbeeld 1: Beschouw zand met een zandkorrel van  $d = 0,2 \text{ mm}$ . Verder geldt:  $c = 0 \text{ kPa}$ ,  $r_0 = 0,1$  en  $\gamma_{nat} = 20 \text{ kN/m}^3$ , dan is de kritische stroomsnelheid (zand onder water is altijd verzadigd!)

$$U_c = \frac{1}{r_0} \sqrt{\frac{(\gamma_{nat} - \gamma) d + c}{12,6 \rho}} = \frac{1}{0,1} \sqrt{\frac{(19520 - 10000) \cdot 0,0002 + 0}{12,6 \cdot 1000}} \approx 0,12 \text{ m/s}$$

Deze kritische waarde voor zand komt overeen met experimentele resultaten, zie ook vgl. 2.2, vgl. 2.3 en  $r_0 = 1,2g^{0,5}/C$  van de Scour Manual.

$$U_c = \frac{1,2}{r_0} \sqrt{\Delta g d \Psi_c} = \frac{1,2}{0,1} \sqrt{1,65 \cdot 9,81 \cdot 0,0002 \cdot 0,033} \approx 0,12 \text{ m/s}$$

Hieruit volgt dat

$$\frac{1}{r_0} \sqrt{\frac{(\gamma_{nat} - \gamma) d + c}{12,6 \rho}} = \frac{1,2}{r_0} \sqrt{\Delta g d \Psi_c}$$

of

$$\Psi_c = \frac{1 - n}{18} = \frac{1 - 0,4}{18} \approx 0,033$$

Merk op dat een kritische Shields waarde van 0,033 conservatief is, zie ook item 1.7 'default waarde voor Shields geven'.

Voorbeeld 2: Wordt een venige kanaalbodem met dunne kleilaagjes beschouwd, dan is de cohesiesterkte verwaarloosbaar klein (bron: Cor Zwanenburg). Aannemende dat  $c = 0 \text{ kPa}$ ,  $D_{veen} =$

$0,2 \text{ m}$ ,  $r_0 = 0,1$  (normale turbulentie) en  $\gamma_{nat} = 10,5 \text{ kN/m}^3$  dan is de kritische stroomsnelheid

$$U_c = \frac{1}{r_0} \sqrt{\frac{(\gamma_{nat} - \gamma) d + c}{12,6 \rho}} = \frac{1}{0,1} \sqrt{\frac{(10500 - 10000) \cdot 0,2 + 0}{12,6 \cdot 1000}} \approx 0,9 \text{ m/s}$$

Voorbeeld 3: Beschouw een venige kanaalbodem met  $D_{veen} = 0,2 \text{ m}$ . Er geldt:  $c = 0,5 \text{ kPa}$ ,  $r_0 = 0,1$  (normale turbulentie) en  $\gamma_{nat} = 10,5 \text{ kN/m}^3$ , dan is de kritische stroomsnelheid

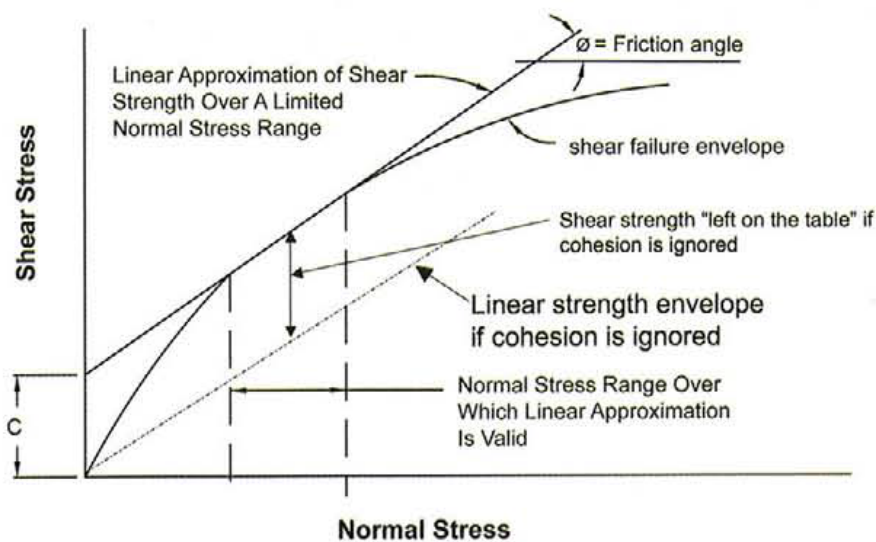
$$U_c = \frac{1}{r_0} \sqrt{\frac{(\gamma_{nat} - \gamma) d + c}{12,6 \rho}} = \frac{1}{0,1} \sqrt{\frac{(10500 - 10000) \cdot 0,2 + 500}{12,6 \cdot 1000}} \approx 2,2 \text{ m/s}$$

Voorbeeld 4: Beschouw een venige kanaalbodem met  $D_{veen} = 0,2 \text{ m}$ . Er geldt:  $c = 0,5 \text{ kPa}$ ,  $r_0 = 0,2$  (hoge turbulentie) en  $\gamma_{nat} = 10,5 \text{ kN/m}^3$ , dan is de kritische stroomsnelheid

$$U_c = \frac{1}{r_0} \sqrt{\frac{(\gamma_{nat} - \gamma) d + c}{12.6 \rho}} = \frac{1}{0,2} \sqrt{\frac{(10500 - 10000) \cdot 0,2 + 500}{12.6 \cdot 1000}} \approx 1,1 \text{ m/s}$$

Hieruit volgt dat de kritische stroomsnelheid van veen sterk afhankelijk is van de grootte van de cohesie en het turbulentieniveau. Hoewel de triaxiaalproef informatie geeft over de cohesie en de hoek van inwendige wrijving (google: triaxiaalproef) wordt voor slappe grond (klei en veen) veelal de Direct Simple Shear proef (DSS-proef) gebruikt.

Voor de DSS-proef is nog geen Nederlandse norm of richtlijn voorhanden. De DSS-proef wordt namelijk in Nederland nog niet vaak toegepast. Om deze 'leegte' aan te vullen is door Deltares het protocol 'Materiaalfactoren en protocollen voor ééntraps triaxiaalproeven en Direct Simple Shear-proeven' geschreven en moet worden gezien als een gevalideerde aanbeveling. Omdat dit advies betrekking heeft op het ontwerpen/toetsen van dijken, wordt aanbevolen richtlijnen voor de cohesie-sterkte af te leiden (ofwel het afgesneden stuk van de verticale as, zie onderstaande figuur).



**Figure 3** | Exaggerated schematic of true curvilinear shear strength envelope, linear interpretation over a selected normal stress range, and the penalty for ignoring cohesion.

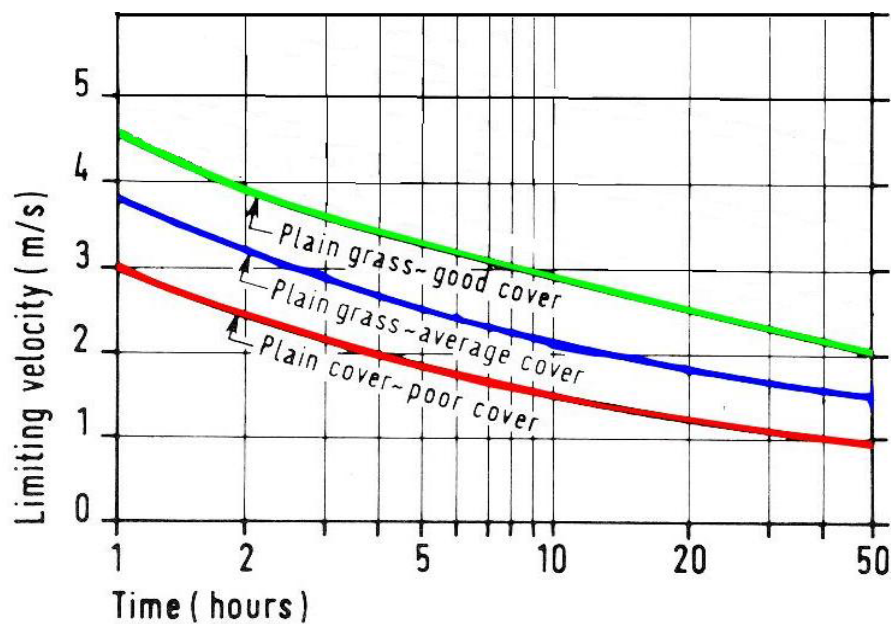
Bron: Thiel, R., 2009. A technical note regarding interpretation of cohesion (or adhesion) and friction angle in direct shear tests, Geosynthetics.

In de huidige Scour Manual staat voldoende informatie over de sterkte van klei (zie paragraaf 2.3.3).

Het CIRIA-diagram beschrijft de toelaatbare snelheid voor drie soorten grasbekledingen als functie van de tijd, zie onderstaande figuur. Hierbij wordt opgemerkt dat:

- Het beproefde gras was relatief jong (ongeveer 1 jaar oud; gras bereikt de maximale sterkte na 4 jaren).
- Ten opzichte van de oorspronkelijke metingen zijn de drie krommes in het CIRIA-diagram conservatief.

Het voorgaande betekent dat de gemiddelde grassterkte groter is.



Limiting velocity as function of time (Hewlett et al., 1987)

#### Hoe moet je de informatie verwerken?

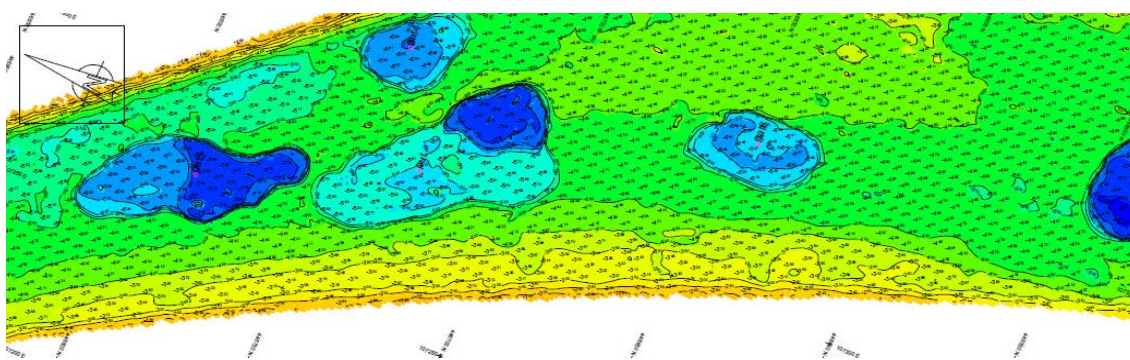
Beschrijf in een sub-paragraaf beknopt het materiaal silt. Omdat het een zeer kleine fractie betreft wordt er geen sterkte aan toegekend;  $U_c = 0$  m/s.

Paragraaf 2.3.3 'Cohesive sediments' blijft ongewijzigd. (Er zijn geen nieuwe inzichten).

Beschrijf het materiaal veen in een sub-paragraaf (google: veen/peat). Verwerk hierin het stabiliteitscriterium en geef een voorbeeld van de kritische stroomsnelheid van veen. Merk op dat veen sporadisch opdrijft. Onderstaande figuur geeft een voorbeeld van veeneilanden, zie ook Deltares rapport "Veenbonken in Gouwekanaal". Het stabiliteitscriterium geeft een eerste schatting van de kritische stroomsnelheid van veen (omdat formule nu nog onvoldoende gevalideerd is).



Veenopbarstingen in Gouwekanaal, ter hoogte van Julianasluis



Lokale ontgravingen in Gouwe kanaal als gevolg van scheepvaart

Op basis van expert judgement kan voor silt, zand, veen, klei en gras de volgende range voor de sterkte worden gegeven (zie ook CUR 96-7 Erosie van onverdedigde oevers, Gouda, 1996):

Type grond	Kritieke stroomsnelheid (m/s) (normale turbulentie)
Silt	0,0 – 0,01
Zand	0,1 – 0,2
Veen (geen cohesie)	1
Veen (met cohesie)	1 – 2
Zandige klei	0,5 (los) – 1,3 (compact)
Vette klei (weinig zand)	1 (los) – 2 (compact)
Gras (matige kwaliteit)	1 – 3
Gras (goede kwaliteit)	1,5 – 4
Gras (zeer goede kwaliteit)	2 – 5

Voor gras het CIRIA-diagram opnemen en definities van gras (goed, matig en slecht, zie bovenstaande figuren) goed omschrijven.

Omschrijving: 1.2 rekenregel voor evenwichtsdiepte opnemen (drempels)

*Waar kun je de informatie halen?*

Voor het voorspellen van lokale ontgrondingen rondom waterbouwkundige constructies wordt onderscheid gemaakt tussen clear water scour en live bed scour. Via google worden de volgende definities voor CWS en LBS verkregen:

Clear water scour occurs when the bed material is not in motion. The sediment transported into the contracted section is essentially zero. Clear-water scour occurs when the shear stress induced by the water flow exceeds the critical shear stress of the bed material. Generally, with clear-water scour, no refilling occurs during the recession of the flood due to the lack of sediment supply.

Live-bed scour occurs where the upstream shear stress is greater than the threshold value and the bed material upstream of the crossing is moving. This means that the approach flow continuously transports sediment into a local scour hole. By itself, a live bed in a uniform channel will not cause a scour hole - for this to be created some additional increase in shear stress is needed, such as that caused by a contraction (natural or artificial, such as a bridge) or a local obstruction (e.g. a bridge pier). The equilibrium scour depth is achieved when material is transported into the scour hole at the same rate at which it is transported out.

Paragraaf 8.5 (van Hoffmans 2012) beschrijft het ontgrondingsproces benedenstrooms van een bodembescherming. Gebaseerd op een krachtenbalans zijn formules afgeleid voor zowel clear-water scour als live-bed scour.

De evenwichtsdiepte voor clear-water scour is (deze situatie komt in Nederland niet voor):

$$\frac{y_{m,e}}{L} = A\chi_e \left( \frac{U_0}{U_c} \right)^2 - B \quad \text{for } U_0 < U_c$$

Voor live-bed scour geldt:

$$\frac{y_{m,e}}{L} = A\chi_e - B \quad \text{for } U_0 \geq U_c$$

Met (zie ook figuur bij item 6.1):

$$\chi_e = \frac{1 + 6.3r_0^2}{1 - 6.3r_{0,m}^2}$$

waarin

$b$  breedte van brugpijler (m)

$h_0$  initiële waterdiepte of waterdiepte boven bodembescherming (m)

$y_{m,e}$  evenwichtsdiepte/ontgrondingsdiepte in evenwichtsfase (m)

$L$  lengteschaal (m) zie onderstaande tabel

$r_0$  dieptegemiddelde relatieve turbulentie-intensiteit nabij overgang (-)

$r_{0,m}$  dieptegemiddelde relatieve turbulentie-intensiteit waar ontgrondingsdiepte maximaal is (-)

$U_0$  dieptegemiddelde stroomsnelheid boven bodembescherming (m/s)

$U_c$  kritische dieptegemiddelde stroomsnelheid (m/s)

$\chi_e$  turbulentieparameter (-)

In onderstaande tabel staan waarden van A en B voor verschillende constructies gegeven.

	$L$	$A$	$B$
Drempels	$h_0$	1,0	1,0
Brugpijlers (slanke)	$b$	1,6	1,3
Brugpijlers (stompe)	$h_0$	Niet bekend	Niet bekend
kribben	$h_0$	1,4	1,0

In het diepste deel van de ontgrondingskuil kan  $r_{0,m}$  benaderd worden door (zie ook item 1.2A)

$$r_{0,m} = \sqrt{\frac{1}{2} C_k} \left( \frac{y_m}{h_0} + 1 \right) \quad \text{for } 0,1 < \frac{y_m}{h_0} < 2$$

waarin

$C_k$  (= 0,03-0,045) constante is afhankelijk van de steilheid van de aanzethelling, zie ook omschrijving 1.2A)

$y_m$  maximale ontgrondingsdiepte (m)

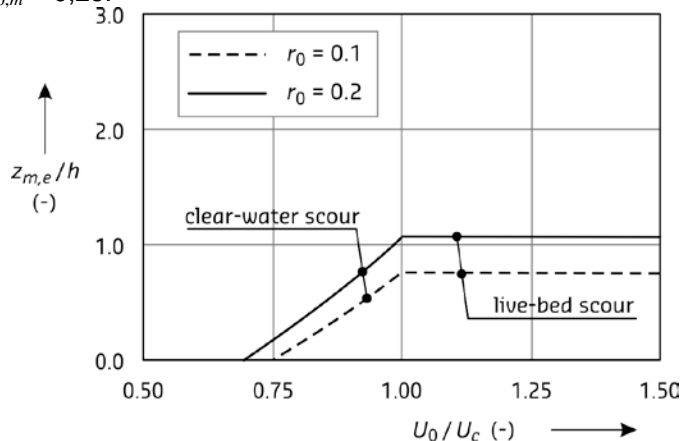
Voorbeeld. Stel de maximale ontgrondingsdiepte is gelijk aan de begin-waterdiepte (dus  $y_m = h_0$ ).  
Wat is  $r_{0,m}$ ?

$$r_{0,m} = \sqrt{0,5 \cdot 0,03} (1 + 1) = 0,24$$

De turbulentieparameter ligt in de range van 1,7 tot 2,3, zodat voor live-bed scour de evenwichtsdiepte varieert van 0,7 tot 1,3 keer de waterdiepte. Indien de beginwaterdiepte 30 m is, dan kan uiteindelijk de waterdiepte toenemen van 30 m tot 70 m ( $30 + 1,3 \times 30$ ), zie ook item 6.1.

*Hoe moet je de informatie verwerken?*

Bovenstaande formules voor clear-water scour en live-bed scour kunnen voor prototype condities worden toegepast en moeten in paragraaf 3.3 "Dutch scour depth modelling" worden ingevoegd (eventueel met onderstaande figuur, zie blz. 142 van Hoffmans 2012). Evenzo dient een voorbeeld te worden opgenomen, zie Tabel 8.1 blz. 143 van Hoffmans (2012). Voor het maken van een eerste schatting van de evenwichtsdiepte moet voor  $r_{0,m}$  een defaultwaarde worden aangehouden van  $r_{0,m} = 0,25$ .



Omschrijving: 1.2A benadering van  $r_{0,m}$  (drempels)

Waar kun je de informatie halen?

Bron: Hoffmans (2012): Benedenstreams van een bodembescherming ontstaat een ontgrondingskuil. Voor het bepalen van de evenwichtsdiepte (maximale ontgrondingsdiepte in de evenwichtsfase) wordt de stroming geschematiseerd. De stroming in de kuil vertraagt en wanneer de aanzehelling relatief steil is, treden doorgaans neren met horizontale assen op. Op het grensvlak van deze neren wordt door grote snelheidsgradiënten turbulente kinetische energie opgewekt. De grootte van deze energie is gerelateerd aan een referentiesnelheid. De maximale turbulente kinetische energie in de menglaag kan berekend worden met (zie bijv. metingen van Van Mierlo en De Ruiter, 1988)

$$k_{\max} = C_k U_0^2$$

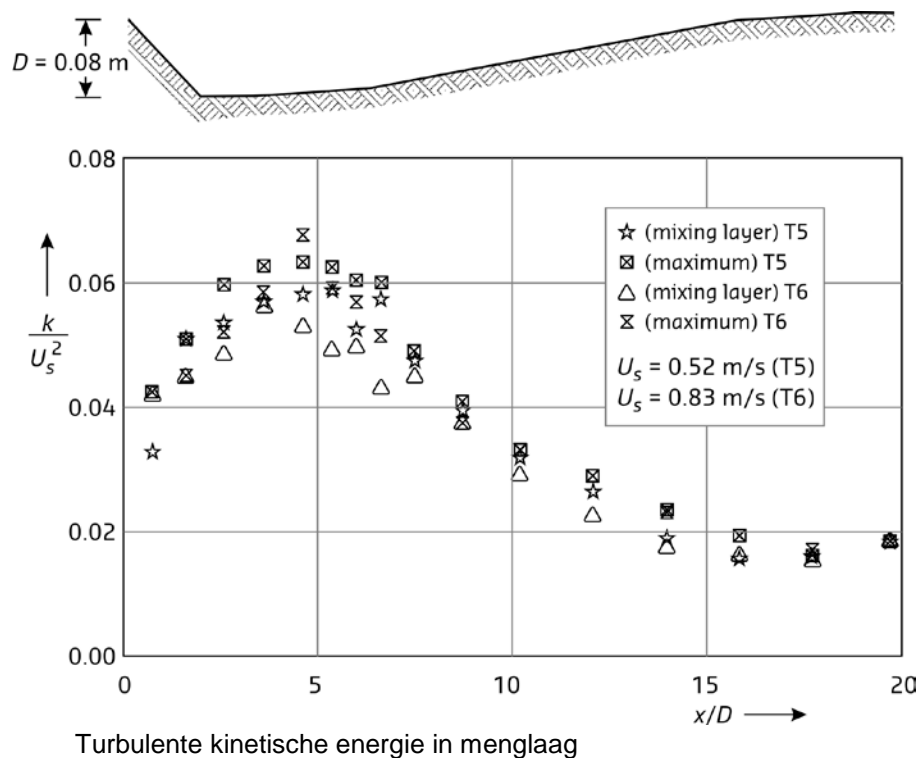
waarin

$C_k$  constante (-) varieert van 0,030 tot 0,045, afhankelijk van steilheid aanzehelling

$k_{\max}$  maximale turbulente kinetische energie in de menglaag ( $\text{m}^2/\text{s}^2$ )

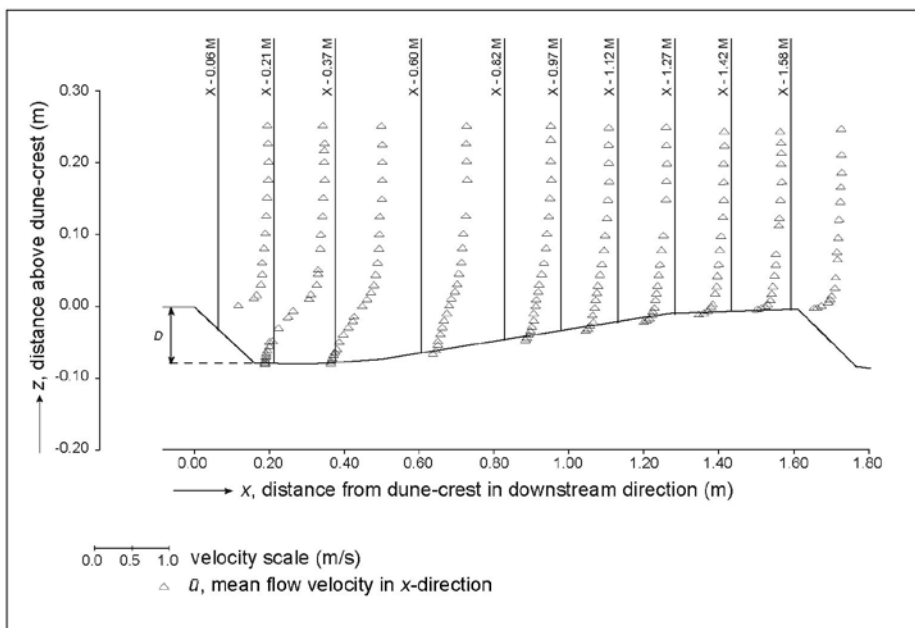
$U_0$  dieptegemiddelde stroomsnelheid bovenstreams van de ontgrondingskuil (m/s)

Voor ontgrondingskuilen met steile aanzehellingen (zonder bodembescherming) en/of voor drempels, kribben geldt  $C_k = 0,045$ . Onderstaande figuur toont de relatieve turbulentie in de menglaag als functie van de stromingsrichting. Voor ontgrondingskuilen met flauwe aanzehellingen (i.e. flauwer dan 1V:3H, dus neervorming treedt nauwelijks op) geldt  $C_k = 0,03$ .

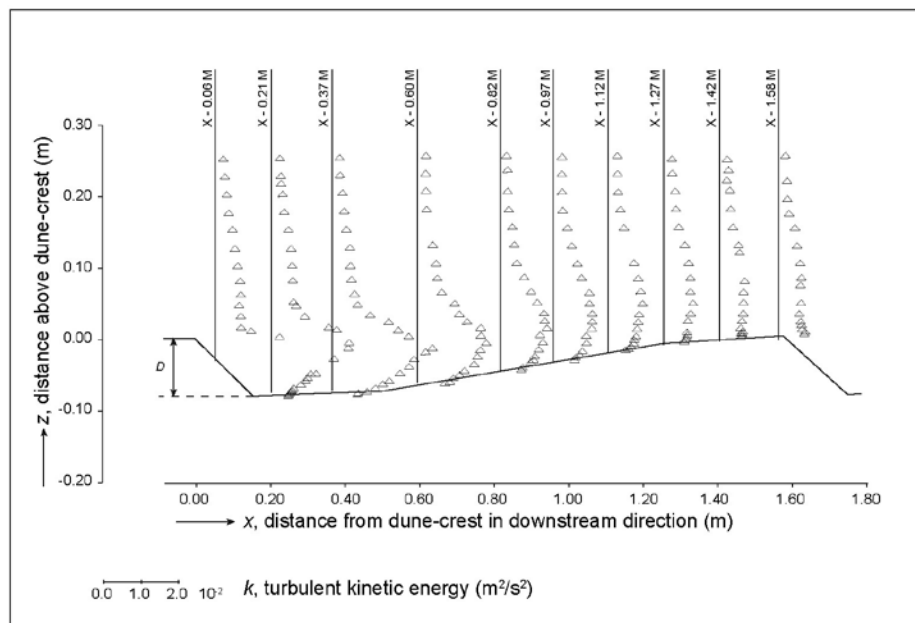


De turbulente kinetische energie als functie van de verticaal heeft in het midden van de menglaag een maximum. Nabij de bodem en aan het wateroppervlak is de turbulente kinetische energie ten opzichte van het maximum verwaarloosbaar klein. Dit betekent dat de dieptegemiddelde turbulente kinetische energie ( $k_{gem}$ ) in het diepste deel van de kuil te benaderen is door

$$k_{gem} = \frac{1}{2} C_k U_0^2$$



$\bar{u}$  as function of  $x$  and  $z$  above a dune (T6); (van Mierlo and de Ruiter 1988)



$k$  as function of  $x$  and  $z$  above a dune (T6), measured values; (van Mierlo and de Ruiter 1988)

Voorbeeld. Bovenstrooms van de kuil is de dieptegemiddelde relatieve turbulentie-intensiteit gelijk aan 0,15 (dit is een relatief hoge turbulentie, maar is een reële waarde, bijv. benedenstrooms van de Oosterscheldekering in de Roompot). In het diepste deel wordt aangenomen  $r_{0,m} = 0,25$ .



Wat is de evenwichtsdiepte voor live-bed scour? (zie ook item 6.1)

Voor live-bed scour geldt

$$\frac{y_{m,e}}{h_0} = \frac{1 + 6,3r_0^2}{1 - 6,3r_{0,m}^2} - 1 = \frac{1 + 6,3 \cdot 0,15^2}{1 - 6,3 \cdot 0,25^2} - 1 = 0,89$$

Indien de begin-waterdiepte gelijk is aan 30 m, dan is in de evenwichtsfase de waterdiepte ongeveer gelijk aan 57 m (= 30 m + 27 m).

*Hoe moet je de informatie verwerken?*

In paragraaf 3.2 "Flow characteristics" wordt de stroming achter drempels op een kwalitatieve wijze beschreven. Deze paragraaf dient met twee figuren te worden uitgebreid, te weten profielen van de turbulente kinetische energie en de tijdsgemiddelde (lokale) stroomsnelheden (zie bovenstaande figuren). De figuren geven inzicht in de lokale belasting nabij de bodem. Veelal wordt de maximaal lokale stroomsnelheid gegeven door

$$U_{\max} = U(1 + 3r_u) = U \left( 1 + 3 \frac{\sqrt{k}}{U} \right) = U + 3\sqrt{k}$$

waarin

$k$	lokale turbulente kinetische energie ( $\text{m}^2/\text{s}^2$ )
$U$	tijdsgemiddelde lokale stroomsnelheid (m/s)
$U_{\max}$	maximaal lokale stroomsnelheid (m/s)
$r_u$	lokale relatieve turbulentie-intensiteit (-)

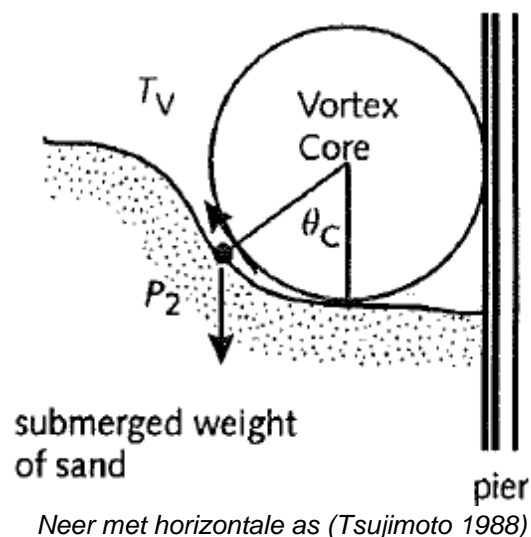
Merk op dat in het aanlegpunt de gemiddelde stroomsnelheid gelijk is aan nul. De maximale stroomsnelheid wordt dan bepaald door alleen de turbulente kinetische energie.

In hoofdstuk 2 van de Scour Manual dient paragraaf 2.3.4 "Turbulence" te worden uitgebreid. Kernboodschap is: beschrijf beknopt de belasting nabij de bodem (wordt bepaald door de gemiddelde stroomsnelheid en de turbulente kinetische energie) en geef bovenstaande formule. Merk verder op dat indien  $U_{\max}$  groter is dan  $U_c$  dan is het erosieproces nog niet in de evenwichtsfase.

Omschrijving: 1.2B benadering van  $r_{0,m}$  (brugpijlers)

*Waar kun je de informatie halen?*

Voor het bepalen van de evenwichtsdiepte rondom brugpijlers wordt de complexe stroming ervan geschematiseerd. Bovenstrooms van de brugpijler ontstaat een menglaag met daaronder een recirculatiegebied. Benedenstrooms van de brugpijler ontstaat een Karman wervelstraat ofwel neren met verticale assen ook wel draaikolken genoemd. Nabij de bodem en rondom brugpijlers treden zogenaamde 'horseshoe' wervels op. Voor het benaderen van de turbulentie in de kuil wordt de neer met de horizontale as beschouwd, zie onderstaande figuur (Tsuji moto, T., 1988. Analytical approach to some practical aspects of local scour around bridge piers, Modelling Soil-Water-Structure Interactions, Kolkman et al. (eds), Balkema, Rotterdam).



Indien de evenwichtsdiepte gelijk is aan de bovenstroomse waterdiepte dan is de dieptegemiddelde stroomsnelheid in de kuil gelijk aan  $U = 0,5U_0$ . Voor een relatief stompe constructie is de dieptegemiddelde relatieve turbulentie-intensiteit ( $r_{0,m}$ , zie ook omschrijving 1.2A)

$$r_{0,m} = \frac{\sqrt{k_{\text{gem}}}}{U} = \frac{\sqrt{\frac{1}{2} C_k U_0^2}}{\frac{1}{2} U_0} = 2\sqrt{\frac{1}{2} C_k} = 2\sqrt{\frac{1}{2} \cdot 0,045} \approx 0,30$$

$C_k$  (= 0,03 - 0,045) constante hangt af van grootte van aanzehelling (-) (zie ook omschrijving 1.2A)

$k_{\text{gem}}$  dieptegemiddelde turbulente kinetische energie ( $\text{m}^2/\text{s}^2$ )

$U_0$  dieptegemiddelde stroomsnelheid bovenstrooms van de ontgrondingskuil (m/s)

$U$  dieptegemiddelde stroomsnelheid in het diepste deel van de ontgrondingskuil (m/s)

$r_{0,m}$  dieptegemiddelde relatieve turbulentie-intensiteit (waar kuil maximaal is) (-)

Wordt aangenomen dat de waterdiepte gelijk is aan 10 keer de evenwichtsdiepte ofwel de ontgrondingskuil is te verwaarlozen, dan is de dieptegemiddelde snelheid, waar de kuil maximaal is, gelijk aan  $U \approx U_0$ . Voor slanke brugpijlers, wanneer de ontgrondingsdiepte ten opzichte van de waterdiepte gering is, geldt dus:

$$r_{0,m} = \frac{\sqrt{k_{\text{gem}}}}{U} = \frac{\sqrt{\frac{1}{2} C_k U_0^2}}{U_0} = \sqrt{\frac{1}{2} \cdot 0,045} \approx 0,15$$

Hieruit volgt dat de dieptegemiddelde relatieve turbulentie-intensiteit in de kuil afneemt naarmate de brugpijler slanker wordt. Samenvattend: in de ontgrondingskuil varieert  $r_{m,0}$  van 0,15 (slanke constructies, i.e. ondergrens) tot 0,30 (stompe constructies, i.e. bovengrens).

Voorbeeld: Beschouw een ronde brugpijler in een rivier. Bij maatgevend hoogwater is de waterdiepte gelijk aan 10 m. De diameter (breedte) van de brugpijler is 4 m. Wat is bij benadering  $r_{0,m}$ ? Indien de evenwichtsdiepte wordt geschat op 6 m (1,5 x 4 m), dan is de dieptegemiddelde stroomsnelheid in de kuil gelijk aan  $U = 10/16 U_0$  en dus geldt

$$r_{0,m} = \frac{\sqrt{k_{\text{gem}}}}{U} = \frac{1,6 \sqrt{\frac{1}{2} C_k U_0^2}}{U_0} = 1,6 \sqrt{\frac{1}{2} \cdot 0,045} \approx 0,24$$

Voor live-bed scour is de verhouding tussen evenwichtsdiepte en diameter brugpijler, zie ook omschrijving 6.1: rekenregel voor evenwichtsdiepte opnemen (brugpijlers)

$$\frac{y_{m,e}}{b} = 1,6 \cdot \frac{1 + 6,3 r_0^2}{1 - 6,3 r_{0,m}^2} - 1,3 = 1,6 \cdot \frac{1 + 6,3 \cdot 0,10^2}{1 - 6,3 \cdot 0,24^2} - 1,3 = 1,4$$

*Hoe moet je de informatie verwerken?*

In hoofdstuk 2 van de Scour Manual (Basic concepts) moet in een nog te schrijven sub-paragraaf aandacht worden besteed aan de bepaling van  $r_{0,m}$  (voor zowel stompe als slanke brugpijlers zoals hierboven is uitgewerkt), zie ook item 1.2A.

Omschrijving: 1.2C benadering van  $r_{0,m}$  (kribben)

Waar kun je de informatie halen?

In dit item wordt de stroming rondom kribben gemodelleerd. Bovenstrooms van de krib versnelt de stroming als gevolg van de vernauwing wat leidt tot een geleidelijke uitschuring. Benedenstrooms van de krib vertraagt de stroming. In het vertragsgebied ontstaat een menglaag waarin turbulente kinetische energie wordt opgewekt, zie ook omschrijvingen 1.2A en 1.2B. Deze menglaag is karakteristiek voor de evenwichtsdiepte rondom kribben, zie onderstaande figuur.

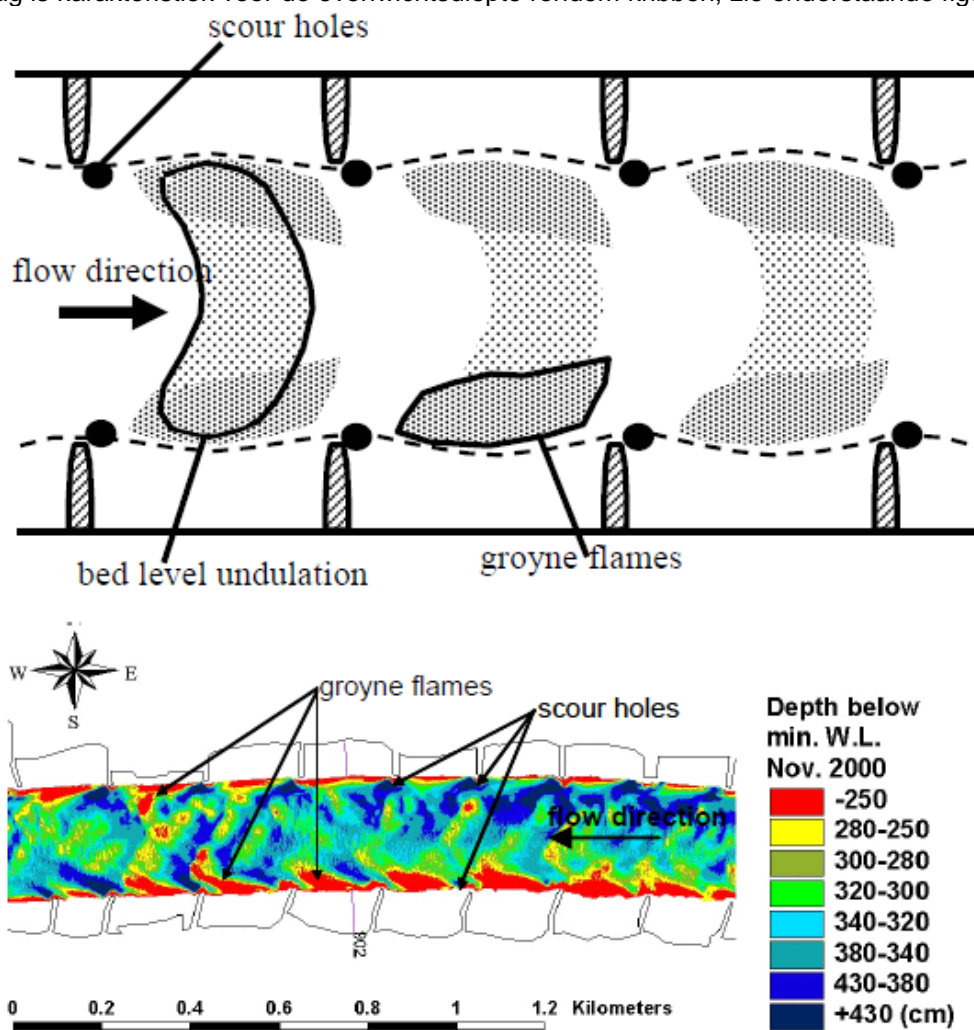


Figure 1: Groynes-induced morphology: definition sketch (upper panel) and example from River Waal near Druten (lower panel).

Indien de evenwichtsdiepte gelijk is aan de helft van de bovenstroomse waterdiepte (dus  $y_{m,e} = \frac{1}{2}h_0$ ) dan is de dieptegemiddelde stroomsnelheid in de kuil gelijk aan  $U = \frac{2}{3}U_0$  en dus geldt ( $C_k = 0,045$ )

$$r_{0,m} = \frac{\sqrt{k_{\text{gem}}}}{U} = \frac{\sqrt{\frac{1}{2}C_k U_0^2}}{\frac{2}{3}U_0} = 1,5\sqrt{\frac{1}{2}C_k} = 1,5\sqrt{\frac{1}{2} \cdot 0,045} \approx 0,23$$

NB:  $C_k = 0,045$  geldt voor steile aanzethellingen, voor flauwe aanzethellingen geldt  $C_k = 0,03$ :

$$r_{0,m} = \frac{\sqrt{k_{\text{gem}}}}{U} = \frac{\sqrt{\frac{1}{2} C_k U_0^2}}{\frac{2}{3} U_0} = 1,5 \sqrt{\frac{1}{2} C_k} = 1,5 \sqrt{\frac{1}{2} \cdot 0,03} \approx 0,18$$

Voorbeeld 1: Beschouw een krib in een rivier. Bij hoogwater is de waterdiepte gelijk aan 10 m. De dieptegemiddelde stroomsnelheden in de rivier en waar de ontgrondingsdiepte maximaal is, zijn achtereenvolgens 2,0 m/s en 1,2 m/s (dus  $U = 3/5 U_0$ ). Wat is bij benadering  $r_{0,m}$  ( $C_k = 0,03$ )? Wat is de evenwichtsdiepte voor live-bed scour?

$$r_{0,m} = \frac{\sqrt{k_{\text{gem}}}}{U} = \frac{\frac{5}{3} \sqrt{\frac{1}{2} C_k U_0^2}}{U_0} = \frac{5}{3} \sqrt{\frac{1}{2} \cdot 0,03} \approx 0,2$$

Voor live-bed scour is de verhouding tussen evenwichtsdiepte en initiële waterdiepte, zie ook omschrijving 5.1, rekenregel voor evenwichtsdiepte opnemen (kribben)

$$\frac{y_{m,e}}{h_0} = 1,4 \frac{1 + 6,3 r_0^2}{1 - 6,3 r_0^2} - 1,0 = 1,4 \frac{1 + 6,3 \cdot 0,10^2}{1 - 6,3 \cdot 0,10^2} - 1,0 = 1$$

Dus de totale waterdiepte en de dieptegemiddelde snelheid in de ontgrondingskuil zijn ongeveer respectievelijk 20 m (= 10 m + 10 m) en  $(10 \times 2)/20 = 1,0 \text{ m/s} \approx 1,2 \text{ m/s}$ . Hierbij moet worden opgemerkt dat bovengenoemde formules benaderingen zijn. Nader onderzoek naar de groottes van de coëfficiënten voor A en B zie ook Tabel in omschrijving 1.2 is wenselijk en kunnen de voorspellingskracht hiervan verhogen.

Voorbeeld 2: Beschouw een krib in een rivier. Bij hoogwater is de waterdiepte gelijk aan 5 m. De dieptegemiddelde stroomsnelheden in de rivier en waar de ontgrondingsdiepte maximaal is, zijn achtereenvolgens 2,0 m/s en 1,2 m/s (dus  $U = 3/5 U_0$ ). Wat is bij benadering  $r_{0,m}$  ( $C_k = 0,03$ )? Wat is de evenwichtsdiepte voor live-bed scour?

$$r_{0,m} = \frac{\sqrt{k_{\text{gem}}}}{U} = \frac{\frac{5}{3} \sqrt{\frac{1}{2} C_k U_0^2}}{U_0} = \frac{5}{3} \sqrt{\frac{1}{2} \cdot 0,03} \approx 0,2$$

Voor live-bed scour is de verhouding tussen evenwichtsdiepte en initiële waterdiepte, zie ook omschrijving 5.1, rekenregel voor evenwichtsdiepte opnemen (kribben)

$$\frac{y_{m,e}}{h_0} = 1,4 \frac{1 + 6,3 r_0^2}{1 - 6,3 r_0^2} - 1,0 = 1,4 \frac{1 + 6,3 \cdot 0,10^2}{1 - 6,3 \cdot 0,10^2} - 1,0 = 1$$

Dus de totale waterdiepte en de dieptegemiddelde snelheid in de ontgrondingskuil zijn respectievelijk 10 m (= 5 m + 5 m) en  $(5 \times 2)/10 = 1,0 \text{ m/s} \approx 1,2 \text{ m/s}$ .

*Hoe moet je de informatie verwerken?*

In hoofdstuk 2 van de Scour Manual (Basic concepts) moet in een nog te schrijven sub-paragraaf aandacht worden besteed aan de bepaling van  $r_{0,m}$  (voor kribben). Deze methode ter bepaling van de evenwichtsdiepte kan zinvol zijn voor complexe kribvormen die niet goed in de Literatuur beschreven zijn (bijvoorbeeld niet alle K-factoren zijn bekend), zie ook de items 1.2A en 1.2B.

## Omschrijving: 4.2A implementatie diverse formules jets (plunging jets)

Waar kun je de informatie halen?

Hoffmans (2009) (Closure problem to jet scour, J. of Hydr. Res., Vol. 47, No. 1, pp. 100 – 109 of Hoofdstuk 6, blz. 112 van Hoffmans 2012) beschrijft de ontgrondingsdiepte in de evenwichtsfase voor 2D vallende stralen (2D-V plunging jets). Op basis van een verticale krachtenbalans wordt de volgende vergelijking verkregen (zie onderstaande figuur en Fig. 4.4 op blz. 74 van Scour Manual)

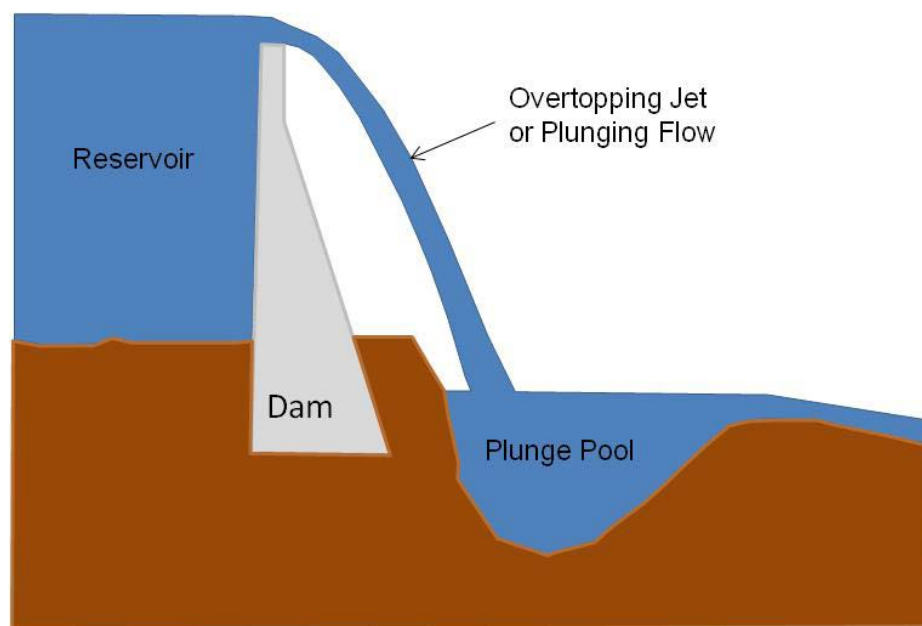
$$2D-V \quad y_{m,e} + h_0 = c_{2V} \sqrt{qU_1 \sin \theta / g} \quad (14)$$

voor  $d_{90} < 1,25 \text{ cm}$  geldt  $c_{2V} = \frac{20}{(D_{90*})^{1/3}}$  en voor  $d_{90} \geq 1,25 \text{ cm}$  geldt  $c_{2V} = 2,9$

met  $D_{90*} = d_{90} \cdot \left(\frac{\Delta g}{\nu^2}\right)^{1/3}$

waarin

- $c_{2V}$  dimensieloze parameter (-)
- $d_{90}$  karakteristieke korrelgrootte (bovengrens) (m)
- $D_{90*}$  dimensieloze korrelgrootte (-)
- $g$  (= 9,81 m/s<sup>2</sup>) zwaartekracht
- $h_0$  initiële waterdiepte (zonder ontgroning) (m)
- $y_{m,e}$  evenwichtsdiepte (m)
- $q$  debiet per strekkende meter (m<sup>2</sup>/s)
- $U_1$  gemiddelde stroomsnelheid in de straal (m/s)
- $\Delta$  relatieve dichtheid (-)
- $\nu$  kinematische viscositeit (m<sup>2</sup>/s)



Meer dan 700 experimenten (zie ook Hoofdstuk 6 van Hoffmans 2012 of Hoffmans 2009, Tabel met informatie over hydraulische condities is weggelaten) zijn gebruikt voor ijking en validatie. Voor het valideren zijn ook prototype waarnemingen toegepast (ongeveer 50). Voor grof grind, stenen en rotsgesteente (dus voor  $c_{2V} = 2,9$ ) zijn bovenstaande formule en de formule van Veronese (1937) vergelijkbaar

$$2D-V \quad y_{m,e} + h_0 = \alpha_V q^{0.54} H^{0.225} \quad \text{met } \alpha_V = 1,9 \text{ (met een dimensie!)}$$

Gebaseerd op gootexperimenten vond Breusers (Breusers en Raudkivi, 1991) een verband tussen de evenwichtsdiepte en 3D verticale stralen, zie ook Hoffmans en Verheij, (2011). Jet scour, Proc. of the ICE – Maritime Engineering, Vol. 164, No. 4, pp. 185 – 193.

$$3D-V \quad z_{ss} = \alpha_{RAJ} D_p U_1 / \sqrt{\Delta g d_{50}}$$

waarin

$d_{50}$  gemiddelde korrelgrootte (m)

$D_p$  diameter van straal (m)

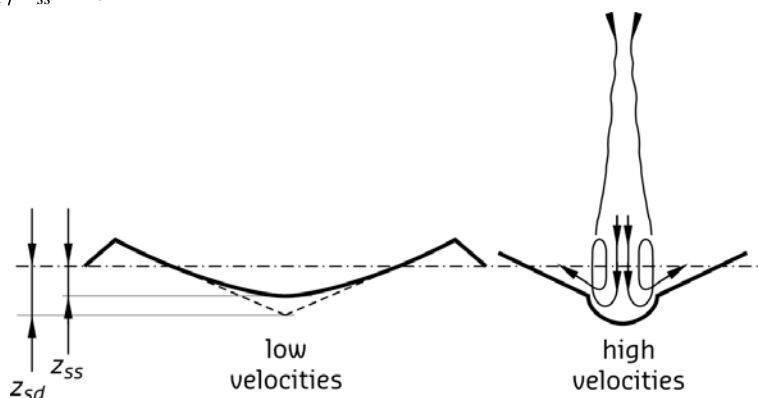
$U_1$  gemiddelde stroomsnelheid in straal (m/s)

$z_{ss}$  evenwichtsdiepte (statische ontgrondingen) (m)

$\alpha_{RAJ}$  (= 0,3) constante (-)

De verhouding tussen dynamische en statische ontgrondingen varieert van 1,0 tot 1,5, dus

$$1,0 < z_{sd} / z_{ss} < 1,5$$





*Table: Scores in the interval  $\frac{2}{3} < r < 1.50$  (see also Hoffmans 2009)*

MODEL DATA	no. of tests	Eq. (14)		Schoklitsch 1932		Bormann (1991)	
		$\zeta$	(%)	$\zeta$	(%)	$\zeta$	(%)
Schoklitsch (1932)	59	1.09	100	0.98	100	0.78	92
Doddiah et al. (1953)	33	0.90	85	0.76	55	0.97	82
Hartung (1957)	25	0.77	92	0.70	60	0.89	96
	49	0.89	100	0.78	100	-	-
Kotoulas (1967)	48	1.07	100	0.88	100	0.86	100
Smith (1967)	40	1.00	100	0.91	100	1.07	100
Chividini et al. (1982)	22	1.13	91	1.25	86	1.26	77
Mason (1983)	47	1.09	74	1.09	75	1.26	70
Yuen (1984)	96	1.01	97	0.98	100	1.52	53
Bormann and Julien (1991)	88	1.02	90	2.37	7	1.26	86
Stein et al. (1993)	24	0.97	96	0.89	83	0.40	0
Chen and Lu (1995)	4	1.21	100	1.10	100	0.83	100
Lenzi et al. (2002)	13	1.20	100	1.13	100	0.99	100
Yanmaz (2003)	30	1.10	90	0.98	90	1.19	70
D'Agostino (1994) <sup>(*)</sup>	85	1.05	88	0.98	84	1.45	60
Mossa (1998) <sup>(*)</sup>	19	1.17	95	1.02	95	0.90	100
Ghodsian (2007)	55	0.97	84	0.71	80	0.99	95
Total	737	1.02	93	1.08	79	1.16 <sup>(**)</sup>	77 <sup>(**)</sup>

<sup>(\*)</sup> data obtained from D'Agostino and Ferro (2004) <sup>(\*\*)</sup> Based on 633 experiments

#### *Hoe moet je de informatie verwerken?*

2D-V: Ontgrondingsformule voor 2D-V vervangt formule 4.11 op blz. 76 van de Scour Manual. Figuur 4.5 blijft hetzelfde maar onderschrift moet worden aangepast. Vervang ook Tabellen 4.2 (blz. 75 Scour Manual) en 4.3 (blz. 77 van Scour Manual) door bovenstaande tabellen.

Merk hierbij op dat: The scour relation proposed by Schoklitsch (Eq. 4.8 in Scour Manual) yields satisfactory results for both flume and prototype experiments provided  $d = 0.025$  m is used for prototype situations. Since Schoklitsch cannot correct the angle of impingement, the computational results with respect to the experiments of Bormann and Julien (1991) for Schoklitsch are poor (table hierboven).

3D-V: Paragraaf 4.4 "Plunging jets" beschrijft uitsluitend ontgrondingen als gevolg van 2D-V- jets. Maak onderscheid tussen 2D-V en 3D-V. Verwerk in een aparte paragraaf de bovengenoemde voorspeller voor 3D-V ontgrondingen, zie ook paragraaf 7.5 op blz. 134 van Hoffmans 2012.

Omschrijving: 4.2B implementatie diverse formules jets (horizontal jets)

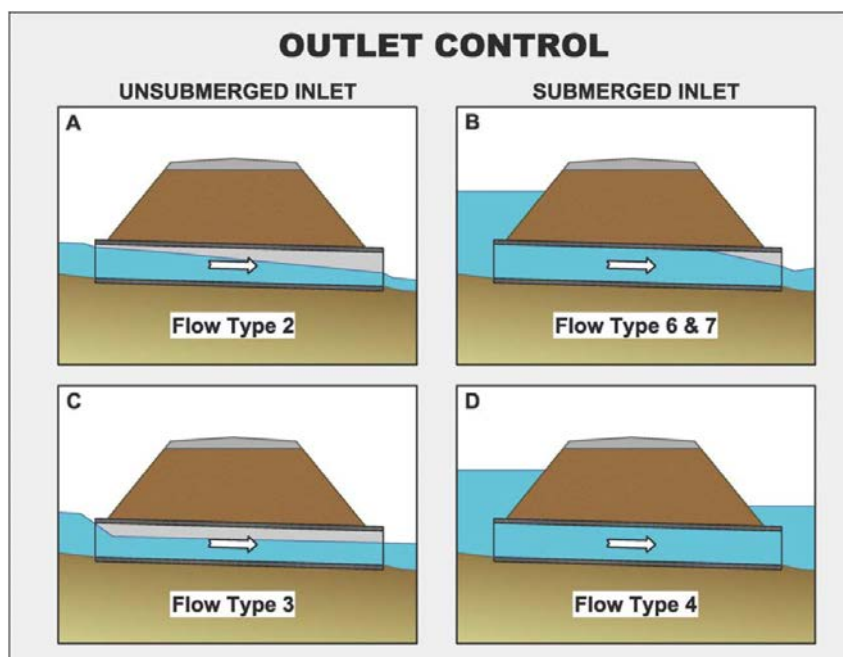
Waar kun je de informatie halen?

Hoofdstuk 7 van Hoffmans (2012) beschrijft de ontgrondingsdiepte in de evenwichtsfase voor 2D-H en 3D-H stralen. Deze formules zijn ook gebaseerd op een krachtenbalans en worden achtereenvolgens gegeven door (zie ook blz. 130 van Hoffmans 2012)

$$\begin{aligned}
 \text{2D-H} \quad y_{m,e} &= c_{2H} \sqrt{q(U_1 - U_2) / g} \quad \text{met} \quad c_{2H} = \frac{20}{\sqrt{D_{90^*}}} \quad \text{en} \quad D_{90^*} = d_{90} \cdot \left( \frac{\Delta g}{\nu^2} \right)^{1/3} \\
 \text{3D-H} \quad y_{m,e} &= c_{3H} \sqrt[3]{Q(U_1 - U_2) / g} \quad \text{met} \quad c_{3H} = \frac{7}{\sqrt[3]{D_{90^*}}}
 \end{aligned}$$

waarin

- $c_{2H}$  dimensieloze parameter voor 2D-H stralen (-)
- $c_{3H}$  dimensieloze parameter voor 3D-H stralen (-)
- $d_{90}$  karakteristieke korrelgrootte (bovengrens) (m)
- $D_{90^*}$  dimensieloze korrelgrootte (-)
- $g$  (= 9,81 m/s<sup>2</sup>) zwaartekracht
- $y_{m,e}$  evenwichtsdiepte (m)
- $q$  debiet van een 2D-H straal (m<sup>3</sup>/s per strekkende meter of m<sup>2</sup>/s)
- $Q$  debiet van een 3D-H straal (m<sup>3</sup>/s)
- $U_1$  gemiddelde stroomsnelheid in de straal (m/s)
- $U_2$  gemiddelde stroomsnelheid benedenstrooms van de ontgrondingskuil (m/s)
- $\Delta$  (= 1,65) relatieve dichtheid (-)
- $\nu$  kinematische viscositeit (m<sup>2</sup>/s)



2D- Culvert (Bron: [http://xmswiki.com/wiki/HY-8:Outlet\\_Control\\_Computations](http://xmswiki.com/wiki/HY-8:Outlet_Control_Computations))



3D-H culvert

Ongeveer honderd gootexperimenten zijn aangewend voor het ijken en valideren (zie Tabellen 7.3 en 7.4 op blz. 127 van Hoffmans 2012). Zij geven informatie over het geldigheidsgebied van bovengenoemde voorspellers. Tabellen met informatie over de voorspellingskracht zijn niet beschikbaar. Verder dient de voorspellingskracht van formule 2D-H opnieuw te worden bepaald (betreft een nieuwe voorspeller).

Op basis van de straaltheorie (jet theory) leidde Breusers (Breusers en Raudkivi 1991) voor 3D-H een ontgrondingsformule af.

$$\text{Voor 3D-H } y_{m,e} = 0.035 D_p \left( U_1 / u_{*,c} \right)^{2/3} \quad \text{for } U_1 / u_{*,c} > 100$$

Deze formule is herleidbaar naar bovengenoemde formule voor 3D-H; zie blz. 130 van Hoffmans 2012.

#### *Hoe moet je de informatie verwerken?*

2D-H: Vervang vgl. 4.15 uit de Scour Manual door bovenstaande formule voor 2D-H. Tabel 4.5 op blz. 82 dient te worden aangepast (laatste kolom), omdat formule 4.15 is verbeterd.

3D-H: Vervang vgl. 4.20 uit de Scour Manual door bovenstaande formule voor 3D-H. Tabel 4.7 op blz. 85 blijft ongewijzigd. Vervang ook formule 4.19 door bovenstaande formule van Breusers.

Ten slotte. Verwijs ook naar handboeken aangaande het bepalen/berekenen van de stroming in de duiker voor zowel 2D-H als 3D-H (bijvoorbeeld: Hydraulica voor Waterbouwkundigen van Nortier en van der Velde).

Omschrijving: 4.3 beschrijving van scour door scheepvaart

Waar kun je de informatie halen?

Bronnen:

WL (1988): Aantasting van dwarsprofielen in vaarwegen – Technische aanbevelingen voor oeververdedigingen van losgestorte en gezette steen. WL, rapport M1115 deel XIX

Robijns, T., 2014 *Flow beneath inland navigation vessels*, MSc thesis, TU Delft, Delft

Schiereck, G.J. and H.J.Verhagen (2012): Introduction to Bed, Bank and Shore Protection. VSSD, Delft.

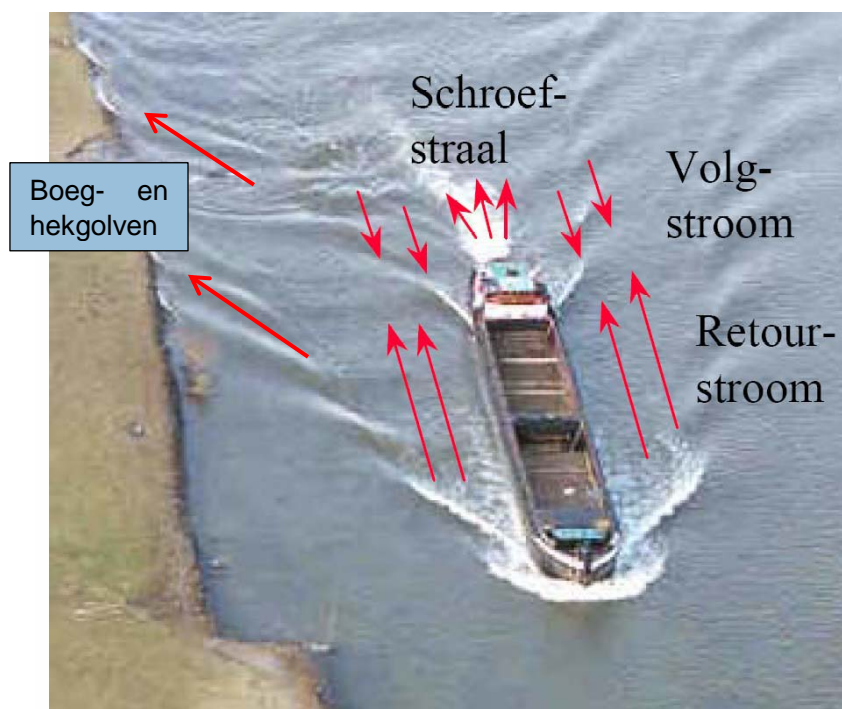
Verheij, H.J. , C.Stolker an5.1d R.Groenveld (2008): Inland Waterways, lecture notes, TU Delft.

C.Stolker and H.J.Verheij (2003): Scour investigation for trunk services in the Yarra River and Port Phillip Bay, Melbourne : desk study **Error! Unknown document property name..** Report H4179, Delft

C.Stolker and H.J.Verheij (2004): Scour investigation for trunk services in the Yarra River and Port Phillip Bay, Melbourne: additional calculations for the ethane pipeline area **Error! Unknown document property name..** Report H4179\_2, Delft

Schroevers, R., Verheij, H., Berends, K., Vermaas, T., 2015. Stabiliteitsproeven Julianakanaal 2014, Analyse meetresultaten, Projectnummer 1210294, Deltares

De scheepsgeïnduceerde belasting bestaat uit retourstroomsnelheden, boeg- en hekgolven, en schroefstraal snelheden, zie bijv. onderstaande figuur. Indien deze belasting een kritische waarde overschrijdt, dan treedt erosie/ontgronding op.



Voorbeelden van erosie/ontgrondingen met figuren kunnen gevonden worden in zie b.v. <http://www.dredging.org/media/ceda/org/documents/presentations/ceda-nl/ceda-nl-knvt-2011-04->

[28-verheij.pdf](#)

Ontgroning door de retourstroom kan worden bepaald met de algemene erosion-rate formule (Delft Hydraulics, 2003, 2004):

$$\frac{dz}{dt} = \frac{(1-n)c_v}{D \cdot c_u} \cdot \tau_c \left( \frac{\tau}{\tau_c} - 1 \right)$$

in which:

- n = porosity (-)
- $c_v$  = consolidation coefficient (m<sup>2</sup>/s)
- $c_u$  = undrained shear strength (Pa)
- t = time (s)
- D = layer thickness (m)
- z = bed level (m)
- $\tau_b$  = bed shear stress (N/m<sup>2</sup>)
- $\tau_{cr}$  = critical soil related shear stress (N/m<sup>2</sup>)

NB: Als de bodem bestaat uit lagen met verschillende eigenschappen dan moet de totale ontgroning z per laag worden berekend met de voor die laag geldende waarden voor  $c_v$ ,  $c_u$ ,  $\tau_{cr}$  en D.

Osman and Thorne (1988) published also a formula for the rate of erosion:

$$\frac{dz}{dt} = \frac{R}{\rho_b \cdot g} \cdot \left( \frac{\tau_b - \tau_{cr}}{\tau_{cr}} \right)$$

in which:

- g = acceleration of gravity (m/s<sup>2</sup>)
- R = erosion parameter (kg/(m·s<sup>3</sup>))
- t = time (s)
- $\rho_b$  = density of the bed material (kg/m<sup>3</sup>)

The erosion parameter R can be determined with the following equation, which is valid for critical shear stresses ( $\tau_c$ ) larger than 0.6 Pa:

$$R = 0.364 \cdot \tau_{cr} \cdot e^{-1.3 \cdot \tau_{cr}}$$

A general formula to determine the shear stress  $\tau_b$  between the water and the bed reads:

$$\tau_b = \frac{1}{2} \cdot c_f \cdot \rho_w \cdot u_b^2$$

in which:

$c_f$	=	resistance coefficient (-)
$u_b$	=	water velocity just above the bed (m/s)
$\rho_w$	=	density of water (kg/m <sup>3</sup> )

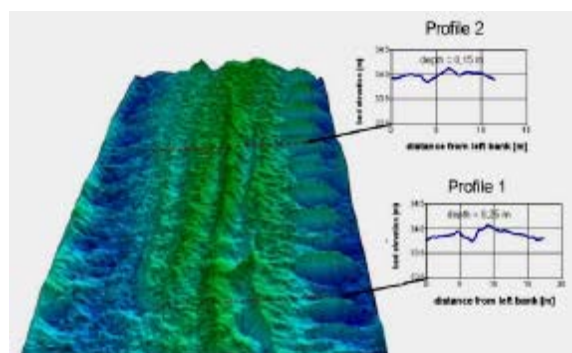
In this equation  $c_f$  is the relevant parameter. The way to determine the resistance coefficient  $c_f$  depends on the phenomenon one is observing, in this case the return current. In WL (1988) it was found that  $c_f$  with respect to the return currents can be estimated with:

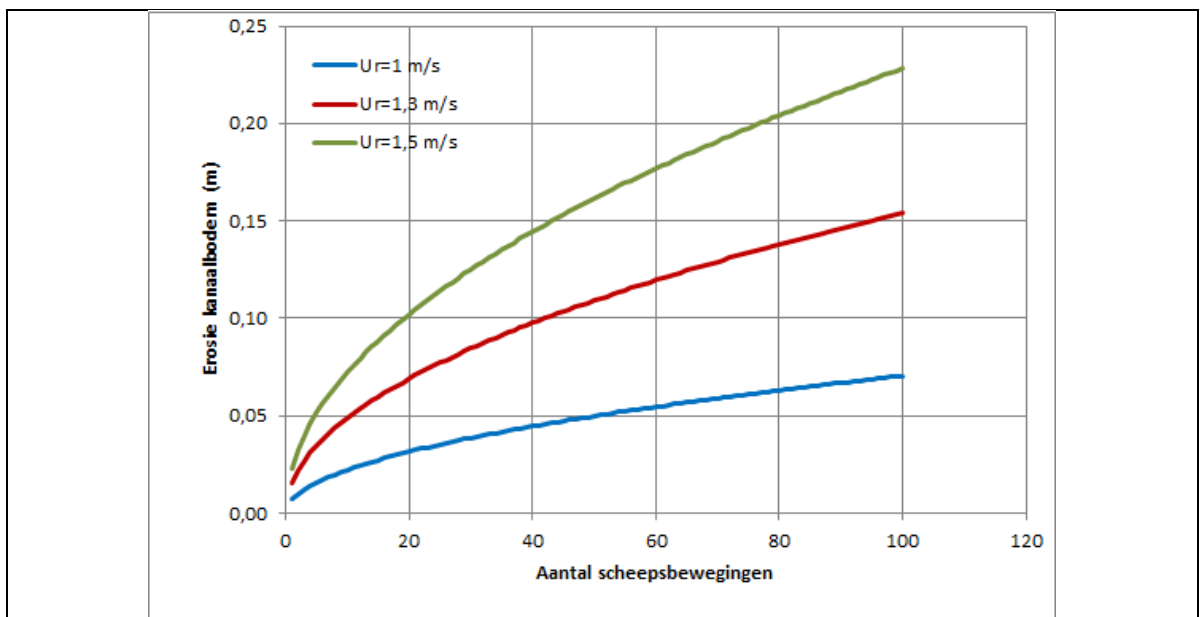
$$c_f = \left( 2.87 + 1.58 \cdot \log \frac{x}{k_s} \right)^{-2.5} \quad \text{with } x = \frac{u_r}{v_s + u_r} \cdot X$$

with:

$x$	=	characteristic distance (m)
$k_s$	=	Nikuradse bed roughness (m)
$u_r$	=	return current velocity (m/s)
$X$	=	0.10 to 0.20 · ship length ( $L_s$ )
$v_s$	=	ship velocity (m/s)

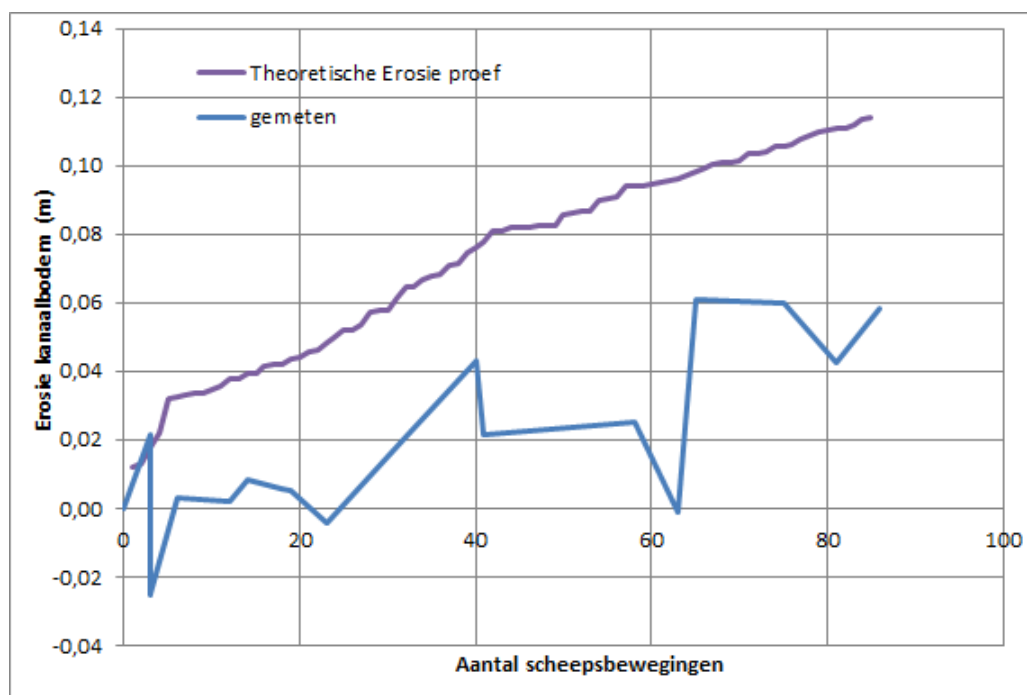
Recentelijk heeft Deltares in het kader van een praktijkproef in het Julianakanaal de tijdsafhankelijke ontgrondingsformule van Breusers toegepast voor het voorspellen van erosie/ontgraving door een varend schip (Schroevers et al, 2015).





Erosiediepte kanaalbodem als functie van het aantal scheepsbewegingen bij een retourstroom van 1,0/1,3/1,5 m/s en een kritische stroomsnelheid van 0,75 m/s (bron: Schroevers et al, 2015).

De berekeningsresultaten in bovenstaande figuur zijn gebaseerd op de tijdsafhankelijke ontgrondingsformule van Breusers. In onderstaande figuur zijn de berekeningsresultaten en de metingen naast elkaar gezet. Hieruit blijkt dat de gemeten en berekende ontgrondingsdiepte ongeveer gelijk is.



Figuur 4.19 Theoretische en gemeten erosiediepte kanaalbodem als functie van het aantal scheepsbewegingen (De theoretische waarde is berekend op basis van de gemeten piekretourstroom en kritische stroomsnelheid van 0,75 m/s). (Schroevers 2015)

Voor het aanleggen en afmeren van schepen gebruikt de beroepsvaart naast de hoofdschroeven ook boegschroeven. Hoewel deze scheepsbelasting van korte duur is, kan na verloop van tijd door het cumulatieve effect van erosie een lokale ontgronding nabij meerpalen/kade ontstaan, waardoor de kering (damwand/dijk /kade) kan vervormen. Voor het bepalen van het tijdsafhankelijke ontgrondingsproces kan de Breusers tijdsafhankelijke formule worden gebruikt, zie paragraaf 7.3, blz. 124 van Hoffmans 2012.

Meer informatie over ontgronding door schroefstralen kan ook worden gevonden in PIANC report 180, zie ook omschrijving 4.5.

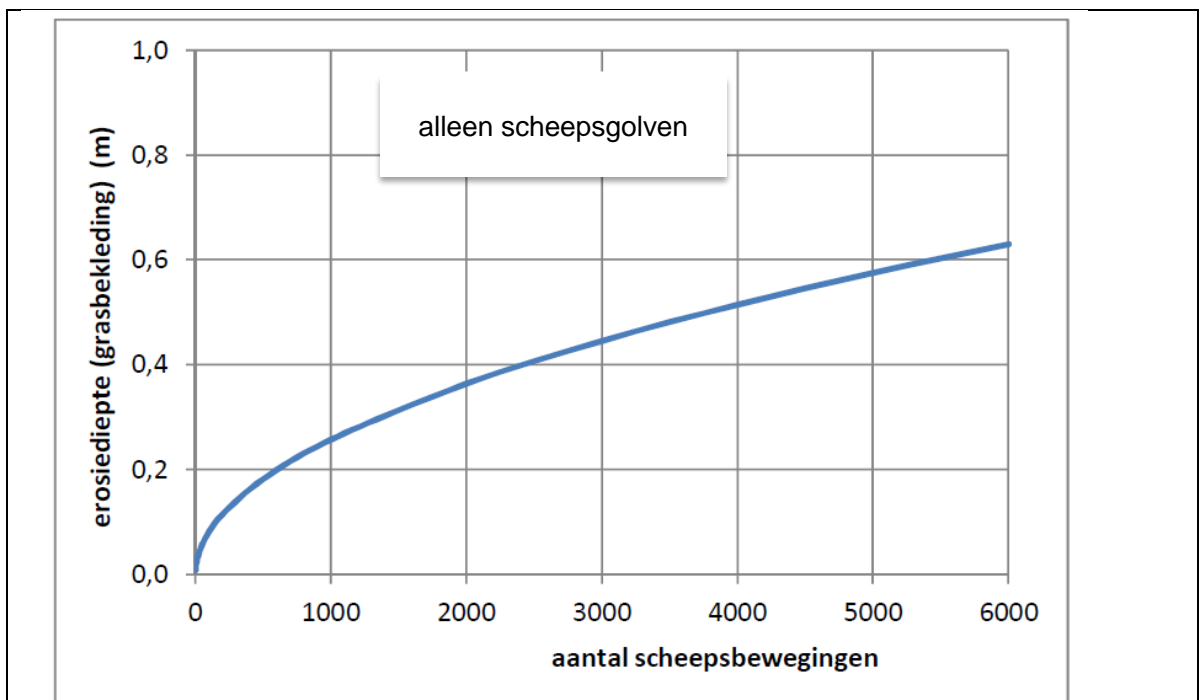


Lokale ontgrondingen nabij kademuur  
ontgrondingen

Vervormingen van vangrail als gevolg van lokale  
ontgrondingen

Met de tijdsafhankelijke Breusers-ontgrondingsformule kan ook een inschatting van de erosie door golven (scheepsgolven, windgolven) worden gemaakt, zie onderstaande figuur (zie ook bureaustudie van Hoffmans en Verheij 2014, Oever-erosie in kleine vaarwegen, effect van recreatievaart, Deltares rapport 1210145). Dit is nu niet verder uitgewerkt, omdat in deze studie de focus ligt op alleen stromingsgerelateerde ontgrondingen.





*Figuur 4.2 Erosiediepte grasbekleding als functie van het aantal scheepsbewegingen (golfhoopte is 0,4 m; kritische stroomsnelheid is 1,3 m/s)*

Naast het tijdsafhankelijk gedrag van erosie/ontgroning kan ook de evenwichtsdiepte worden geschat, een voorbeeld wordt gegeven in paragraaf 7.6 op blz. 134/135 van Hoffmans (2012).

#### *Hoe moet je de informatie verwerken?*

In hoofdstuk 4 "Jets" dient een aparte paragraaf over scheepvaart te worden geschreven. De grootte van deze paragraaf heeft een maximum van 3 A-viertjes. Kernboodschap is: beschrijf de ontgroning door de scheepsgeïnduceerde belasting kwalitatief. Verwijs naar handboeken waar formules voor de belasting worden besproken, zie ook item 4.5 'v.b. scour door sloopsschroeven opnemen'.

## 5.1 nieuwe regels implementeren (kribben)

*Waar kun je de informatie halen?*

Paragraaf 8.7 (van Hoffmans 2012) beschrijft het ontgrondingsproces rondom kribben. Gebaseerd op een krachtenbalans zijn formules afgeleid voor zowel clear-water scour als live-bed scour. De evenwichtsdiepte voor clear-water scour is

$$\frac{y_{m,e}}{h_0} = 1.4\chi_e \left( \frac{U_0}{U_c} \right)^2 - 1 \quad \text{for } U_0 < U_c \quad (\text{voor het prototype niet relevant})$$

Voor live-bed scour geldt

$$\frac{y_{m,e}}{h_0} = 1.4\chi_e - 1 \quad \text{for } U_0 \geq U_c$$

met

$$\chi_e = \frac{1 + 6.3r_0^2}{1 - 6.3r_{0,m}^2}$$

waarin

$h_0$  initiële waterdiepte of waterdiepte bovenstrooms van kuil (m)

$y_{m,e}$  evenwichtsdiepte/ontgrondingsdiepte in evenwichtsfase (m)

$r_0$  dieptegemiddelde relatieve turbulentie-intensiteit nabij overgang (-)

$r_{0,m}$  dieptegemiddelde relatieve turbulentie-intensiteit waar ontgrondingsdiepte maximaal is (-)

$U_0$  dieptegemiddelde stroomsnelheid bovenstrooms van kuil (m/s)

$U_c$  kritische dieptegemiddelde stroomsnelheid (m/s)

$\chi_e$  turbulentieparameter (-)

*Hoe moet je de informatie verwerken?*

Bovenstaande formules kunnen voor prototype condities worden toegepast. Ze moeten in paragraaf 5.4.2 "Calculation methods" worden ingevoegd (eventueel met figuur, zie Fig. 8.4 blz. 142). Evenzo dient een voorbeeld te worden opgenomen, zie blz. 149 van Hoffmans (2012). Voor het maken van een eerste schatting van de evenwichtsdiepte moet voor  $r_{0,m}$  een defaultwaarde worden aangehouden van  $r_{0,m} = 0,25$  (zie ook omschrijving 1.2C).

1.1 formule Dietz aanpassen (Partheniades)
<p><i>Waar kun je de informatie halen?</i></p> <p>Voor het voorspellen van de evenwichtsdiepte wordt vaak de formule van Dietz, vgl. 3.3 (blz. 44 en 102 van Scour Manual) toegepast. Deze formule is gebaseerd op uitsluitend gootexperimenten en voldoet niet aan de erosiewet van Partheniades (zie paragraaf 8.3, blz. 139 van Hoffmans 2012). Voor ontgrondingen op prototype schaal wordt een te grote ontgrondingsdiepte voorspeld mede omdat het gebaseerd is op experimenten zonder bovenstroomse aanvoer van sediment, zie ook blz. 45 van de Scour Manual (If sediment is supplied from upstream, values predicted by Equation 3.3 seem to be high in the prototype situation).</p>
<p><i>Hoe moet je de informatie verwerken?</i></p> <p>Aanbeveling:</p> <p>Vervang de Dietz formule door <math>z/h = A \cdot X_c \cdot (U_0/U_c)^2 - B</math> met A en B specifiek voor type constructies. De voorbeelden moeten hierop worden aangepast (let op: dit is per constructie anders).</p> <p>Zie voor <math>X_c</math> de tabel in item 1.2.</p> <p>Dit betekent dus dat overal de Dietz-formule moet worden verwijderd en de tekst hierop moet worden aangepast (dit vergt een behoorlijke inspanning, omdat de Dietz formule verschillende keren in de Scour Manual wordt besproken; blz. 66, blz. 90, blz. 102).</p>

## 3.3 regels voor evenwichtsdiepte opnemen

### *Waar kun je de informatie halen?*

Zie item 1.2 “rekenregel voor evenwichtsdiepte opnemen (drempels)”. Evenzo wordt aandacht besteed aan de evenwichtsdiepte rondom brugpijlers/kribben en als gevolg van stralen (2DH, 3DH, 2DV en 3DV).

### *Hoe moet je de informatie verwerken?*

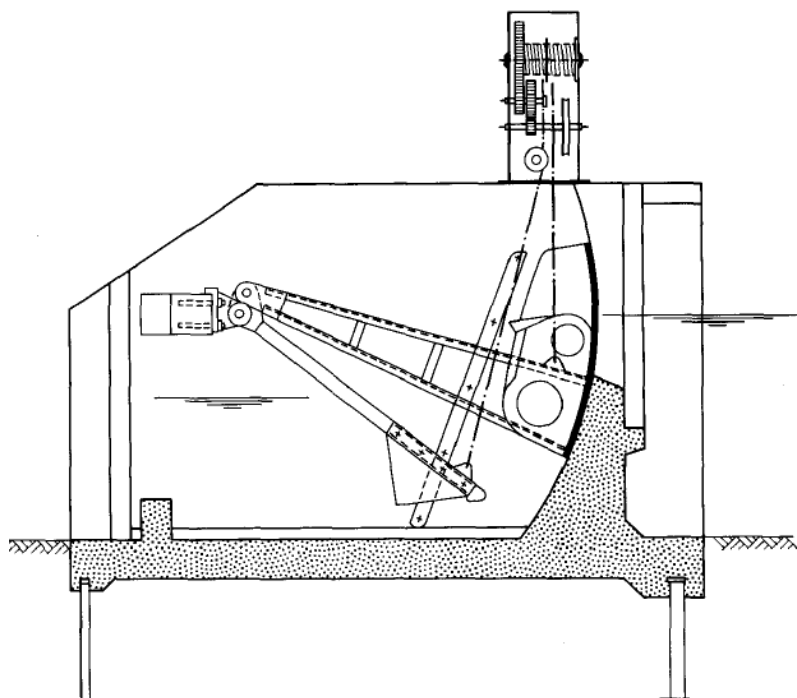
zie item 1.2 “rekenregel voor evenwichtsdiepte opnemen (drempels)”.

#### 4.1 stroming benedenstrooms kunstwerk beschrijven

##### *Waar kun je de informatie halen?*

Het Cultuurtechnisch Vademecum (Werkgroep Herziening Cultuurtechnisch vademecum, Cultuurtechnische vereniging, 1988) geeft een indeling van de meest voorkomende typen stuwen naar constructietype. Het betreft relatief kleine constructies voor hoofdzakelijk landbouwdoeleinden.

- a. Vaste stuwen: rechte kruin en andere kruinvormen
- b. Regelbare stuwen: schotbalkstuw, stuw met schuif en stuw met klep
- c. Bijzondere stuwen (vast en regelbaar): segmentstuw, cascdestuw, hevelstuw, stuw met conragewicht en inlaat-, aflaatstuw



Voorbeeld van segmentstuw (bron CV, 1988)

Benedenstrooms van stuwen ontstaan doorgaans neren met horizontale en/of verticale assen. Veelal wordt onderscheid gemaakt tussen een vertragsingsgebied, een versnellingsgebied en overige kenmerkende gebieden (hoofdstroom, menglaag, neer, watersprong, kerngebied van de straal et cetera). Voor het tegengaan van hevige erosie/ontgroning als gevolg van hoge (jet) snelheden en hoge turbulentie-intensiteiten wordt benedenstrooms van stuwen een woelbak en/of een stortebed gemaakt. Paragrafen 1.3.5 en 1.3.6 van het Cultuurtechnisch Vademecum geven voorbeeldberekeningen van de afmetingen van een woelbak en een stortebed (zie ook item 3.4).

*Hoe moet je de informatie verwerken?*

In paragraaf 3.2 “Flow characteristics” wordt de stroming achter drempels op een kwalitatieve wijze beschreven. Deze paragraaf dient met een figuur te worden uitgebreid, te weten een figuur met bovengenoemde karakteristieke gebieden; zie bijv. Fig. 3.1 op blz. 34 van Hoffmans (2012). Beschrijf ook in een aparte paragraaf hoe lang het stortebed moet zijn (zie ook omschrijving 3.4). Bespreek een voorbeeld.

Hoofdstuk 6 van de Scour Manual behandelt ontgroningen door stralen. Geef in een aparte paragraaf aan hoe je een woelbak moet dimensioneren (zie ook item 3.4).

4.5 v.b. scour door sloopsschroeven opnemen
<p><i>Waar kun je de informatie halen?</i></p> <p>Omschrijving 4.3 geeft informatie aangaande de bepaling van de sloopssbelasting. Op basis van de tijdsafhankelijke ontgrondingsformule kan de maximale ontgrondingsdiepte als functie van de tijd worden berekend (zie paragraaf 7.2 en 7.3 van Hoffmans 2012 en Hoffmans and Verheij, 2011 Jet scour. Proceedings of the ICE – Maritime Engineering, Vol. 164, No. 4, pp. 185 – 193.). De evenwichtsdiepte als gevolg van 3D-H stralen kan ook worden bepaald/benaderd, zie paragraaf 7.6 van Hoffmans 2012.</p> <p>Verder is informatie over snelheden in de sloopstraal en ontgroning door sloopstralen (hoofd- en boegsloop) te vinden in PIANC report 180 “Guidelines for protecting berthing structures from scour by ships” (2015).</p>
<p><i>Hoe moet je de informatie verwerken?</i></p> <p>Bepaal de tijdsafhankelijke ontgroning als gevolg van een hoofdsloop (zie ook omschrijving 4.3 voor verwijzing naar praktijkproef Julianakanaal) en voor een boegstraal. In item 4.7 is een figuur toegevoegd. Bepaal ook de belasting nabij de bodem bijvoorbeeld bij aanleglocaties en voorspel de evenwichtsdiepte met een 3D-H voorspeller, zie omschrijving 4.2B. De twee voorbeelden moeten in een sloopparagraaf (zie ook omschrijving 4.3) worden opgenomen.</p>

## 1.7 default waarde voor Shields geven?

*Waar kun je de informatie halen?*

In de jaren zestig en zeventig onderzocht Breusers het 'begin van bewegen' en rapporteerde dat in de jaren twintig (vorige eeuw) vier kwalitatieve criteria werden onderscheiden.

- |                                   |  |
|-----------------------------------|--|
| 1) "keine" Geschiebebewegung      | - volkomen rust  |
| 2) "schwache" Geschiebebewegung   | - kleine, telbare aantallen korrels zijn in beweging, meest plaatselijk            |
| 3) "mittlere" Geschiebebewegung   | - aantal bewegende korrels niet meer te tellen<br>geen merkbaar materiaaltransport |
| 4) "allgemeine" Geschiebebewegung | - alle korrels in beweging, merkbaar transport                                     |

Na 1936 is het Shields diagram veelvuldig toegepast voor het voorspellen van het begin van bewegen. De kritische Shields parameter is noch een belasting- noch een sterkte parameter. Het vertegenwoordigt de verhouding tussen belasting en sterkte

$$\Psi = \frac{u_*^2}{\Delta g d}$$

waarin

- $d$  korrel- of steengrootte (m)  
 $g$  zwaartekracht (= 9,81 m/s<sup>2</sup>)  
 $u_*$  bodemschuifspanningssnelheid (m/s)  
 $\Delta$  (= 1,65) relatieve dichtheid (-)  
 $\Psi$  kritische dieptegemiddelde stroomsnelheid (m/s)

Indien de Shields-parameter een kritische waarde overschrijdt, dus indien geldt

$$\Psi \geq \Psi_c$$

dan treedt erosie/schade op. Bij een toenemende kritische Shields parameter neemt het transport (voor zand)/schade (voor grind en stenen) toe. Voor het ontwerpen/beoordelen van een bodembescherming wordt in de waterbouw traditioneel een kritische waarde van 0,035 aangehouden. Hoewel dit geen garantie is voor het niet optreden van schade, blijkt in de praktijk dat deze waarde aanvaardbaar is, i.e. er wordt incidenteel door de beheerder bijgestort b.v. na het optreden van nagenoeg maatgevende condities, zie ook later in 2016 te behandelen item 1.6 'scour baseren op veiligheidsfilosofie'.

NB: de mate van bewegen wordt gegeven door 7 verschillende criteria (zie ook het Shields diagram met de 7 criteria).

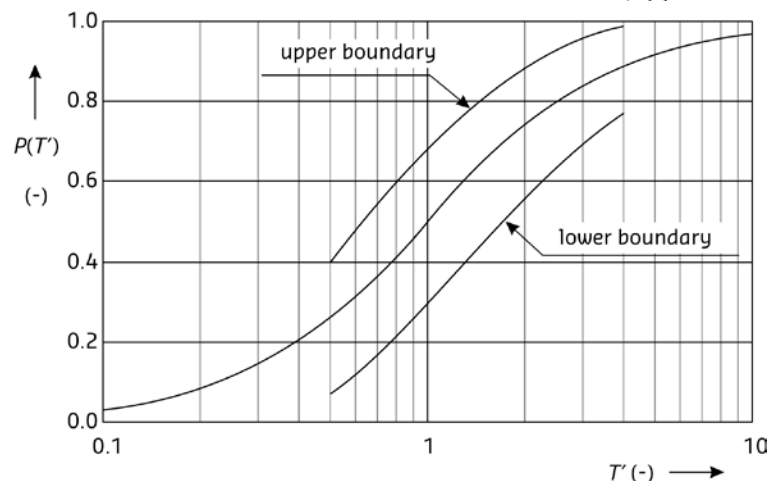
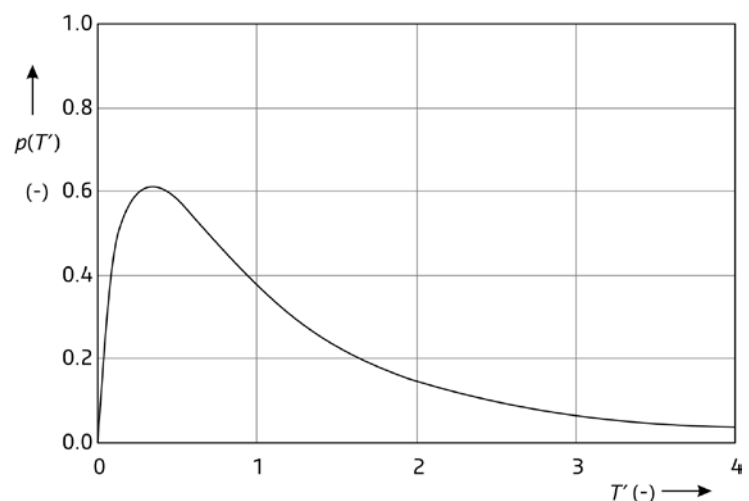
Desgewenst kan de grootte van de kritische Shields parameter nader worden onderbouwd met de massabalans en een voorspeller voor het sedimenttransport, meer informatie hierover kan worden gevonden in paragraaf C3 (blz. 181 t/m 186) van Hoffmans (2012).



*Hoe moet je de informatie verwerken?*

In Hoofdstuk 2 “Basic concepts” paragraaf 2.3.2 wordt het Shields diagram besproken (zie ook omschrijving 2.1). In deze paragraaf moet kernachtig bovenstaande boodschap worden verwerkt. Bespreek ook de 7 criteria (zie Fig. 2.5, blz. 16 van de Scour Manual), die het toenmalige WL tijdens het systematische ontgrondingsonderzoek afleidde (enkele korrels verplaatsen af en toe tot de volledige opmars van de korrels). Herschrijf deze criteria voor stenen.

In paragraaf C3 worden de kansdichtheidsfunctie en de verdelingsfunctie (of cumulatieve kansdichtheidsfunctie) van de transportparameter (= verhouding tussen gemiddelde bodemschuifspanning en gemiddelde kritische bodemschuifspanning) besproken, zie onderstaande figuren. Ook wordt in paragraaf C3 een wiskundige formule voor de verdelingsfunctie gegeven (zie vgl. C30). Indien de faalkans bepaald is (zie ook item 1.6 ‘scour baseren op veiligheidsfilosofie’), dan kan met behulp van de verdelingsfunctie de transportparameter worden bepaald en dus ook de kritische Shields parameter. Voorbeelden: Indien de faalkans gelijk is aan 50% dan is de kritische Shields parameter gelijk aan 0,047. Indien de faalkans 20% is, dan is  $PSIc = 0,4 \times 0,047 = 0,0188$ . Dit betekent dat voor  $PSIc = 0,035$  de faalkans in de range van 20% tot 50% ligt. Indien de faalkans ongeveer 3% is, dan is de kritische Shields parameter gelijk aan  $0,1 \times 0,047 = 0,0047$ .



## 1.8 principe van falling aprons uitleggen

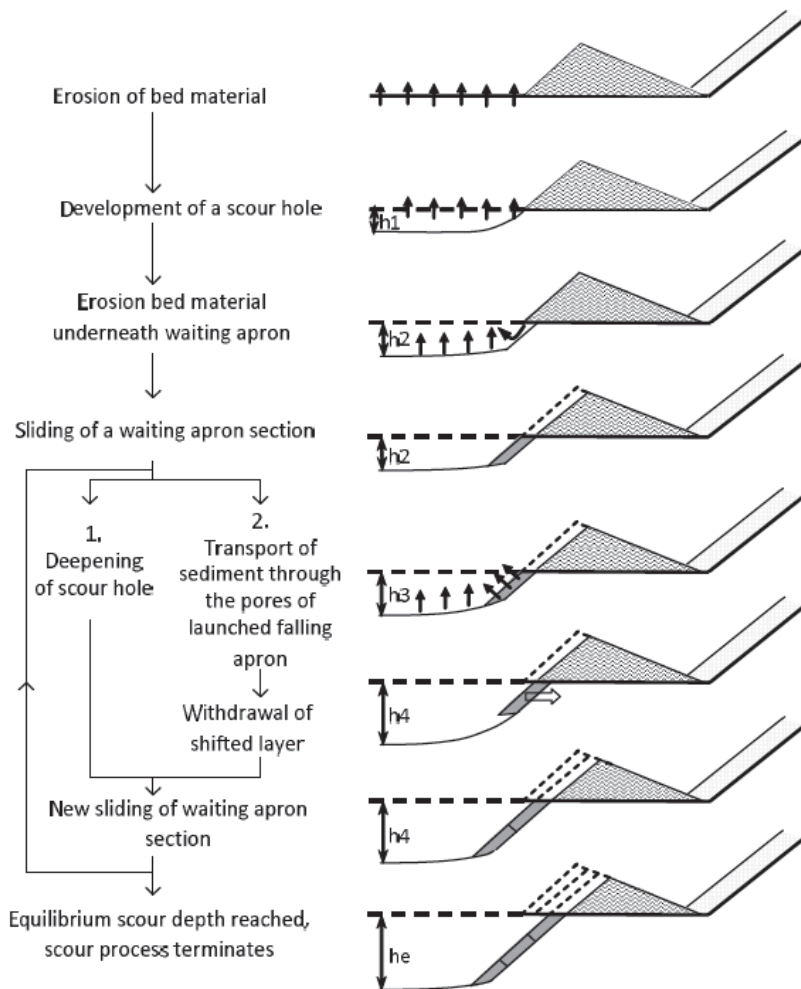
Waar kun je de informatie halen?

Bronnen: Van Velzen, G., 2012. Flexible scour protection around cylindrical piles, MSc-study, TUD. Sonnevile, B., Van Velzen, G., Verheij, H., Dorst, K., 2012. Falling aprons at circular piers under currents, Proc. ICSE-6 Paris.

Rock manual (hoofdstuk 8).

FAP 21/22, 2001. Bank protection and river training (AFPM) Pilot Project, Volume I to Volume VI.

Een falling apron dient het einde van een bodem- of oeverbescherming te fixeren, zodat de rand niet kan worden ondermijnd ofwel dat het kunstwerk/kering niet in de ontgrondingskuil terecht komt. Het basisprincipe is als volgt. Nabij de rand van de verdediging wordt een hoeveelheid grind of stenen gestort (bij matten wordt een grotere lengte aangebracht). Nadat de verdediging is aangebracht, wordt de zandige bodem blootgesteld aan de optredende belasting (stroming en/of golven). Vervolgens ontstaat een ontgronding en rolt het grind/de stenen door de zwaartekracht het talud af. Indien de ontgrondingskuil een evenwichtsdiepte bereikt, dan zou de aanzethelling voldoende beschermd moeten zijn. Naarmate de ontgrondingsdiepte in grootte toeneemt, verflauwt de aanzethelling, zie onderstaande figuren.



Behaviour of a falling apron (Bron: WL|DelftHydraulics, 2006. Q4140, Falling aprons)

De kernvraag is nu hoeveel grind/stenen er gestort moet worden, zodat een minimale verdediging gegarandeerd blijft? Dit vereist inzicht in het ontgrondingsproces (evenwichtsdiepte en steilheid van aanzethelling), filterregels (zand mag niet uitspoelen als gevolg van interne erosie) en de faalmechanismen afschuivingen en zettingsvloeiingen.

In hoofdstuk 8 van de Rock Manual wordt een ontwerpmethode gegeven, maar bedacht dient te worden dat uit proeven is gebleken dat er meestal slechts een enkele laag stenen ontstaat als de falling apron in werking is getreden. Een enkele laag is onvoldoende om uitspoeling te voorkomen en dus kan worden geconcludeerd dat een falling apron meestal niet goed functioneert. Regelmatige inspectie is noodzakelijk gevolgd door bijstorten, en dus "a falling apron always requires maintenance, but how often will depend on the frequency of its attack".

Op basis van gootexperimenten heeft Van Velzen (2012) een rekenregel afgeleid, die het benodigde extra volume van grind/stenen rondom een brugpijler kwantificeert ter compensatie van de bodem degradatie, zie ook onderstaande figuur.

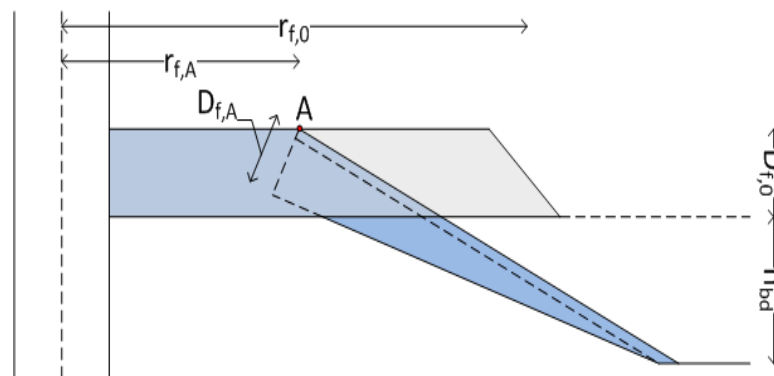
$$r_{f,0} = r_{f,A} - 1,4h_{bd}$$

waarin

$h_{bd}$  bedegradation,

$r_{f,0}$  initial radius of the protection (measured from pile centre),

$r_{f,A}$  distance between point A and pile centre.



Indien gekozen wordt voor stenen op zand of indien interne erosie optreedt, dan moet een zanddicht geotextiel worden toegepast, anders kan worden volstaan met een geometrisch-open filter (zie het meest recente handboek voor filters 'Interface stability of granular filter structures' CUR-Rapport 233).

*Hoe moet je de informatie verwerken?*

Het principe van een falling apron moet in Hoofdstuk 2 "Basic concepts" worden uitgelegd. Rekenregel van Van Velzen moet hierin beknopt worden besproken met de opmerking dat het voor brugpijlers is afgeleid.

## 1.10 ontgroning bij overgangen beschrijven

### *Waar kun je de informatie halen?*

Bron: Nezu, I., 1977. Turbulent structure in open-channel flows, (Translation of Doctoral Dissertation in Japanese), Kyoto University, Kyoto, Japan.

Nezu, I., Nakagawa, H. 1993. Turbulence in open channel flow, IAHR Monograph, Balkema, Rotterdam, The Netherlands.

Nezu, I., Tominaga, A. 1994. Response of velocity and turbulence to abrupt changes from smooth to rough beds in open-channel flows, Proc. of Symp., Fundamentals and Advancements in Hydraulic Measurements and Experimentation, ASCE, Buffalo, NY, pp. 195–204.

Hoffmans, G., Hardeman, B., Verheij, H.J., 2014. Erosion of grass covers at transitions and objects on dikes, Proc. ICSE-7 Perth.

Indien water van een gladde naar een ruwe bodem stroomt, dan is de belasting op de ruwe bodem aanzienlijk hoger zeker nabij de overgang. Experimenteel onderzoek van Nezu heeft aangetoond dat de bodemschuifspanning op deze overgang ongeveer een factor 2 keer groter is. Dit betekent bij een onverdedigde bodem dat meer erosie/ontgroning optreedt. Ook neemt de steilheid van de aanzethelling toe, zie paragraaf 3.3.4 blz.49 en 50 van Scour Manual.

### *Hoe moet je de informatie verwerken?*

Beschrijf in een (sub)paragraaf (Hoofdstuk 2) kwalitatief de effecten van overgangen. Verwijs eventueel naar een figuur dat de bodemschuifspanning weergeeft indien de bodem van glad naar ruw gaat.

Merk op dat in het systematisch ontgrondingsonderzoek empirische verbanden zijn afgeleid om de effecten van een gladde bodem op het ontgrondingsproces te verdisconteren, zie paragraaf 3.3.4, blz. 49 van de Scour Manual. Geef een verwijzing hiernaar.

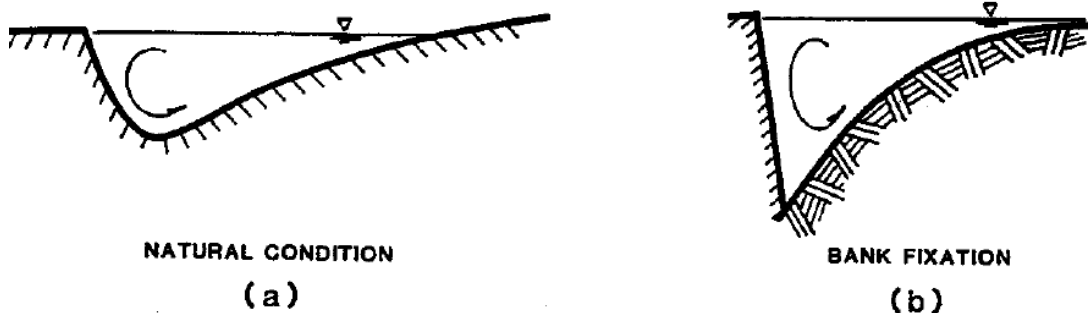
In het kader van 'Ruimte voor de rivier' worden in Nederland waterbouwkundige constructies in groene geulen ontworpen/gebouwd ofwel bodembeschermingen gaan over in grasbekledingen. Dit geeft veelal een belastingverhoging (van glad naar ruw). Dit betekent dat de grasbekleding nabij de overgang extra belast wordt. Een voorbeeld van hoe deze overgang moet worden gedimensioneerd wordt behandeld in bijv. item 1.5 'voorbeelden met terugkoppeling uitwerken'.

Omschrijving: 2.5 beschrijven van scour bij teen van dijken

*Waar kun je de informatie halen?*

Bron: Jansen (Edt), Principles of River Engineering, the non-tidal alluvial river, DUM, Delft.

Lokale ontgroningen nabij de buitenteen van dijken vinden meestal plaats in rivierbochten. Door de spiraalachtige stroming meanderen rivieren. In Nederland zijn de rivieren door kribben gekanaliseerd, waardoor ze nauwelijks nog kunnen uitbochten. Echter voor schaaldijken, kan nabij de teen de bodem lokaal ontgronden (bend scour, zie ook paragraaf 2.4.2 van Scour Manual).



Bron: Hydraulic Engineering Circular No 23, 2009. Bridge scour and stream instability countermeasures: Experience, selection, and design guidance-third edition (FHWA-NHI-09-111).

*Hoe moet je de informatie verwerken?*

In paragraaf 2.4.2 wordt aandacht besteed aan bend scour. Geef in een dwarsdoorsnede van een rivier de grootte van de ontgroning door uitbochten, zie vgl. 2.13. Schets de verdieping in de figuur en bespreek waarom dit van belang is voor het ontwerp/toetsing van de dijk, zie ook item 'principe van falling apron'. Uiteraard kunnen ook gewone bodembeschermingen volstaan.

## Omschrijving: 3.2 aanpassen van Breusersformule

*Waar kun je de informatie halen?*

De tijdsafhankelijke ontgrondingsformule voorspelt een tijdschaal, waarop de maximale ontgrondings-diepte gelijk is aan een karakteristieke lengteschaal (bijvoorbeeld de initiële waterdiepte). Volgens Breusers wordt deze tijdschaal gegeven door

$$t_1 = \frac{Kh_0^2 \Delta^{1,7}}{(\alpha U_0 - U_c)^{4,3}} \quad \text{en} \quad \alpha = 1,5 + 5r_0$$

waarin

$h_0$  initiële waterdiepte of waterdiepte bovenstrooms van ontgrondingskuil (m)

$K$  (= 330) constante met een dimensie

$r_0$  dieptegemiddelde relatieve turbulentie-intensiteit bovenstrooms van ontgrondingskuil (-)

$t_1$  karakteristieke tijd (uren)

$U_0$  dieptegemiddelde stroomsnelheid bovenstrooms van ontgrondingskuil (m/s)

$U_c$  kritische dieptegemiddelde stroomsnelheid (m/s)

$\alpha$  turbulentiecoëfficiënt (-)

$\Delta$  relatieve dichtheid (-)

dus  $t_1$  is evenredig met

$$t_1 \propto h_0^2 [\alpha U_0 - U_c]^{-4,3}$$

Deze karakteristieke tijd wordt bepaald door het volume van de kuil en de snelheid waarmee het zand erodeert. Omdat in bovenstaande tijdschaal het sedimenttransport niet aan de erosiewet van Partheniades voldoet, kan zeer waarschijnlijk de voorspellingskracht ervan worden vergroot, zie Appendix C, Box C7 (Hoffmans 2012).

*Hoe moet je de informatie verwerken?*

Vergelijking C74 (zie blz. 197 van Hoffmans 2012) is noch geijkt noch gevalideerd en heeft daarom geen status.

$$t_1 \propto h_0^2 \left[ \frac{\mathcal{G}U_0^2 - U_c^2}{U_c^2} \right]^{-2}$$

De parameter  $\mathcal{G}$  vertegenwoordigt de invloed van zowel de turbulentie als de heterogeniteit van het zand. Omdat bovenstaande formule een beter fysische onderbouwing heeft, dient het eindresultaat te worden opgenomen in hoofdstuk 2 'Basic concepts', paragraaf 2.4.3. Beschrijf kort de uitgangspunten van deze nieuwe ontwikkeling in een of twee alinea's met inbegrip van de formule en benadruk dat deze formule nader onderzocht moet worden in relatie tot het systematisch ontgrondingsonderzoek uitgevoerd in de periode 1960 t/m 1980 bij het toenmalige WL.

## 5.6 wat is pressure scour?

### *Waar kun je de informatie halen?*

Pressure scour is een vorm van ontgronding, die tijdens maatgevend hoogwater bij relatief laaggelegen bruggen optreedt. Het water stroomt dan tegen het wegdek (waardoor trouwens ook drijvend vuil zich bovenstrooms van de brug kan ophopen). Omdat het water onder het brugdek versnelt, krijgt de bodem een extra belasting en dus meer uitschuring.

Omdat deze vorm van lokale ontgrondingen nagenoeg niet in Nederland voorkomt, is een beperkte Literatuurstudie verricht. Relevante literatuur is:

- Junke Guo, Kornel Kerényi, and Jorge E. Pagan-Ortiz, 2009. Bridge Pressure Flow Scour for Clear Water Conditions, FHWA-HRT-09-041.
- Arneson, L.A., Zevenbergen, L.W., Lagasse, P.F., P.E. Clopper P.E., 2012. Evaluating Scour at Bridges Fifth Edition, Publication No. FHWA-HIF-12-003, Hydraulic Engineering Circular No. 18.
- Shen, J., Shan, H., Suaznabar, O., Xie, Z., Bojanowski, C., Lottes, S., Kerényi, K., 2012 Submerged-flow bridge scour under clear-water conditions, Proc. ICSE-6 Paris.
- FAP 21/22, 2001. Bank protection and river training (AFPM) Pilot Project, Volume I to Volume VI.

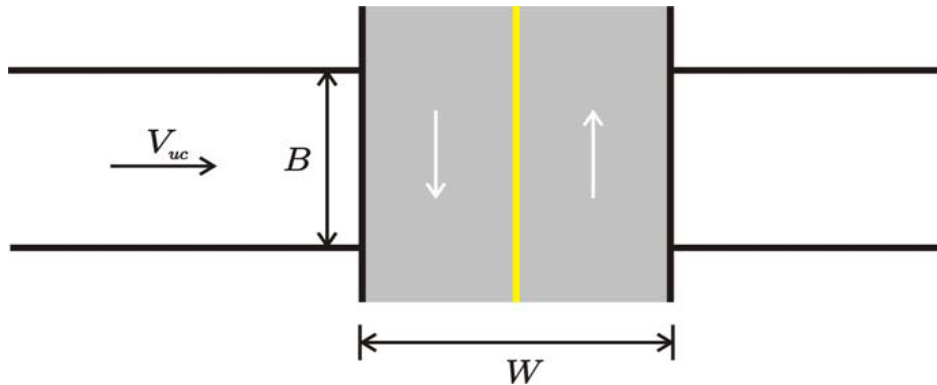
Bridge studies are usually designed with an assumption of an open channel flow condition, but the flow regime can switch to pressure flow when the downstream edge of a bridge deck is partially or totally submerged during a large flood. Figure 1 shows a bridge undergoing partially submerged flow in Salt Creek, NE, in June 2008. Figure 2 shows a totally submerged flow in Cedar River, IA, in June 2008, which interrupted traffic on I-80.



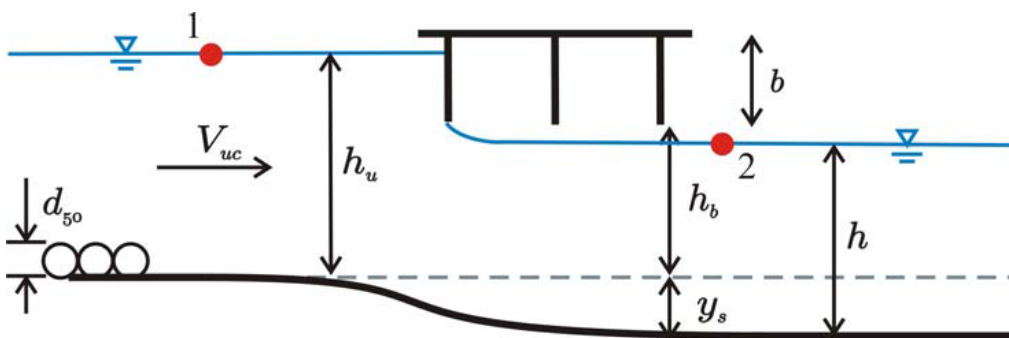
Figure 1

Figure 2

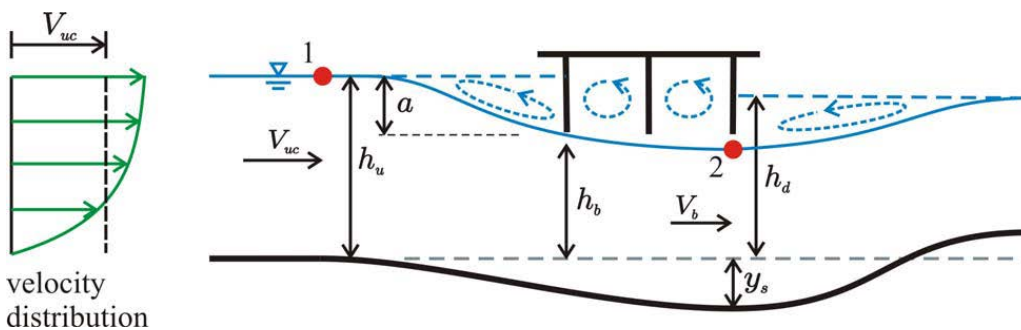
Unlike open channel flows, these pressure flows create a severe scourability potential because scouring the channel bed is one of the only ways to dissipate the energy when passing a given discharge in pressurized flow.



Onderstaande figuren tonen drie vormen van pressure scour (case I, Case II, Case III).

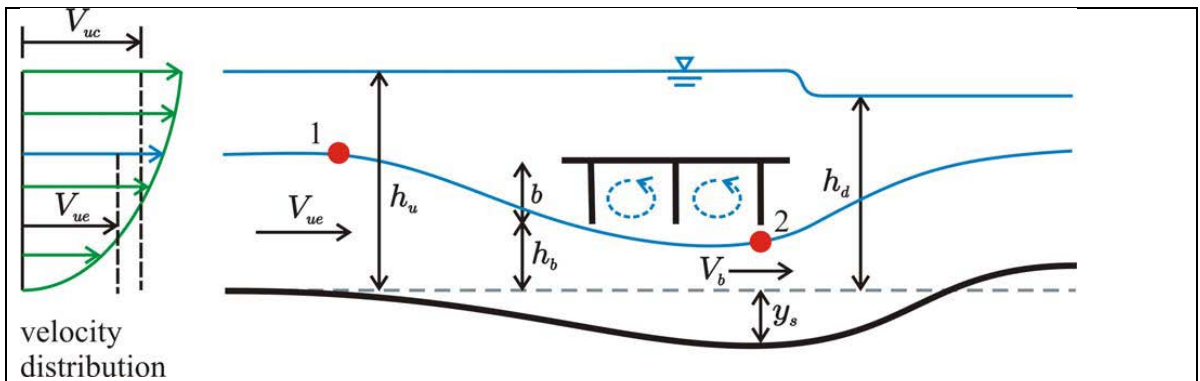


Pressure scour Case I



Pressure scour Case II

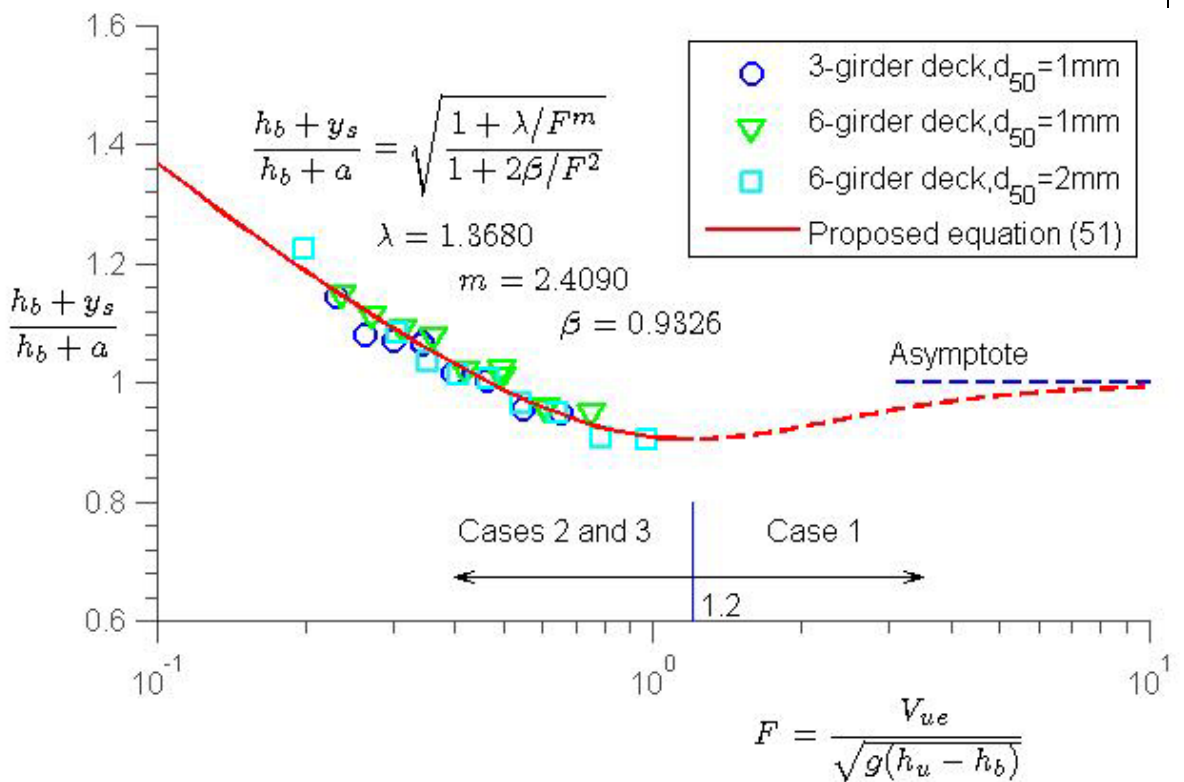




velocity distribution

Pressure scour Case III

Onderstaande figuur geeft de experimentele resultaten van het Amerikaanse onderzoek.



Hoe moet je de informatie verwerken?

In hoofdstuk 6 paragraaf 6.2 moet de stroming als gevolg van 'pressure scour' worden beschreven (een of twee alinea's plus bovenstaande of gelijksoortige figuur opnemen). In paragraaf 6.4 wordt een voorbeeld voor het voorspellen van 'pressure scour' behandeld, gebruik hierbij bovenstaande figuur (zie ook item 1.5 'voorbeelden met terugkoppeling uitwerken').

6.2 rekenregel voor ontgroning door winnowing

Waar kun je de informatie halen?

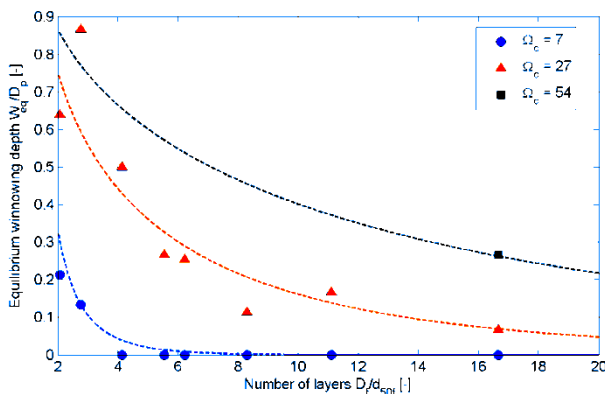
Bron: Sonnevile, B., Joustra, R., Verheij, H., 2014. Winnowing at circular piers under currents.

Geometrically open filters reduce the hydraulic load near the bed to limit or prevent transport of base material through the filter layer. Laboratory experiments were conducted in order to investigate winnowing (the entrainment of fine particles in the armour layer) at circular piers in relation to a varying current velocity, filter thickness and stone size. Sonnevile et al. (2014) summarized the setup, test program, monitoring techniques and results of the conducted experiments. The results of the experiments show that the winnowing process is characterized by a gradual subsidence of the filter stones into the base layer. The winnowing depth increases with current velocity and decreases with a thicker filter layer. A design rule was derived to estimate the winnowing depth based on given flow and filter properties (see dashed lines in Figure)

$$\frac{W_{eq}}{D_p} = \exp\left(-\frac{12}{\Omega_c} \cdot \left(\frac{D_F}{d_{50f}} - 1.5\right)^{0.66}\right)$$

where:

- $W_{eq}$  equilibrium winnowing depth
- $\Omega_c$  current-related sediment mobility;  $\Omega_c = \Psi / \Psi_c$  (Whitehouse, 1998)  $\Psi$  is the Shields parameter and  $\Psi_c$  is the critical Shields parameter.
- $D_p$  pier diameter
- $D_F$  filter thickness
- $d_{50f}$  median filter size



Equilibrium winnowing depth vs. hydraulic load for a range of filter thicknesses. The dashed lines represent an exponential fit to the measured data.

Hoe moet je de informatie verwerken?

Bovengenoemde publicatie beschrijft voor verschillende situaties de zakking van een bodembescherming rondom een brugpijler (zakingsfilter). Voeg in Hoofdstuk 6 een paragraaf toe en beschrijf het mechanisme winnowing en bespreek de rekenregel (is niet voor prototype situaties gevalideerd).

NB: zie Interface stability of granular filter structures (CUR233, 2010) voor geometrisch dicht/open filters.

<p>2.8    geven van recente resultaten van zettingsvloeiingen</p>
<p><i>Waar kun je de informatie halen?</i></p> <p>Bron: De Groot, M.B., Van der Ruyt, M., Mastbergen, D., Van den Ham G.A. Brevvloeiing in zand, Geotechniek 2009 en verwezen worden naar Mastbergen, D.R. &amp; Berg, J.H. van den (2003). Breaching in fine sands and the generation of sustained turbidity currents in submarine canyons. Sedimentology, Nr 50, pp 635 - 637. Of tekst gebruiken uit Van den Ham, G.A., De Groot, M.B., Mastbergen, D.R. (2014). A semi-empirical method to assess flow-slide probability. In: Krastel et al (eds): Proceedings of the 6th International Symposium Submarine mass movements and their consequences, pp. 213 - 223.</p>
<p><i>Hoe moet je de informatie verwerken?</i></p> <p>Paragraaf 2.5.1:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Flow slides kunnen twee vormen hebben: verwekingsvloeiing (liquefaction flow slide) en bresvloeiing (breach flow slide). Hier wordt alleen verweking besproken. Tekst aanpassen en figuren toevoegen.</li> </ul> <p><i>Flow slide includes both soil-mechanical and hydraulic features. Two important types are static soil liquefaction and breaching. Both result in a flowing sand-water mixture, exhibiting the same post-event failure scarp morphology, characterized by a very gentle slope. Therefore in the analysis of historical flow slides it is often not clear to what extent each of the two phenomena was responsible.</i></p> <p><i>Static soil liquefaction entails the sudden loss of strength of loosely packed saturated sand or silt, resulting in a sudden collapse of the sand body. Contrary to “ordinary” slope failure, in which the instable soil mass slides along a clear rupture surface while staying more or less intact, in a liquefaction flow slide the instable mass of sand (or silt) flows laminar like a viscous fluid.</i></p> <p><i>Generally, for static liquefaction in an under-water slope the following conditions are required (1) the presence of a sufficiently large zone of loosely packed, non-lithified, and water-saturated sand or silt; (2) the stress state of the loosely packed sand elements should be close to the so-called metastability point (i.e. the intermediate maximum in the stress path). For this, both mean stress and shear stress should be sufficiently large, which is only the case in a sufficiently high and steep slope; and (3) the presence of a trigger, for example a (small) load change.</i></p> <p><i>Unlike liquefaction and “ordinary” shear slope failure, breaching only takes place at the sand surface: a local steep part of the slope, the so-called “breach”, retrogresses upslope and generates a turbulent sand-water mixture flow over the sand surface downslope. The velocity and discharge of this mixture will grow by erosion of the sand surface and entrainment of ambient water if (a) the initial perturbation generates a sufficiently high flow velocity carrying enough sand, and (b) if the local slope is steep enough. Since the retrogression velocity of the initial breach is relatively small a breaching flow slide generally takes much more time (several hours) than a liquefaction flow slide (several minutes).</i></p>

*Generally, for a breach-flow slide in an under-water slope the following conditions are required: (1) the presence of a sufficiently large zone of fine sand or silt; (2) a sufficiently high and steep slope; and (3) the presence of a trigger, for example scour or a local slope instability yielding a small but very steep slope section (breach).*

#### Paragraaf 2.5.2

- Toegevoegd kan worden dat de pakking bepaald kan worden uit CPT's

#### Paragraaf 2.5.3:

- Tabel 2.6: de kritieke hellingen voor flow slide zijn veel te steil. Een vloeïng kan al bij veel flauwere taludhellingen optreden, afhankelijk van de hoogte van het talud en de pakking (hoe losser en hoger het talud, des te flauwer de kritieke helling). Toevoegen bij bovenschrijft Tabel 2.6: Critical values for which the probability of geotechnical instabilities approaches 1.
- Figuur 2.14: rechterdeel van diagram impliceert dat als helling te steil is/wordt lokale instabiliteiten kunnen optreden en maatregelen nodig zijn (b.v. bestorten). Duidelijk aangeven dat Fig. 2.14 betrekking heeft op zowel geotechnische als morfologische aspecten (in eerste alinea van paragraaf 2.5.3).
- Het is wat onduidelijk waarom de criteria van Silvis alleen van toepassing zouden zijn op de upstream scour slopes en niet op de slide slopes. Ook in de side slopes kunnen vloeïngen ontstaan, bij taluds die veel flauwer zijn dan aangegeven in Tabel 2.7 (ook hier weer in combinatie met hoogte en pakking). Ook aandacht besteden aan zijhellingen.
- In de laatste alinea op p. 39 wordt gesteld dat in geval van vastgepakt zand, de hoek  $\gamma_2$  kleiner gekozen kan worden en zo tot een "shorter bed protection length". Er is nooit aangetoond dat bij vast gepakt zand de helling steiler wordt. Wel is er een duidelijk verband tussen korrelgrootte en  $\gamma_2$ : fijn zand sedimenteert onder een flauwere helling dan grof zand. Een relatie is daarvoor nooit afgeleid (maar volgt wel uit berekeningen met bijvoorbeeld het Deltares rekenmodel HMBreach). Bovenstaande nuancering verwerken.
- Voor zowel verwekingsvloeïng als bresvloeïng zijn eenvoudige optredingscriteria (linker deel Figuur 2.14) opgesteld in CUR113. Ook in WTI2017 zijn eenvoudige optredingscriteria die vergelijkbaar zijn met die in CUR113. Daarnaast zijn in WTI ook eenvoudige schadelijkheidscriteria (rechter deel Figuur 2.14) opgesteld. Aanbevolen wordt om naar deze bronnen te verwijzen (voor meer informatie over dit mechanisme).

#### **Optioneel**

- Verder wordt in WTI2017 een relatief eenvoudige formule gegeven waarmee de optredingskans (per km per jaar) van een vloeïng berekend kan worden (basis van de formule is de optredingsfrequentie van vloeïngen in Zeeland) en een methode om, op basis van een licht aangepaste vergelijking van Silvis, een kansverdeling van de failure length  $L_s$  te berekenen. Alle formules komen in VTV2017 te staan.

2.7 wat is invloed van grondwaterstroming bij filters?
<p><i>Waar kun je de informatie halen?</i></p> <p>Bron: Expert judgement: Tijdens maatgevend hoogwater stroomt water vanuit de rivier naar het achterland. De stijghoogte in de zandlaag is dan achter de kering relatief hoog. Indien bijvoorbeeld naast de rivier een kanaal met een vast waterpeil ligt, vindt er een verticale grondwaterstroming plaats. Aannemende dat de kanaalbodem met een kleideken bedekt is, dan kan de bodem opdrijven/opbarsten. Dit is niet wenselijk, omdat onder dagelijkse omstandigheden het kanaalpanndan kan leeglopen. Dit speelt bijv. bij de verruiming van het Julianakanaal.</p> <p>Echter, ook bij kanaaldijken of boezemkaden kan dit verschijnsel optreden, maar dan als gevolg van veel regen, waardoor het dijklichaam is verzadigd en afstroming richting kanaal of boezemwater optreedt. Deze opwaartse kracht kan leiden tot uitspoeling van filtermateriaal. Uiteindelijk kan dit leiden tot een verzwakking van de kering; oeverbekleding kan afschuiven.</p> <p>Evenzo bij schutsluizen kan de bodemverdediging benedenstrooms door een opwaartse grondwaterstroming worden belast. Indien het stortebed van beton is, moet voldaan worden aan het opdrijf criterium. Indien het opdrijft zijn er geen schuifkrachten! Wanneer het stortebed een granulaire filter betreft, wordt aanbevolen een geometrisch dicht-filter toe te passen ter voorkoming van interne erosie van zand in de onderlaag.</p>
<p><i>Hoe moet je de informatie verwerken?</i></p> <p>In Hoofdstuk 2 “Basic concepts” wordt aandacht besteed aan geotechnische aspecten. In paragraaf 2.5 dient een sub-paragraaf te worden geschreven. Titel is bijvoorbeeld “Effects of groundwater flow”.</p> <p>Beschrijf de effecten van opwaartse kwel en geef aan wat de consequenties voor het ontwerp zijn. Voor het bepalen van de belasting moet verwezen worden naar een handboek grondwaterstroming, handboek filters.</p>

1.4 geldigheidsgebied formules vermelden	
<i>Waar kun je de informatie halen?</i>	
Vgl. 2.1	Definitie van de bodemschuifspanning; is algemeen geldig
Vgl. 2.2	Definitie van de kritische Shields-parameter; is algemeen geldig
Vgl. 2.3	Algemeen geldende formule voor de kritische stroomsnelheid
Vgl. 2.4	Algemeen geldende formule voor de Chezy coëfficiënt; In de Literatuur worden meerdere formules voor de bodemruwheid besproken (zie bijv. Simons and Senturk, 1992. Sediment transport technology, water and sediment dynamics, Water Resources Publications.)
Vgl. 2.5	Algemeen geldende formule voor de kritische stroomsnelheid van zand/grind (zie ook vgl. 2.3)
Vgl. 2.6	Definitie van de dimensieloze korrelgrootte (geïntroduceerd door Bonneville in 1963)
Vgl. 2.7	Definitie van de bodemschuifspanning (voor stroming en golven); algemeen geldig
Vgl. 2.8	Wrijvingscoëfficiënt voor golven; is algemeen geldig
Vgl. 2.9	Algemeen geldende formule voor kritische stroomsnelheid van klei. Mirtskhoulova heeft uitgebreid onderzoek gedaan naar de erosiebestendigheid van klei; Zijn resultaten zijn in de Journal of Hydraulic Research gepubliceerd. (nog nagaan hoe de cohesie bepaald moet worden.
Vgl. 2.10	Algemeen geldende formule voor 'constriction scour'; is gebaseerd op de continuïteits- vergelijking en de vergelijking van Chezy (zie ook omschrijving 'herstellen van fouten').
Vgl. 2.11	Deze formule is een uitbreiding van vgl. 2.10; is ook algemeen geldig (zie ook omschrijving 'herstellen van fouten')
Vgl. 2.12	Algemeen geldende formule voor 'bend scour'; is gebaseerd op de spiraalvormige waterbeweging in bochten van rivieren; uitvoerig gevalideerd door Struiksmā en anderen
Vgl. 2.13	Empirische formule voor 'bend scour'; is voor goot- en prototype experimenten gevalideerd. Citaat: The error band between the measured scour and the scour predicted by using the empirical relation was found to be 25%.
Vgl. 2.14	Empirische formule voor 'confluence scour' is gebaseerd op enkele waarnemingen in de Jamuna rivier, is dus beperkt gevalideerd.
Vgl. 2.15	Breusers-evenwichtsformule; wordt vervangen, zie omschrijving 'herstellen fouten'
Vgl. 2.16	Breusers-tijdsafhankelijke ontgrondingsformule; is uitgebreid geijkt en gevalideerd in systematisch ontgrondingsonderzoek. Omdat is aangetoond dat er geen schalingseffecten zijn, is de formule ook te gebruiken voor ontgrondingen op prototype schaal te gebruiken.
Vgl. 2.17	Tijdschaal voor ontgrondingen; vertegenwoordigt de verhouding tussen het volume van ontgrondingskuil en het sedimenttransport. De formulering van het sedimenttransport voldoet niet aan de erosiewet van Partheniades, zie ook omschrijving 'aanpassen van Breusers formule'.
Vgl. 2.18	Geometrische formule voor het bepalen van de inscharingslengte als gevolg van afschui-vingen en zettingsvloeiingen; is gebaseerd op een 2D-model. Tabel 2.8 op blz. 38 van Scour Manual geeft onder- en bovengrenzen voor bovengenoemde faalmechanismen.
Vgl. 2.19	Geometrische formule voor inscharingslengte; betreft een (conservatieve) bovengrens
Vgl. 2.20	Geometrische formule voor inscharingslengte; is gebaseerd op een driehoekige kuil en is algemeen geldig.

Vgl. 3.1	Breusers-evenwichtsformule; wordt vervangen, zie omschrijving item 2.11 'herstellen fouten' N.B. De aangepaste Breusers-evenwichtsformule is algemeen geldig;
Vgl. 3.2	Breusers-tijdsafhankelijke ontgrondingsformule; is uitgebreid geijkt en gevalideerd in systematisch ontgrondingsonderzoek. Omdat er geen schaaleffecten zijn, mag deze formule ook worden gebruikt voor het voorspellen van ontgrondingen op prototype schaal.
Vgl. 3.3	Formule van Dietz voor evenwichtsdiepte; is gebaseerd op ongeveer 25 goot-experimenten; was geen bovenstroomse aanvoer van sediment aanwezig, niet gevalideerd voor prototype condities! (zie ook omschrijving formule Dietz aanpassen).
Vgl. 3.4	Voorspeller voor karakteristieke tijd; uitgebreid geijkt en gevalideerd tijdens het systematisch ontgrondingsonderzoek; is voor 2 prototype ontgrondingskuilen (Brouwersdam) gevalideerd. Aanbevolen wordt om de formulering voor het sedimenttransport aan te passen, zodat wordt voldaan aan de erosiewet van Partheniades, zie ook omschrijving 3.2 'aanpassen van Breusersformule'
Vgl. 3.5	Herschrijving van vgl. 3.4
Vgl. 3.6	Voorspeller voor de dieptegemiddelde relatieve turbulentie-intensiteit benedenstrooms van drempels; is gebaseerd op transportvergelijkingen voor de turbulente kinetische energie en de dissipatie; is geijkt en gevalideerd met gootexperimenten. Omdat de formule een theoretische achtergrond heeft kan het ook voor prototype condities worden gebruikt.
Vgl. 3.7	Formule voor de turbulentie-coëfficiënt. Is uitgebreid geijkt en gevalideerd tijdens het systematisch ontgrondingsonderzoek (eind jaren tachtig).
Vgl. 3.8	Uitgebreide formule voor de turbulentie-coëfficiënt, bevat term om hydraulisch gladde bodem te verdisconteren; is uitgebreid geijkt en gevalideerd tijdens het systematisch ontgrondingsonderzoek.
Vgl. 3.9	Breusers-tijdsafhankelijke ontgrondingsformule voor verdisconteren van getijdestroming, is gevalideerd voor twee prototype ontgrondingen (Brouwersdam), is algemeen geldig
Vgl. 3.10	Karakteristieke tijdschaal voor meenemen van getijdestroming, is gevalideerd voor twee prototype testen (Brouwersdam), Aanbevolen wordt om de formulering voor het sedimenttransport aan te passen, zodat aan de erosiewet van Partheniades wordt voldaan, zie ook omschrijving 3.2 'aanpassen van Breusersformule'
Vgl. 3.11	Theoretisch formulering voor het bepalen van de dieptegemiddelde stroomsnelheid voor getijstromingen
Vgl. 3.12	Vereenvoudiging van vgl. 3.10
Vgl. 3.13	Geometrische formule voor het bepalen van het volume van ontgrondingskuil per strekkende meter, is algemeen geldig
Vgl. 3.14	Tijdsafhankelijke volumebalans; is algemeen geldig
Vgl. 3.15	Ontgrondingscapaciteit (volumebalans is gedifferentieerd naar de tijd); is algemeen geldig
Vgl. 3.16	Reductiemethode; substitutie van vgl. 3.13 in 3.15 geeft vgl. 3.16, is algemeen geldig
Vgl. 3.17	Gereduceerde sedimenttransport (hoeveelheid zand dat uit de kuil erodeert) wordt bepaald door het bodemtransport (bed load) en een deel van het zwevend transport (suspended load); is algemeen geldig. De hoeveelheid zwevend transport dient per geval geijkt te worden, zeker voor getijrivieren met grote waterdieptes.
Vgl. 3.18	Formule van Van Rijn voor bodemtransport; ijking en validatie is gebaseerd op ongeveer 500 (580) experimentele waarnemingen, is algemeen geldig. (voorspellingskracht toevoegen). A verification analysis using about 600 data shows that about 77% of the predicted bed load-transport rates are within 0.5 and 2 times the

	observed values (see also Van Rijn 1984. Sediment transport, Part II: Suspended load transport, J. of Hydr. Eng. Vol. 110, No. 10, p. 1431 – 1456).
Vgl. 3.19	Formule van Van Rijn voor zwevend transport; ijking en validatie is gebaseerd op ongeveer 500 (783) experimentele waarnemingen; is algemeen geldig (voorspellingskracht toevoegen). A verification analysis using about 800 data shows that about 76% of the predicted values are within 0.5 and 2 times the measured values (see also Van Rijn 1984. Sediment transport, Part II: Suspended load transport, J. of Hydr. Eng. Vol. 110, No. 11, p. 1613 – 1641).
Vgl. 3.20	Semi-empirische formule voor het bepalen van de steilheid van de aanzehelling. Indien de aanzehelling te steil wordt als gevolg van de optredende belasting (door stroomsnelheid en/of turbulentie), dan treedt ondermijning op ofwel het talud kan of afschuiven. Formule is geijkt en gevalideerd op basis van gootexperimenten, geen verificatie van prototype experimenten, dus beperkt geldig.
Vgl. 4.1	Formule voor het beschrijven van het snelheidsveld in een 3D straal/menglaag; is internationaal geaccepteerd en dus algemeen geldig.
Vgl. 4.2	Formule voor het beschrijven van het snelheidsveld in een 2D straal/menglaag; is internationaal geaccepteerd en dus algemeen geldig.
Vgl. 4.3	Wet van Torricelli (formule voor verticale snelheid in een straal (jet))
Vgl. 4.4	Geometrische formule voor beschrijven van de hoek die de straal met de horizontaal maakt.
Vgl. 4.5	Belanger vergelijking (formule voor het bepalen van de waterdiepte benedenstreams van de watersprong); is internationaal geaccepteerd en dus algemeen geldig.
Vgl. 4.6	Breusers tijdsafhankelijke ontgrondingsformule voor vallende stralen, geijkt en gevalideerd met gootexperimenten; niet geverifieerd met prototype experimenten.
Vgl. 4.7	Formule voor karakteristieke tijdschaal, voldoet niet aan de erosiewet van Partheniades, zie ook item 3.2 (aanpassen van Breusers formule) omschrijving ...
Vgl. 4.8	Formule van Schoklitsch (eerste formule voor het voorspellen van de evenwichtsdiepte door 2D-vallende stralen), is in de oorspronkelijke vorm niet geschikt voor prototype schaal, maar kan met een kleine aanpassing hier geschikt voor worden gemaakt, zie JHR-paper van Hoffmans (2009) zie ook item 4.2A.
Vgl. 4.9	Formule van Bormann en Julien, formule voor evenwichtsdiepte door overstortend water achter drempel/dijk (grade control structures) zonder bodembescherming, is geschikt voor prototype schaal.
Vgl. 4.10	Bepaling van Kb-parameter in vgl. 4.9
Vgl. 4.11	Fahlbush (1994) was de eerste onderzoeker, die op basis van een krachtenbalans een voorspeller voor de evenwichtsdiepte als gevolg van vallende stralen afleidde. Deze formule is vergelijkbaar met de formule van Veronese (1937). Daarom moeten beide vergelijking worden opgenomen. Recentelijk is deze relatie uitgebreid, zie ook omschrijving 4.2A. Voor prototype condities zijn beide formules algemeen geldig.
Vgl. 4.12	Formule van Qayoum (1960), empirische formule voor het berekenen van de evenwichtsdiepte door 2D-horizontale stralen (zonder bodembescherming), is geijkt en gevalideerd voor gootexperimenten, niet voor prototype schaal.
Vgl. 4.13	Formule van Altinbilek en Basmaci (1973). Empirische formule voor bepaling van evenwichtsdiepte door onderstromende constructies (2D); niet gevalideerd voor prototype schaal.
Vgl. 4.14	Formule van Breusers. Semi-empirische formule voor evenwichtsdiepte door 2DH-stralen. Nog nagaan wat verband is met krachtenbalans!
Vgl. 4.15	Formule wordt vervangen, zie omschrijving 4.2B. De nieuwe formule is gebaseerd op een krachtenbalans en dus algemeen geldig



Vgl. 4.16	Turbulentie-voorspeller, is gebaseerd op de transportvergelijkingen van de turbulente kinetische energie en dissipatie, dus algemeen geldig.
Vgl. 4.17	Empirische formule van Rajaratnam voor evenwichtsdiepte (3D-H stralen). is gebaseerd op gootexperimenten, niet geverifieerd voor prototype situaties.
Vgl. 4.18	Empirische formule van Ruff voor evenwichtsdiepte (3DH-stralen), is te herschrijven naar vgl. 4.20, dus is algemeen geldig (zie Hoffmans 2012, blz. ..).
Vgl. 4.19	Semi-empirische formule van Breusers voor evenwichtsdiepte (3DH stralen); is gebaseerd op straaltheorie, maar fit de metingen minder goed dan andere relaties, zie omschrijving 4.2B (betere fit relatie van Breusers toevoegen!)
Vgl. 4.20	Deze vergelijking wijzigen, zie omschrijving 4.2.B
Vgl. 5.1	Breusers-evenwichtsvergelijking, wordt vervangen, zie omschrijving 'herstellen van fouten.
Vgl. 5.2	Breusers tijdsafhankelijke ontgrondingsformule, is algemeen geldig
Vgl. 5.3	Formule voor karakteristieke tijdschaal, is niet gebaseerd op erosiewet van Partheniades en dient te worden aangepast.
Vgl. 5.4	Empirische formule voor evenwichtsdiepte rondom kribben, wordt veel toegepast in Indië en Pakistan, formule heeft coëfficiënt met dimensie, is niet in Nederland gevalideerd.
Vgl. 5.5	Oorspronkelijk Ahmad's vergelijking voor evenwichtsdiepte rondom kribben, wordt later uitgebreid met diverse K-factoren en is daarom algemeen geldig.
Vgl. 5.6	Uitgebreide Ahmad's vergelijking met K-factoren
Vgl. 5.7	Formulering hoe de K-factoren moeten worden berekend.
Vgl. 5.8	Formule van Liu et al. Voor evenwichtsdiepte rondom kribben; geijkt en gevalideerd voor gootexperimenten.
Vgl. 5.9	Formule van Dietz; voor- en nadelen van deze formule zijn al eerder genoemd. Advies is om 5.9 te laten staan, omdat er nog geen alternatief voor is.
Vgl. 5.10	Empirische formule voor turbulentie coëfficiënt behorend bij Dietz-formule.
Vgl. 5.11	Empirische formule voor turbulentie- coëfficiënt behorend bij Dietz-formule
Vgl. 5.12	Formule voor evenwichtsdiepte rondom kribben. Bestaat uit twee termen, te weten bijdrage constriction scour en bijdrage local scour (empirische relatie van Breusers). is uitgebreid geijkt en gevalideerd. Formule bevat voor local scour een K-factor die sterk afhankelijk is van de geometrie van de constructie of (stroomlijning of opgewekte turbulentie). Daarom wordt aanbevolen om deze formule alleen te gebruiken in oriënterende studies.
Vgl. 6.1	Breusers-evenwichtsvergelijking wordt vervangen, zie omschrijving 'herstellen fouten'
Vgl. 6.2	Breusers tijdsafhankelijke ontgrondingsformule is in Nederland voor ontgrondingen rondom brugpijlers niet systematisch onderzocht; er is wel experimenteel onderzoek in Japan verricht. Japanse onderzoekers hebben Breusers formule toegepast voor het voorspellen van het tijdsafhankelijke ontgrondingsproces rondom brugpijlers. Deze formule is opgenomen in de Scour Manual, zie vgl. 6.3, maar is niet gevalideerd voor prototype schaal afmetingen.
Vgl. 6.3	Karakteristiek tijdschaal betreffende ronde brugpijlers; is geijkt en gevalideerd met gootexperimenten, niet met brugpijlers op prototypeschaal.
Vgl. 6.4	Empirische formule voor evenwichtsdiepte rondom brugpijlers. Onduidelijk is of het de Laursen en Toch relatie betreft, zie ook Tabel 6.2 op blz. 116 van Scour Manual. (nog uitzoeken)

Vgl. 6.5	Formule voor evenwichtsdiepte rondom slanke ronde brugpijlers (indien pijlerbreedte << waterdiepte). Betreft best-guess voorspeller, geschikt voor prototype schaal en LBS.
Vgl. 6.6	Uitbreiding van vgl. 6.5, voorspelt evenwichtsdiepte voor zowel slanke als stompe brugpijlers, is algemeen geldig voor LBS mits K-factoren goed zijn geschat, wordt later uitgelegd.
Vgl. 6.7	Formule voor evenwichtsdiepte voor zowel slanke als stompe brugpijlers, is algemeen geldig mits K-factoren goed zijn geschat.
Vgl. 6.8	CSU-formule, voorspelt een bovengrens voor evenwichtsdiepte. Misschien dat deze formule kan worden vervangen door een meer recente richtlijn beschreven in HEC 18.
Vgl. 6.9	CSU-formule, voorspelt gemiddelde evenwichtsdiepte. Wellicht dat ook deze formule vervangen kan worden.
Vgl. 6.10	Uitleg hoe K-factoren bepaald moeten worden, is algemeen geldig.
Vgl. 6.11	K-factor aangaande stromingshoek
Vgl. 6.12	Maximale bovengrens: basis potentiaalstroming, bovengrens
Vgl. 6.13	Maximale stroomsnelheid: basis potentiaalstroming, bovengrens
Vgl. 6.14	Formule Carstens, bovengrens
<p><i>Hoe moet je de informatie verwerken?</i>            Bij elke formule dient kernachtig te worden aangegeven wat de uitgangspunten zijn (of geef verwijzingen).</p>	

6.4 eenduidige methode dimensioneren beschermingen
<p><i>Waar kun je de informatie halen?</i></p> <p>In diverse 'Scour &amp; Erosion' publicaties worden de afmetingen van ontgrondingskuilen besproken. The first seven conferences were held in Texas, USA (2002), Singapore (2004), Amsterdam, The Netherlands (2006), Tokyo, Japan (2008), San Francisco, USA (2010), Paris, France (2012) and Perth, Australia (2014). This eighth conference in the series, ICSE 2016, is being organised by HR Wallingford, and will be held in Oxford, UK from 12-15 September 2016.</p> <p>Bron: expert judgement. Voor slanke brugpijlers (rond/vierkant) is de evenwichtsdiepte ongeveer 1,5 keer de breedte van de brugpijler. Aannemende dat de zijhellingen een steilheid hebben van 1V:2H, dan is de breedte van de ontgrondingskuil gelijk aan <math>7b (= 1b + (2 \times 3)b)</math>. In de stromingsrichting is het benedenstroomse talud flauwer. Wordt hiervoor een steilheid van 1V:3H aangenomen, dan is de lengte van de ontgrondingskuil <math>8,5b (= 1b + 3b + 4,5b)</math>. Deze afmetingen komen goed overeen met de aanbevelingen van Bonasoundas (1973) voor een bodemverdediging, zie ook Fig. 6.8. blz. 124 van Scour Manual.</p> <p>Indien de brugpijler rechthoekig of elliptisch van aard is, dan zijn de kuilafmetingen sterk afhankelijk van de hoek die de hoofdstroom met de brugpijler maakt. In dergelijke gevallen is voor het bepalen van de bodemverdediging expert judgement vereist. Experimenteel onderzoek wordt dan aanbevolen.</p>
<p><i>Hoe moet je de informatie verwerken?</i></p> <p>In hoofdstuk 6 'Bridge piers' moet de methode van Hjorth worden weggeschreven. Deze methode is uitsluitend op gootexperimenten gebaseerd en niet met prototype ontgrondingen gevalideerd. Bovendien moet kernachtig bovenstaande boodschap worden verwerkt.</p>

### 1.3 criteria berekeningsmethode geven

#### *Waar kun je de informatie halen?*

Bron: expert judgement

In het ontwerpproces van waterbouwkundige constructies worden verschillende fasen onderscheiden, te weten

- 1) Voorontwerp (feasibility of offertefase)
- 2) Voorlopig ontwerp (offerte- of gunningsfase)
- 3) Uitvoeringsontwerp/definitief ontwerp (gunningsfase/uitvoeringsfase)

Voor het maken van een voorontwerp dient een grove inschatting te worden gemaakt van de afmetingen van ontgrondingskuilen. Wanneer een definitief ontwerp wordt gemaakt is een betere voorspelling van de dimensies van de ontgrondingen vereist.

In een voorontwerp kunnen bijna alle formules worden toegepast (omdat het handboek ontgrondingen bedoeld is om in het veld een berekening te maken). Voor een verfijning van de resultaten wordt de reductiemethode of 'Prediction Scour Tool' geadviseerd, i.e. het ontgrondingsproces wordt per tijdstap tot de evenwichtsdiepte berekend (zie paragraaf 3.3.5 (blz. 51 – 56)).

Ook van belang in het ontwerp-proces is de keuze van de veiligheidsfactor (of betrouwbaarheidsindex), zie ook het later te behandelen item 1.6 'scour baseren op veiligheidsfilosofie'. In een voorontwerp zal veelal in verband met tijdsdruk een bovengrens van de veiligheidsfactor worden gehanteerd (niet alle aspecten van het ontwerp kunnen in een kort tijdsbestek goed worden uitgezocht), terwijl in de uitvoeringsfase (in overleg met de opdrachtgever) een probabilistische som kan worden gemaakt. In sommige gevallen (bijv. voor grote/complex waterbouwkundige werken) wordt experimenteel onderzoek aanbevolen.

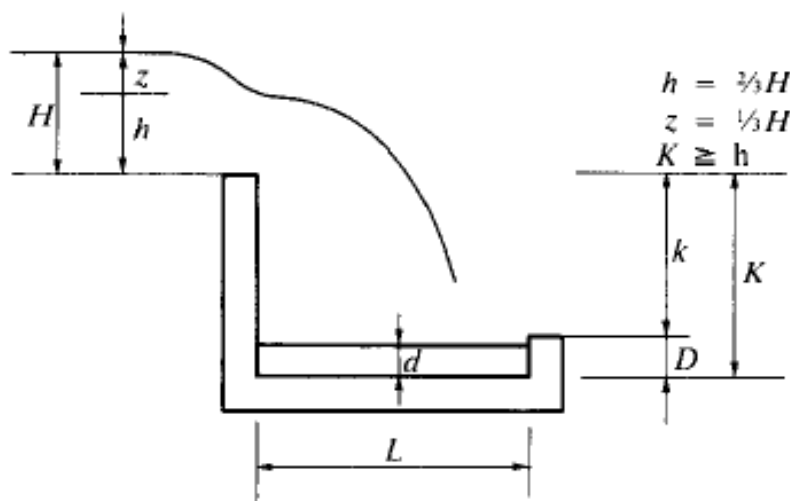
#### *Hoe moet je de informatie verwerken?*

In hoofdstuk 1 (paragraaf 1.2) moet in een alinea bovenstaande boodschap worden verwerkt.

### 3.4 bepalen van optimale lengte bodembescherming

#### Waar kun je de informatie halen?

Bron: Cultuurtechnisch Vademecum. Voor de vernietiging van de energie die vrijkomt door het vallende water is een constructie nodig die tevens voorkomt dat de benedenstrooms van de stuw gelegen bodem erodeert. Voor de bepaling van lengte en diepte van een dergelijke constructie bestaan vele theorieën. De meest gebruikte empirisch bepaalde methode voor volkomen overlaten is weergegeven in onderstaande figuur. De woelbaklengte  $L$  die aldus wordt uitgerekend, moet bij toepassing van een klep worden opgeteld bij de op het horizontale vlak geprojecteerde kleplengte (voor details aangaande de rekenmethode zie blz. 888 t/m 890 van CV).



Voor het reduceren van de na de woelbak resterende energie is vaak een stortebed noodzakelijk. Indien geen stortebed aanwezig is, dient de stabiliteit van de constructie te worden beoordeeld/getoetst gegeven de evenwichtsdiepte (voor de bepaling hiervan zie item 4.2A 'implementatie diverse formules (vallende stralen)').

De noodzakelijke lengte van de bescherming van de benedenstroomse waterloop is afhankelijk van onder meer de goede werking van een woelbak, de waterdiepte in de betreffende waterloop de bodemgesteldheid en de maximaal passerende debieten en stroomsnelheden. Het stortebed moet voldoende gewicht hebben om de bodem die als gevolg van potentiaalverschillen aan opwaartse krachten onderhevig is, op zijn plaats te houden en/of moet tevens "open" zijn om het kwelwater door te laten. De oppervlakte van het stortebed moet ruw zijn om de stroomsnelheid tot voor een onbeschermde bodem aanvaardbare proporties terug te brengen. (zie ook omschrijving 1.10 'ontgronding bij overgangen'; van glad naar ruw geeft belastingverhoging en van ruw naar glad een belastingverlaging).

In de praktijk varieert de lengte van een stortebed van circa 3 m bij kleine stuwen tot circa 30 m bij stuwen met grote afmetingen. Voor complexe waterbouwkundige constructies gelden andere criteria en is soms schaalmodelonderzoek nodig. Als vuistregel zou kunnen worden aangehouden dat het stortebed in eerste aanleg een minimale lengte dient te hebben van 15 maal de drempelhoogte, zie blz. 37 van Hoffmans 2012. Experimenteel onderzoek heeft aangetoond dat de belasting benedenstrooms van een drempel met hoogte  $D$  maximaal is voor  $10 < L/D < 20$ . Daarna neemt de belasting geleidelijk tot uniforme stromingscondities af.

Mocht blijken dat na verloop van een bepaalde periode bodemerosie benedenstrooms van het stortebed plaatsvindt, dan kan de bodembescherming op eenvoudige wijze door bestorting worden verlengd. Het is daarbij zaak de toestand van de bodem gedurende die bepaalde periode nauwlettend te volgen. Deze strategie is tijdens de uitvoering van de Deltawerken gehanteerd. Wanneer de aanzethellingen van de ontgrondingskuilen te steil werden, werd er bijgestort. Aanzethelling werden gefixeerd.

Door daling van de bovenstroomse waterspiegel zal even voor de overlaat een snelheidsverhoging plaatsvinden. Tevens kan door de plotselinge profielvernauwing aan de bovenstroomse zijde van de stuw neervorming (draaikolken) optreden. De snelheidsverhoging en de neervorming kunnen leiden tot aantasting van bodem en taluds van de bovenstroomse waterloop. Het is daarom wenselijk even boven de stuw een ontvangbed te maken dat op dezelfde manier geconstrueerd kan worden als het stortebed. De lengte van het ontvangbed varieert van minimaal 1 tot maximaal 5 m. Voor complexe (grote) waterbouwkundige constructies gelden andere criteria. Soms is schaalmodelonderzoek nodig

*Hoe moet je de informatie verwerken?*

Bespreek in Hoofdstuk 3 een voorbeeld hoe je de lengte van een stortebed achter een drempel/stuw moet dimensioneren. Geef hierbij tips en achtergrondinformatie zoals hierboven is gegeven.

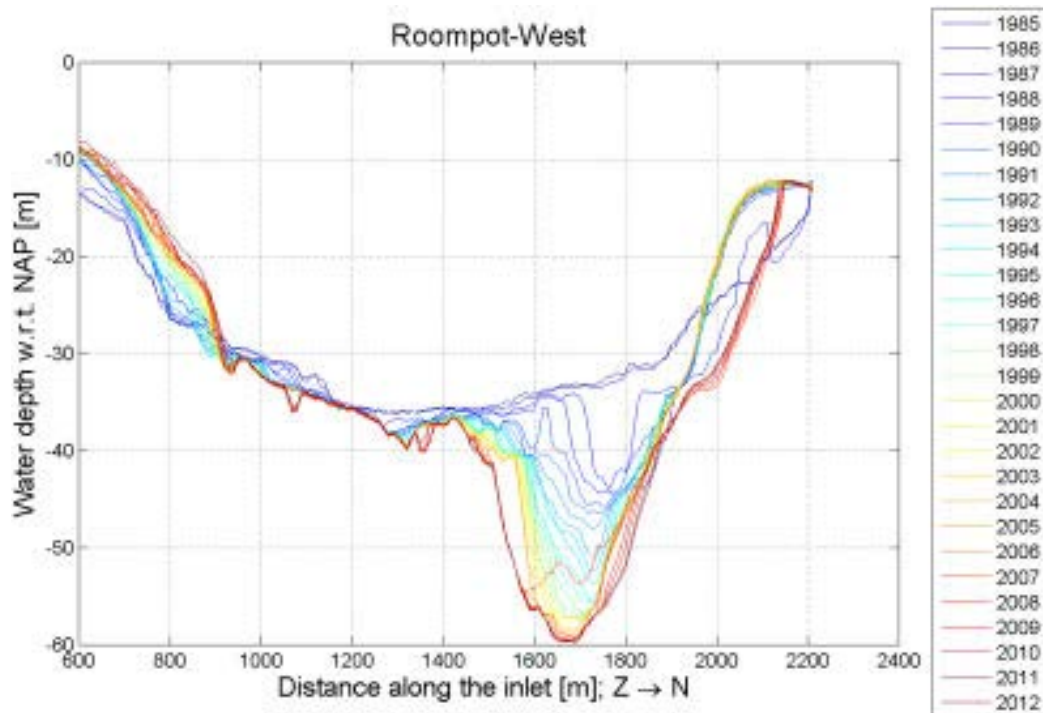
### 3.1 implementatie kennis Oosterschelde

#### Waar kun je de informatie halen?

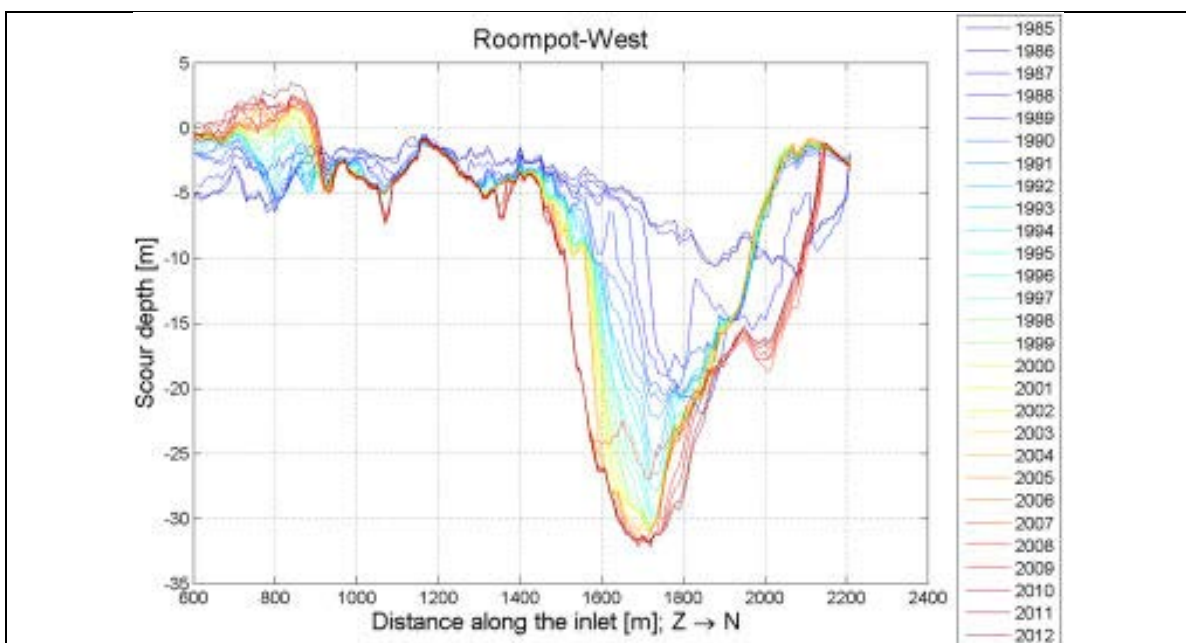
Bron: Van Velzen, G., Raaijmakers, T.C., Hoffmans, G.J.C.M., 2014. Scour development around the Eastern Scheldt storm surge barrier-field measurements and model predictions, ICSE-7 Perth. Theo Stoutjesdijk, Marco de Kleine, John de Ronde, Tim Raaijmakers, 2012. Stormvloedkering Oosterschelde: ontwikkeling ontgrondingskuilen en stabiliteit bodembescherming, Hoofdrapport, Deltares-rapport 1206907-005.

With a length of nine kilometres the Eastern Scheldt storm surge barrier is one of the largest flood defence structures in the world. Partly consisting of gates and partly consisting of dams, the Eastern Scheldt barrier protects the southern part of the Netherlands against flooding, while maintaining a salt-water habitat in the Eastern Scheldt estuary. On each side of the barrier a scour protection with a length of 550–650 m prevents scour from endangering the stability of the barrier. Van Velsen et al. (2014) describe the scour development downstream of the scour protection of the Eastern Scheldt barrier based on an extensive bathymetrical dataset for the years 1985–2012. This dataset shows that scour holes developed up to 34 m deep and side slopes became as steep as 1:2. Furthermore, a Scour Prediction Tool (vergelijkbaar met de reductiemethode, zie paragraaf 3.3.6 van Scour Manual) was developed, which was used to predict the dynamic scour development up to the year 2050. These predictions are used to define a proper scour management strategy for the remaining lifetime of the structure.

Bovenstaande publicatie beschrijft het ontgrondingsproces benedenstrooms van de Stormvloedkering Oosterscheldekering. Onderstaande figuren geven de maximale ontgrondingsdiepte als functie van de tijd voor de Roompot.

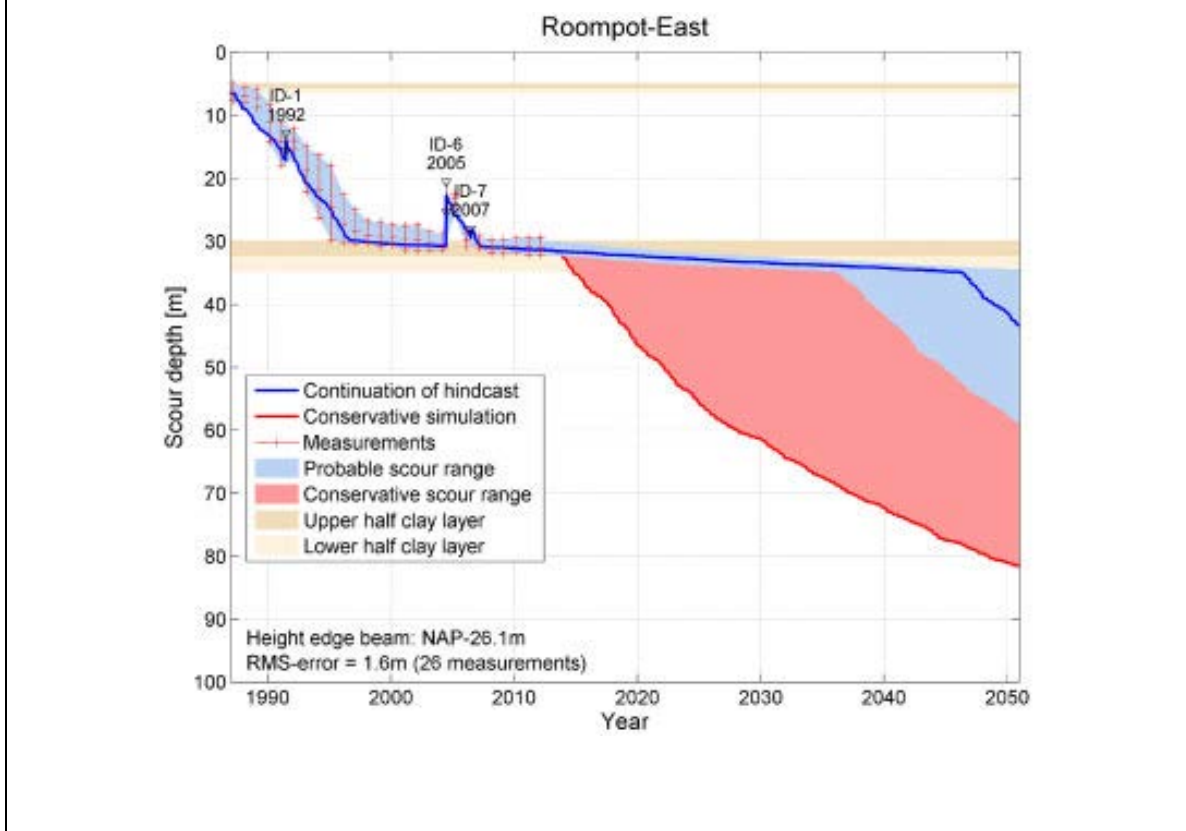


Maximum water depth along the barrier at 'Roompot-West' with respect to NAP



Maximum scour depth along the barrier at Roompot-West' with respect to the initial height of the edge beam.

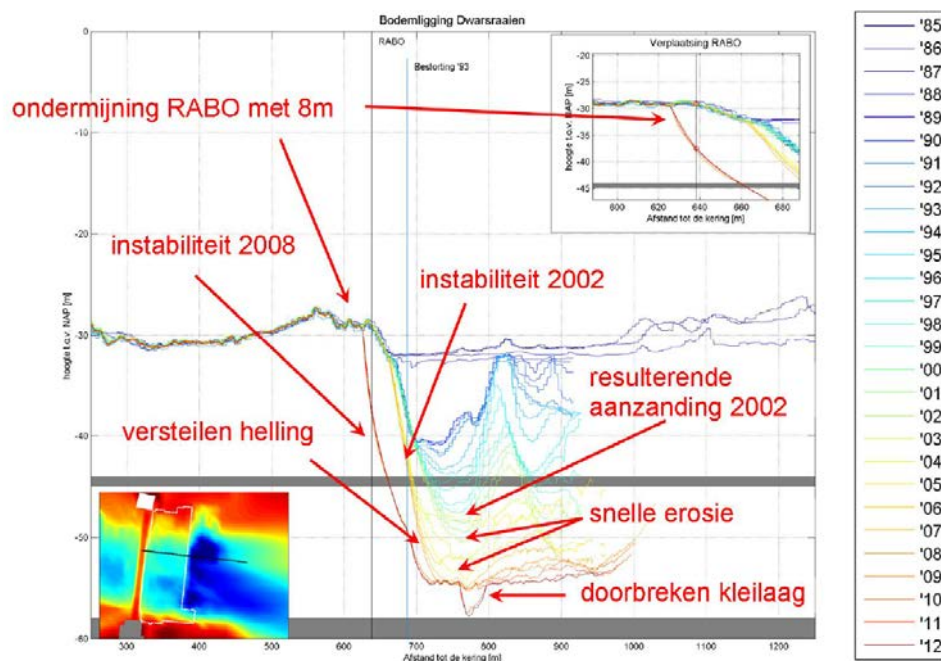
Niet alleen de ontgrondingsprocessen worden beschouwd, maar ook de geotechnische faalmechanismen. Vanaf 1985 zijn afschuivingen en zettingsvloeiingen waargenomen en in de tijd uitgezet. Daarnaast zijn voorspellingen tot 2050 gedaan, zie onderstaande figuur





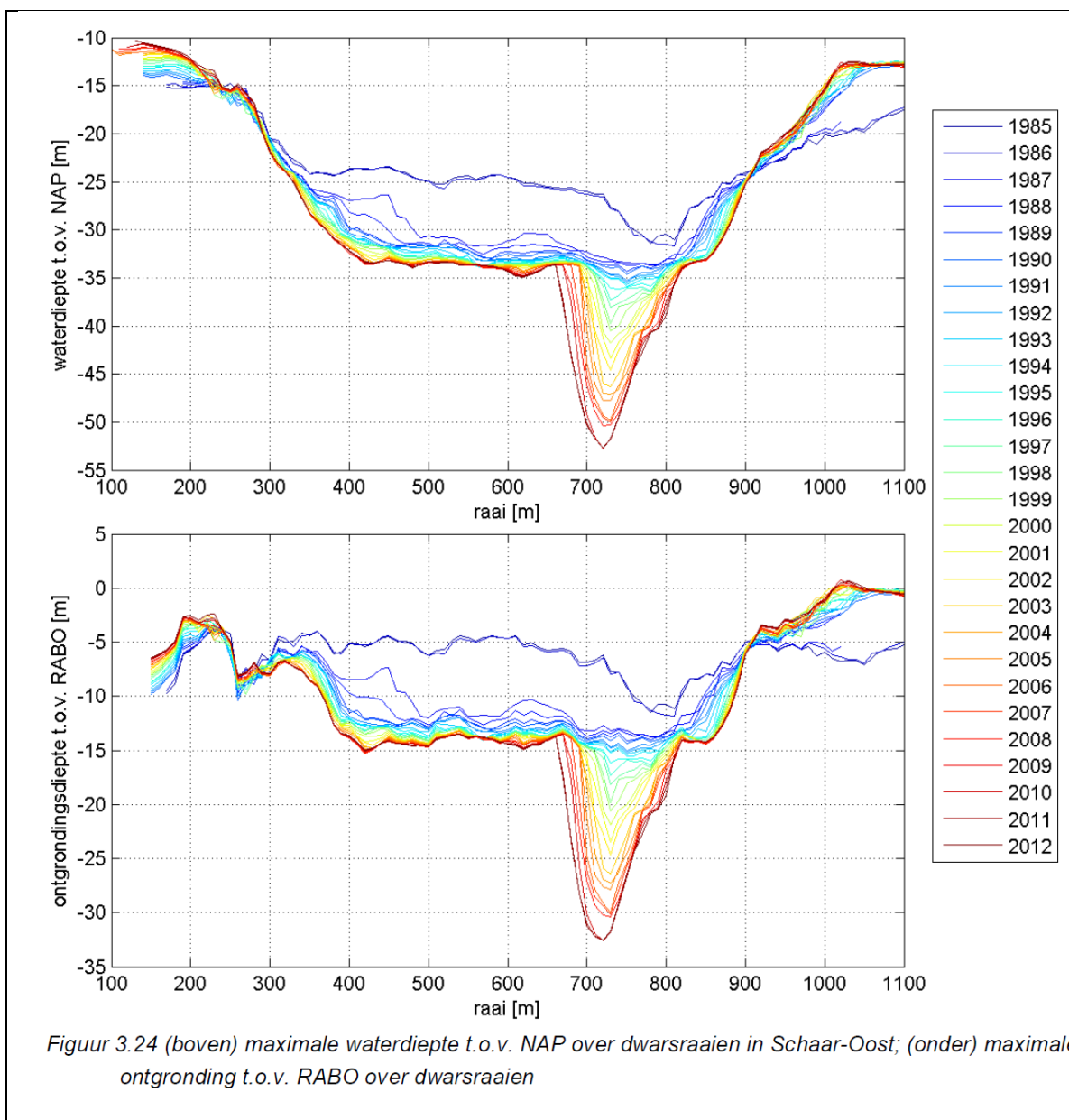
Onderstaande Figuur 3.6 toont verschillende processen, die zich tussen 1985 en 2012 hebben voorgedaan in dwarsraai 1570 in Roompot-Oost weergegeven. In chronologische volgorde kan worden waargenomen:

1. Geleidelijke ontwikkeling van de ontgrondingskuil, waarbij het bovenste deel van de aanzehelling een constante positie behoudt, omdat dit deel (tussen de "RABO" en "Bestorting '93") in 1993 is bestort. Hieronder gaat de ontgroning geleidelijk door: de ontgrondingskuil wordt dieper en het onbestorte deel van de aanzehelling wordt steeds steiler.
2. In 2002 treedt een geotechnische instabiliteit op, wat leidt tot een verzakking van de onderste helft van het bestorte deel van de aanzehelling. De bovenste helft (met een wat flauwer talud) behoudt zijn positie en de RABO wordt niet aangetast.
3. De resulterende aanzanding van 2002 in de ontgrondingskuil wordt snel weggeërodeerd (in ongeveer 2 jaar) en de ontgroning neemt verder toe waardoor de steilheid van het onbestorte deel van de aanzehelling verder toeneemt. Van enig positief effect van de naar beneden verplaatste hellingsbestorting lijkt geen sprake.



Figuur 3.6 Voorbeeld van een dwarsraai met enkele typische processen, die zich in 27 jaar hebben voorgedaan (Roompot-Oost, dwarsraai 1570)

De ontgrondingskuil in Schaar-oost is allerminst in evenwicht. De huidige maximale waterdiepte is NAP-53m en de ontgrondingsdiepte (t.o.v. de RABO) is ongeveer 33m. De ontgrondingskuil, die nu het diepst is in de noordelijke helft van de stroomgeul, breidt zich in alle richtingen uit, maar vooral richting de as van de stroomgeul, waardoor de diepte in de toekomst nog flink kan toenemen (zie Fig. 3.24).



#### Hoe moet je de informatie verwerken?

Hoofdstuk 3 "Sills" beschrijft het ontgrondingsproces achter drempels en behandelt de Nederlandse ontgrondingsfilosofie. De Breusers methode is in bovengenoemde publicatie toegepast voor het maken van een voorspelling tot 2050.

- Beschrijf de effecten van klei op het ontgrondingsproces
- Neem figuur op van gemeten maximale ontgrondingsdiepte van 1985 tot 2012 en bespreek naast het ontgrondingsproces ook de optredende afschuivingen en zettingsvloeiingen
- Bespreek de voorspelde ontgrondingsdieptes als functie van de tijd t/m 2050 (inclusief onder- en bovengrens).

## 2.2 Fase 2

### 4.6 behandelen van ontgronding bij duiker

---

*Waar kun je de informatie halen?*

Bron: [https://nl.wikipedia.org/wiki/Duiker\\_\(kunstwerk\)](https://nl.wikipedia.org/wiki/Duiker_(kunstwerk)): Een duiker is een civieltechnisch kunstwerk, zie onderstaande figuren. Het is een kokervormige constructie, gelegen in een weg of toegangsdam, die is bedoeld om wateren met elkaar te verbinden. Ook kan een duiker worden aangelegd, indien een waterweg een watergang kruist. Bij een duiker wordt in principe de bodem van de watergang onderbroken, dit in tegenstelling tot een brug of aquaduct. Duikers worden over het algemeen gemaakt van beton of (plaat)staal. In het verleden werden ook gemetselde duikers gemaakt. Hout was vroeger ook een veel gebruikt materiaal.



Bron: <http://imgeo.geostandaarden.nl/def/imgeo-object/overigbouwwerk>

Een sifon of onderleider, en een knijpduiker zijn specifieke types van een duiker. Door een klep aan te brengen, die het water slechts in één richting doorlaat, kan een klepduiker tot een eenvoudige spuisluis worden gemaakt.

Indien de bodem direct achter de duiker onbeschermd is, dient rekening te worden gehouden met lokale ontgrondingen. Richtlijnen hiervoor zijn gegeven in item 4.2B 'implementatie diverse formules jets (horizontal jets)', zie ook onderstaande linker-figuur. Niet alleen in de verticale maar ook in de horizontale richting kan erosie optreden, zie onderstaande rechterfiguur. Omdat erosie uiteindelijk de constructie kan/zal ondermijnen, dient de bodem in de omgeving van de constructie voldoende te worden beschermd, zowel benedenstrooms als bovenstrooms.

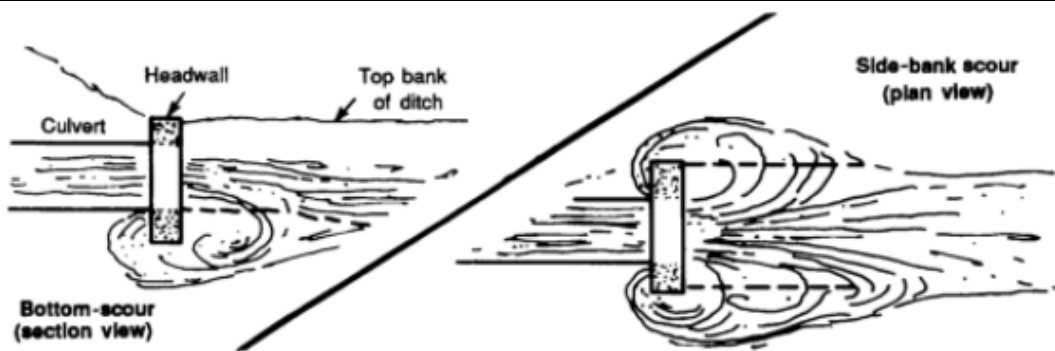
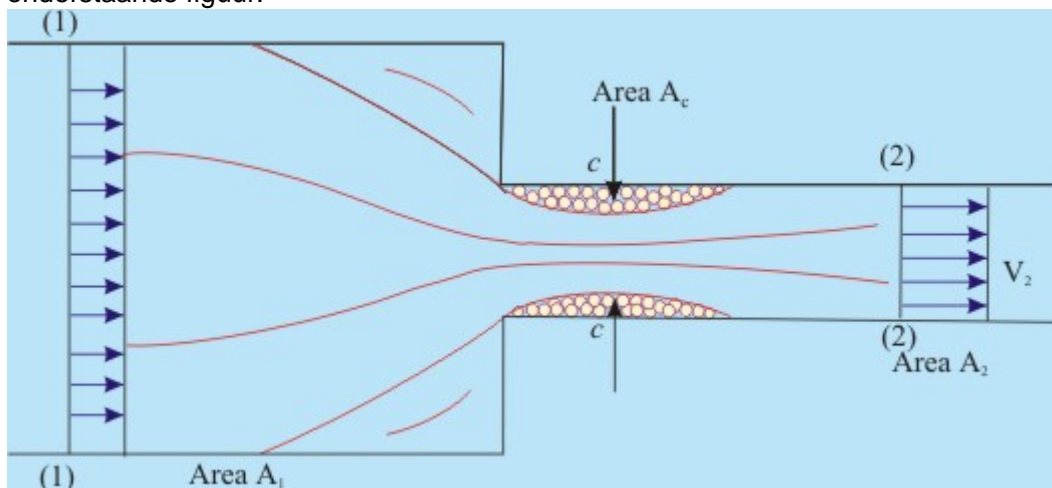


Figure 6-48. Outlet erosion

Bron: <http://www.globalsecurity.org/military/library/policy/army/fm/5-430-00-1/CH6.htm>

Vraag is nu: “Wat is voldoende beschermd?” Het ontwerp moet gebaseerd zijn op het ontstaan van een ontgrondingskuil aan de uitstroomzijde dat de constructie niet in gevaar brengt, ofwel de constructie dient aan de functie-eisen te voldoen niet alleen tijdens de bouwfase maar ook gedurende de economische levensduur. Het voldoen aan de functie-eisen is een iteratief proces, waarbij telkens de omvang van de kuil, de kosten van de bodembescherming en het risico van falen een rol spelen. Voor kleine waterbouwkundige constructies zijn vuistregels beschikbaar, verwijst naar Cultuurtechnisch Vademecum, zie ook omschrijving 3.4 ‘bepalen van optimale lengte bodembescherming’. Voor complexe constructies wordt aanvullend onderzoek, bijvoorbeeld bij schuine uitstroming, aanbevolen.

In sommige gevallen dient ook een bodembescherming bovenstrooms van de duiker te worden aangebracht als gevolg van de verhoogde snelheid ter plaatse van de instroom, zie onderstaande figuur.



*Hoe moet je de informatie verwerken?*

In hoofdstuk 4 “Sills” dient een voorbeeld te worden uitgewerkt over de optimale bodembescherming zowel bovenstrooms als benedenstrooms van de constructie. De hydraulische randvoorwaarden worden in overleg met RWS vastgesteld. Uitwerking van een standalone voorbeeld geschiedt door marktpartijen, zie ook omschrijving 3.4 ‘bepalen van optimale lengte bodembescherming’.

## 6.5 kennis HEC-18 opnemen?

---

### *Waar kun je de informatie halen?*

Bron: Hydraulic Engineering Circular No. 18, Evaluating Scour at Bridges, Fifth Edition, U.S.

Summary HEC-18: This document is the fifth edition of HEC-18. It presents the state of knowledge and practice for the design, evaluation and inspection of bridges for scour. There are two companion documents, HEC-20 entitled "Stream Stability at Highway Structures," and HEC-23 entitled "Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures." These three documents contain updated material from previous editions and continued research by NCHRP, FHWA, State DOTs, and universities.

This fifth edition includes: a new section on contraction scour in cohesive materials, an updated abutment scour section, alternative abutment design approaches, alternative procedures for estimating pier scour, and new guidance on pier scour with debris loading. There is a new chapter on soils, rock and geotechnical considerations related to scour. Additional changes include: a new approach for pier scour in coarse material, new sections on pier scour in cohesive materials and pier scour in erodible rock, revised guidance for vertical contraction scour (pressure flow) conditions, guidance for predicting scour at bottomless culverts, deletion of the "General Scour" term, and revised discussion on scour at tidal bridges to reflect material now covered in HEC-25 (2nd Edition).

Hieronder wordt een overzicht gegeven van hoofdstukken/paragrafen uit HEC-18, die interessant zijn voor het actualiseren van de Scour Manual.

1. Paragraaf 2.3.3 van de Scour Manual beschrijft kwalitatief de sterkte van klei in relatie tot verschillende parameters (zoals cohesie, CEC, zoutgehalte, SAR, pH-niveau etc.). Onderstaande tabel (uit paragraaf 4.2.2 Cohesive Soils van HEC-18) geeft informatie over de erodeerbaarheid van klei per specifieke parameter. Check of alle genoemde factoren ook in paragraaf 2.3.3 van Scour Manual worden beschouwd. Leg hierbij uit wat de fysische betekenis van de parameter is of geef een verwijzing.

Table 4.1. Factors Influencing the Erodibility of Cohesive Soils (NCHRP 2004).

When this Parameter Increases	Erodibility
Soil water content	*
Soil unit weight	decreases
Soil plasticity index	decreases
Soil undrained shear strength	increases
Soil void ratio	increases
Soil swell	increases
Soil mean grain size	*
Soil percent passing sieve #200	decreases
Soil clay minerals	*
Soil dispersion ratio	increases
Soil cation exchange capacity	*
Soil sodium absorption ratio	increases
Soil pH	*
Soil temperature	increases
Water temperature	increases
Water chemical composition	*
*unknown	

2. Paragraaf 4.2.3 'Rock': Prediction of scour in rock is a function of hydraulic loading conditions as well as rock resistance properties; it is not a function of rock properties alone. Rock scour can occur in four modes (NCHRP 2011e): 1. Dissolution of soluble rocks, 2. Cavitation, 3. Quarrying and plucking of durable, jointed rock and 4. Abrasion and grain-scale plucking of degradable rock. Voeg een sub-paragraaf in paragraaf 2.3 toe. Beschrijf globaal 'Rock scour', voeg onderstaande foto toe en verwijst naar het werk van Annandale (1995) en Bollaert & Schleiss (2003).



Scour in rock (sandstone; HEC 18)

3. Paragraaf 4.3.2 'Shear Stress' (uit HEC-18) beschrijft de kritische bodemschuifspanning als functie van de korrelgrootte, zie onderstaande figuur.

De kritische Shields parameter is/blijft voor een toenemende steengrootte constant. HEC-18 geeft

$$\tau_c = Cd_{50} \quad (1)$$

Aanbevolen wordt om deze formule op te nemen, maar opmerken dat de kritieke Shieldswaarde gelijk is aan 0.06, zoals hieronder zal worden aangetoond.

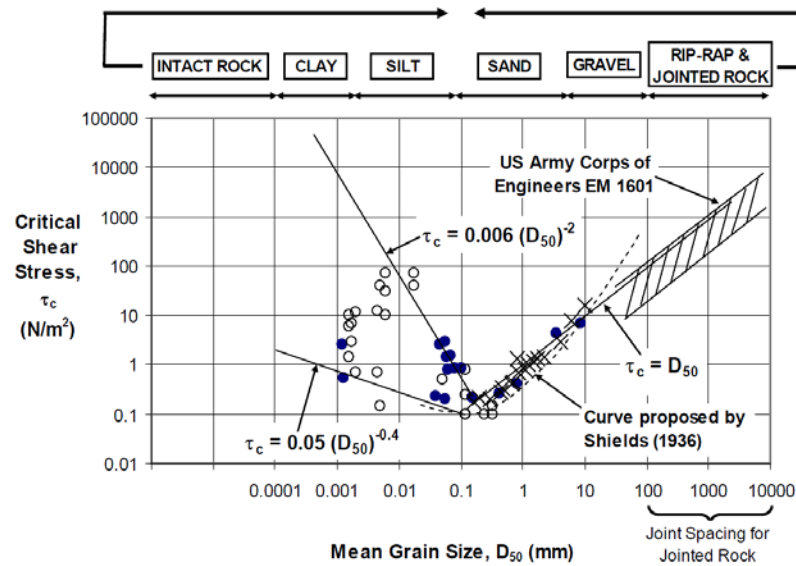


Figure 4.6. Critical shear stress vs. particle grain size (Briaud et al. 2011)

waarin  $C (= 10^3 \text{ N/m}^3)$  een constante parameter met dimensie is. (Merk op dat de Amerikanen met  $\tau_c = d_{50}$  in mm, rekenen, zie bovenstaande figuur). De kritische bodemschuifspanning is gedefinieerd als (Shields 1936)

$$\tau_c = (\rho_s - \rho) g d_{50} \Psi_c \quad (2)$$

dus de kritische Shields parameter is te schrijven als

$$\Psi_c = \frac{\tau_c}{(\rho_s - \rho) g d_{50}} \quad (3)$$

of

$$\Psi_c = \frac{C}{(\rho_s - \rho) g} = \frac{10^3}{(2650 - 1000) \cdot 9,81} = 0,06$$

Hieruit volgt dat de Amerikanen voor loskorrelige materialen zoals zand, grind en stenen een kritische Shields parameter van 0,06 hanteren. (Merk op dat voor turbulente stromingen de kritische Shields parameter van 0,03 tot 0,06 varieert) Verwerk deze informatie in paragraaf 2.3.2, zie ook item 2.1 'Paintal toevoegen aan Shields diagram'.

Omdat de sterkte van klei vooral door de cohesie wordt bepaald, niet door de korrelgrootte, moet bovenstaande figuur niet worden overgenomen.

4. Paragraaf 5.3.3 'Geology and Stream Geomorphology': The geology and geomorphology of the site needs to be studied to determine the potential for long-term bed elevation changes at the bridge site. Beschrijf in een sub-paragraaf (in Hoofdstuk 2 'Basic concepts') de effecten van de heterogeniteit van de ondergrond, i.e., aanwezigheid van meer of minder erodeerbare lagen zoals bijvoorbeeld kleilagen of zand (Oosterschelde kering; getijrivieren Rotterdam).
5. Sediment transport computer models can be used to determine long-term aggradation or degradation trends. Ofschoon de Amerikanen hun eigen software hebben voor het voorspellen van de waterbeweging en sedimenttransport wordt geadviseerd om in Hoofdstuk 2 (Basic concepts) het Delft3D model beknopt te beschrijven, niet meer dan 3 alinea's (zie hieronder).

Delft3D is a world leading 3D modelling suite to investigate hydrodynamics, sediment transport and morphology and water quality for fluvial, estuarine and coastal environments. The following sub models are available Delft3D flow (FLOW), morphology (MOR) and waves (WAVE).

The FLOW model is the heart of Delft3D and is a multi-dimensional (2D or 3D) hydrodynamic (and transport) simulation programme which calculates non-steady flow and transport phenomena resulting from tidal and meteorological forcing on a curvilinear, boundary fitted grid.

The MOR model computes sediment transport (both suspended and bed load) and morphological changes for an arbitrary number of cohesive and non-cohesive fractions. Both currents and waves act as driving forces and a wide variety of transport formulae have been incorporated. For the suspended load this module connects to the 2D or 3D advection-diffusion solver of the FLOW model; density effects may be taken into account.

*Indien Scour Manual ook golven behandelt, dan het onderstaande toevoegen.*

*An essential feature of the MOR model is the dynamic feedback with the FLOW and WAVE models, which allow the flows and waves to adjust themselves to the local bathymetry and allows for simulations on any time scale from days (storm impact) to centuries (system dynamics). It can keep track of the bed composition to build up a stratigraphic record. The MOR module may be extended to include extensive features to simulate dredging and dumping scenarios.*

6. Chapter 6 Contraction scour: Example Problem. Given: The upstream channel width = 98.2 m; depth = 2.62 m; discharge is 773 m<sup>3</sup>/s and is all contained within the channel. Channel slope = 0.004 (m/m). The bridge abutments consist of vertical walls with wing walls, width = 37.2 m; with 3 sets of piers consisting of 3 columns 0.38 m in diameter. The bed material size: from 0 to 0.9 m depth below the bed the  $d_{50}$  is 0.31 mm and below 0.9 m depth below the bed the  $d_{50}$  is 0.70 mm with a fall velocity of 0.10 m/s. Original depth at bridge is estimated as 2.16 m. Determine: The magnitude of the contraction scour depth.

Check of antwoorden overeenkomen met de formules uit paragraaf 2.4.1 'Constriction scour'.



Volgens HEC-18 geldt: Total scour depth is 5.24 m from water surface. Scour depth is 3.08 m from original bed surface.

7. Bridge pier scour: Onderstaande figuur geeft een goede indruk van de stroming rondom een slanke brugpijler, dus de pijlerdiameter is ten opzichte van de waterdiepte klein. Vervang Fig. 6.1 blz. 110 van SM door onderstaande figuur.

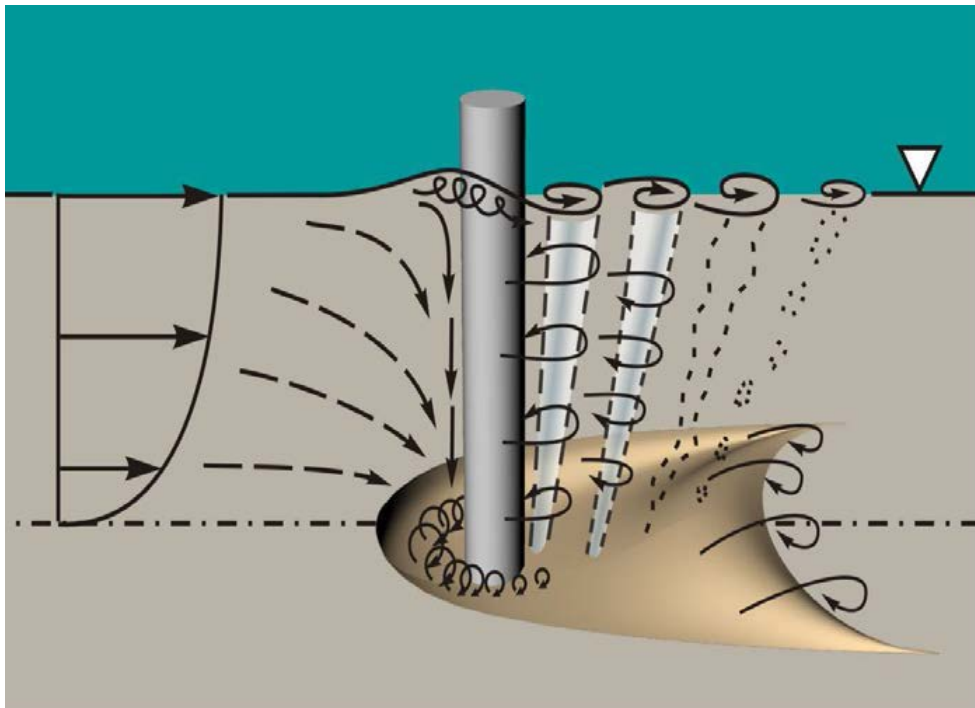


Figure 3.3. The main flow features forming the flow field at a narrow pier of circular cylindrical form (NCHRP 2011. Evaluation of Bridge Scour Research: Pier Scour Processes and Predictions, Robert Ettema, George Constantinescu, Bruce Melville)

De stroming rondom een stompe (niet slanke) constructie wordt in onderstaande figuur gegeven. Vervang Fig. 6.2 (blz. 111 van SM) door onderstaande figuur en beschrijf aanvullend de stroming.

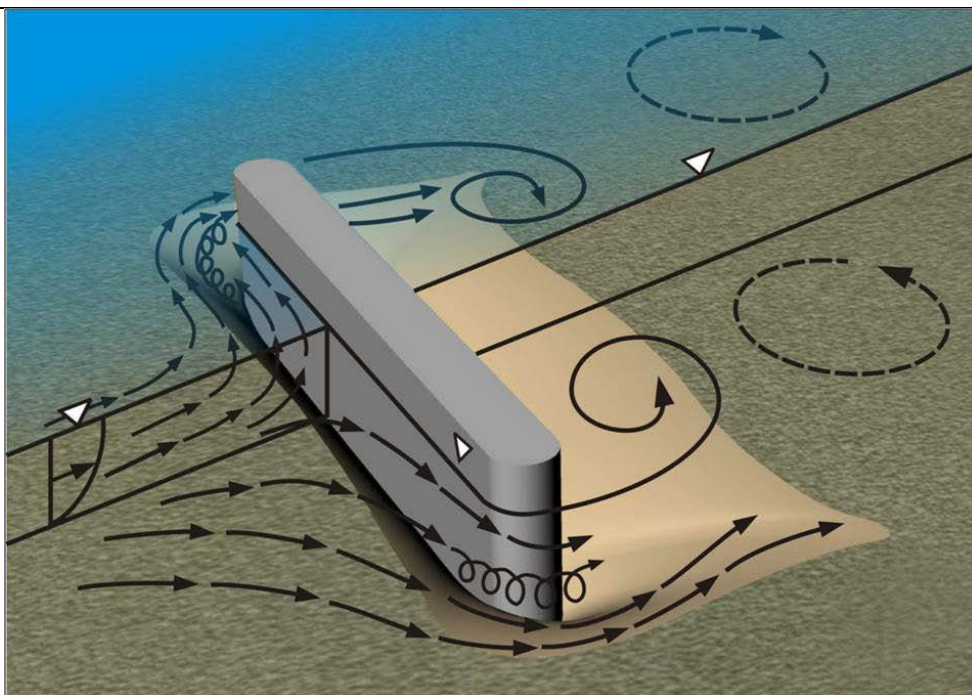


Figure 3.5. Main features of the flow field at a wide pier ( $h/b < 0.2$ ) (NCHRP 2011a and c).

The HEC-18 equation is (see also Eq. 6.8 p. 115 of Scour Manual)

$$\frac{y_{m,e}}{h} = 2K_1K_2K_3 \left(\frac{b}{h}\right)^{0,65} Fr^{0,43}$$

where:

- $y_{m,e}$  equilibrium scour depth, (m)
- $h$  flow depth directly upstream of the pier, (m)
- $K_1$  correction factor for pier nose shape
- $K_2$  correction factor for angle of attack of flow
- $K_3$  correction factor for bed condition
- $b$  pier width (m)
- Fr Froude Number directly upstream of the pier =  $U_0/(gh)^{1/2}$
- $U_0$  mean velocity of flow directly upstream of the pier (m/s)
- $g$  acceleration of gravity ( $9.81 \text{ m/s}^2$ )

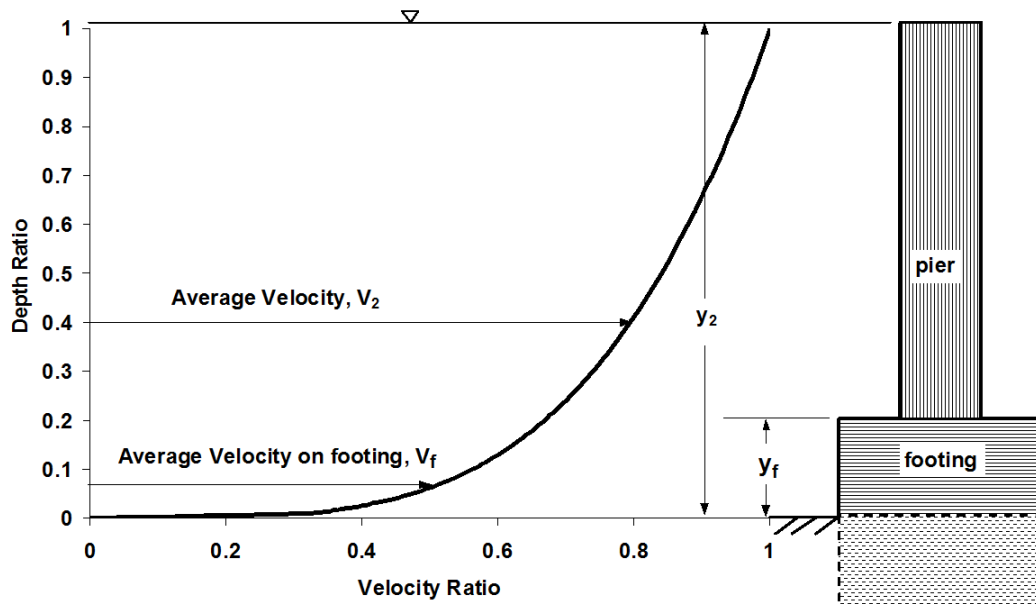
Omdat de HEC-18 vergelijking ten opzichte van vgl. 6.8 (ook wel de ‘Colorado State University relation’ genoemd) onveranderd is gebleven, vgl. 6.8 (uit de Scour Manual) is

$$\frac{y_{m,e}}{h} = 2K_i \left(\frac{b}{h}\right)^{0,65} Fr^{0,43}$$

moet alleen een opmerking hierover worden gemaakt (Hierin is  $K_i = K_1K_2K_3$ ). Tekst onder vgl. 6.8 aanpassen!

8. HEC-18 geeft voor het bepalen van lokale ontgravingen een rekenreceptuur mits de brugpijler op een caison (footing) staat (zie onderstaande figuur).

Omdat deze problematiek ook in Nederland speelt, wordt dit verder in item 6.7 'evaluatie circular pier op caisson' uitgewerkt. Opgemerkt wordt dat in Nederland (in tegenstelling tot USA, Nieuw Zeeland) de bodem rondom brugpijlers wordt beschermd.



9. Pier scour in cohesive materials generally progresses more slowly and is more dependent on soil properties than for non-cohesive sediments. Briaud et al. (2011) present a pier scour equation for cohesive material that incorporates the critical velocity ( $U_c$ ) for initiation of erosion. Based on flume experiments they found for the equilibrium scour depth

$$y_{m,e} = 2,2K_i b^{0,65} \left( \frac{2,6U_0 - U_c}{\sqrt{g}} \right)^{0,7}$$

Verwerk deze ontgrondingsformule voor kleiige rivierbodems in Hoofdstuk 6 'Bridge piers'. Voorbeeld: Aannemende dat de breedte van een ronde brugpijler gelijk is aan  $b = 10$  m, aanstroomsnelheid is  $U_0 = 2$  m/s, kritische stroomsnelheid is  $U_c = 1,5$  m/s (zie hoofdstuk 2 van de Scour Manual), dan is  $y_{m,e} = 11,0$  m. Indien de bodem zandig is ( $U_c = 0,25$  m/s), dan wordt verkregen:  $y_{m,e} = 13,5$  m. Voor zand vond Breusers:  $y_{m,e} = 1,5 \times 10 = 15,0$  m.

10. Ter informatie (behoeft niet te worden verwerkt): Voor het voorspellen van ontgrondingen nabij kribben hanteren de Amerikanen 3 formules, te weten, 1) Froehlich's Abutment Scour Equation (deze formule betreft een bovengrensbepaling en bevat een inconsistentie; dus niet opnemen in Scour Manual), 2) HIRE Abutment Scour Equation (deze vgl. komt overeen met de ontgrondingsformule van Liu et al 1961, zie ook vgl. 5.8 van Scour Manual) en 3) NCHRP 24-20 Abutment Scour Approach. (Dit lijkt een interessante ontwikkeling, maar valt nu buiten de mogelijkheden om op juiste wijze de waarde te beoordelen).

Voeg een paragraaf met voorbeelden toe aan het einde van Hoofdstukken 5 en 6. Toon de verschillen tussen de ontgrondingsformules en trek conclusies (Maximaal 2 keer 3 A-4tjes).

## 6.? Breusers methode voor kribben en brugpijlers (nieuw item)

---

### Waar kun je de informatie halen?

In de huidige Scour Manual staat de Breusers tijdsafhankelijke ontgrondingsformule centraal. Daarnaast heeft hij voor brugpijlers en kribben rekenregels voor de evenwichtsdiepte afgeleid. Hoewel deze formules in de Scour Manual worden besproken, is onduidelijk welke veiligheid in rekening wordt gebracht.

Formule 6.6 (blz. 114 van de Scour Manual) is (zie ook Breusers et al. 1977)

$$y_{m,e} = 1,5K_i b \tanh(h_0 / b)$$

Formule 6.7 (blz. 115 van de Scour Manual) geeft een bovengrensbenadering voor clear-water scour (zie ook Breusers et al. 1977)

$$y_{m,e} = 2K_i b (2U_0/U_c - 1) \tanh(h_0 / b) \quad \text{voor} \quad 0,5 < U_0/U_c \leq 1$$

### Hoe moet je de informatie verwerken?

Benadruk dat vgl. 6.6 de gemiddelde evenwichtsdiepte voor live-bed scour berekent. Benadruk ook dat deze formule voor brugpijlers en kribben kan worden toegepast. Voor slanke brugpijlers geldt  $y_{m,e} = 1,5b$  en voor kribben geldt  $y_{m,e} = 1,5h_0$

Breid vgl. 6.7 met live-bed scour uit (nu is alleen een formule voor clear-water scour opgenomen)

$$y_{m,e} = 2K_i b \tanh(h_0 / b) \quad \text{voor} \quad U_0/U_c > 1$$

Merk op dat de constante 1,5 is vervangen door 2,0 voor het verkrijgen van een veiliger ontwerp. Aanbevolen wordt om de grootte van deze constante te laten afhangen van de grootte van de faalkans (falen van de brugpijler/constructie, zie item 1.6 'scour baseren op veiligheidsfilosofie?'), zie ook ontgrondingsformule 6.9 van Johnson (1992). Johnson introduceert een veiligheidscoëfficiënt, die aan de faalkans is gerelateerd.

## 1.9 nieuwe preventiemaatregelen opnemen

### *Waar kun je de informatie halen?*

In de jaren negentig zijn in de Verenigde Staten verschillende bruggen ingestort, omdat de (geotechnische) stabiliteit bij ontgroning van de brugpijlers onvoldoende was. Aansluitend t/m 2010 hebben de Amerikanen uitgebreid onderzoek hierna gedaan. Evenzo hebben ze onderzocht welke preventiemaatregelen in de praktijk toepasbaar zijn. Hieronder volgt een samenvatting van Amerikaanse ervaringen.

*The primary concepts for scour mitigation are bank-hardening, embankment-stabilizing, and flow-altering (see also Chapter 3 Countermeasure Concepts and Criteria, NCHRP, Report 587 National Cooperative Highway Research Program, 2007)*

- *Bank-hardening countermeasures seek to armour or strengthen the surface of a bank so as to withstand the hydrodynamic forces imposed by flow round an abutment. Primary examples of bank-hardening countermeasures are riprap, cable-tied blocks, geobags, partially grouted riprap, and interlocking devices.*
- *Embankment-stabilizing countermeasures entail increasing the slope stability of the earthfill embankment at an abutment by ensuring that an embankment does not fail geotechnically as a scour hole forms at the toe of the embankment.*
- *Flow-altering countermeasures seek to reduce the flow induced stresses on the bed and banks to a level that will not erode the bed or bank material. Common flow-altering countermeasures are spur dikes, stone walls, collars, submerged vanes, and guidebanks.*

*All of the above-listed bank-hardening, embankment stabilizing, and flow-altering countermeasures (except perhaps collars) can also be used for channel and bank stabilization. A stable channel is paramount in protecting a bridge because if the channel migrates around and bypasses the bridge crossing, then a new bridge must be built.*

*There is a full range of available countermeasures that are suitable for different situations. Proper classification is required to understand each one of them and to develop selection criteria (see also Guidelines for Bridges over Degrading and Migrating Streams. Part 1: Synthesis of Existing (TX-01/2105-2); Jean-Louis Briaud, Hamn-Ching Chen, Billy Edge, Siyoung Park, and Adil Shah).*

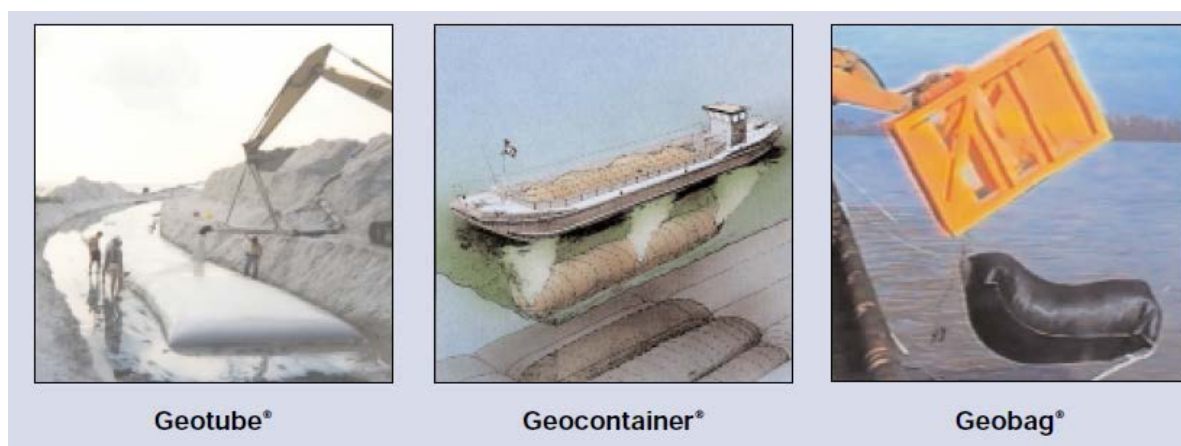
*Countermeasures are classified as follows: (beschouw onderstaande classificatie als extra informatie en combineer dit met bovenstaande classificatie)*

- *Flexible revetments or bed armour: Dumped rock riprap, rock-and-wire mattresses, gabions, car bodies, planted vegetation, precast concrete blocks, willow mattresses.*
- *Rigid revetments or bed armour: Concrete pavement, sacked concrete, concrete-grouted riprap, concrete-filled fabric mats, bulkhead.*
- *Flow-control structures: Spurs, retards, dikes, spur dikes (guide banks/bunds), check dams, jackfields, bendway weirs, hardpoints.*
- *Special devices: Drift deflectors, abrasion armour at pier nose, bulkheads.*
- *Modifications of bridge, approach roadway, or channel underpinning or jacketing of pier, construction of outflow section on roadway, realignment of approach channel.*
- *Measures incorporated into design of a replacement bridge: Increased bridge length, fewer or no piers in channel.*

*The countermeasures that are used to arrest or retard meander migration are spurs, dikes, riprap, concrete pavements, bulkheads, guide banks, and jackfields.*

*Hoe moet je de informatie verwerken?*

Paragraaf 2.2.4 van de huidige Scour Manual besteedt aandacht aan 'protective measures'. Breidt deze paragraaf uit met maatregelen, die hierboven zijn genoemd; check tabel 2.2. en voeg enkele karakteristieke foto's van preventiemaatregelen toe. Speel in op actuele problemen zoals het vullen van ontgrondingskuilen (regio Rotterdam).



*Figuur 4.4 De Geotube, de Geocontainer en de Geobag (Deltares 2015. Opvullen en afdekken ontgrondingskuilen in de Oude Maas, rapportnummer 1220038-015)*

Paragraaf 3.5 van 'Scour Manual' behandelt 'additional measures' en is toegespitst op de Ooster-scheldekering. Deze paragraaf voldoet nog steeds. (Ga niet in op bestuurlijke processen!)

Paragraaf 4.7 van 'Scour Manual' gaat in op 'scour control' en richt zich alleen op ontgrondingen als gevolg van 2D en 3D stralen. Indien Hoofdstuk 4 wordt uitgebreid met diverse paragrafen zoals erosie/ontgroning scheepvaart en achter duiker, dan moet deze paragraaf hierop anticiperen.

Paragraaf 5.6 "Failure mechanism and measures to prevent local scour" dient te worden uitgebreid /herzien. Neem bijv. onderstaande indeling over

- 1) Bank-hardening
- 2) Embankment-stabilizing and
- 3) Flow-altering countermeasures

Actualiseer paragraaf 6.7 "Measures to prevent local scour" met de nieuwste inzichten. Neem bovenstaande indeling over.

## 6.6 implementatie methode Melville

*Waar kun je de informatie halen?*

Bron: Bridge Scour (Melville and Coleman, 2000)

Arved Raudkivi, Bruce Melville en vele PhD-studenten hebben in Auckland (Nieuw Zeeland) decennia lang onderzoek verricht naar het ontgrondingsproces rondom brugpijlers (bridge piers) en nabij kribben (abutments). De meest recente update van deze rekenregels dateert uit 2000 (Melville and Coleman). Deze formules met K-factoren gaan uit van een bovengrens voor de ontgrondingsdiepte. Omdat de grootte van deze benadering/extreme waarde onbekend is, is de grootte van de faalkans ook onbekend. Om inzicht in de gehanteerde veiligheid te verkrijgen moet informatie aangaande de gemiddelde ontgrondingsdiepte en de bijbehorende spreiding voorhanden zijn. Omdat deze info uitsluitend met een 'grondige' analyse te achterhalen is, wordt deze rekenmethodiek hieronder beknopt besproken (zie ook item 1.6 'scour baseren op veiligheidsfilosofie').

Merk op dat, wanneer dit onderzocht wordt, alle experimenten naar diverse invloeden gerangschikt moeten worden; vervolgens moeten per invloedsfactor gemiddelden en standaardafwijkingen van de evenwichtsdiepte worden bepaald; daarna kan de overall veiligheidscoëfficiënt berekend worden. Hieronder volgt een discussie aangaande de turbulentie in de ontgrondingskuil en de grootte van de overall K-factor.

Hoffmans (2012) schrijft: The approach of Auckland University uses a relation which is based on the Pi Theorem. For  $b/h < 0.7$  ( $b/h$  is the ratio between the width of bridge pier and flow depth) Melville and Coleman (2000) found for  $z_{m,e}$

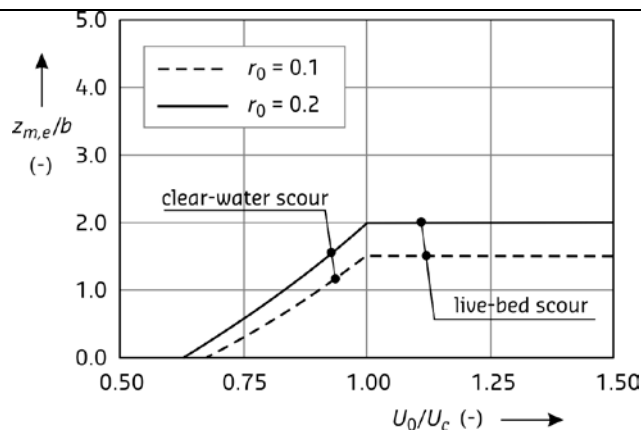
$$z_{m,e} = 2.4K_{M,p} \quad (8.16)$$

in which  $K_{M,p}$  represents an overall correction for flow intensity, pier shape and sediment size, and  $z_{m,e}$  is the maximum scour depth. The correction factors are obtained from laboratory experiments and are quantified by using graphs and tables.

According to Auckland University  $z_{m,e}$  could reach up values of 2.4 times the width of the pier for clear-water scour, which is about 1.5 times the mean value. The magnitude of  $z_{m,e}/b$  is influenced by the turbulence both upstream of the scour hole and in the scour hole itself. If only bed turbulence is considered and the bed becomes rougher, for example  $r_0$  varies from 0.08 to 0.12, the maximum scour depth lies in the range of  $1.4b$  to  $1.6b$  by using Eq. 8.15.

$$\frac{z_{m,e}}{b} = 1.6\chi_e - 1.3 \quad \text{for } U_0 \geq U_c \quad (8.15)$$

Merk op dat vgl. 8.15 in item 6.1 'rekenregel voor evenwichtsdiepte opnemen (brugpijlers)' wordt besproken. If  $r_0$  increases from 0.1 to 0.2, as a result of turbulence caused by vortices with horizontal and vertical axes,  $z_{m,e}/b$  increases from 1.5 to 2.0.



The depth-averaged relative turbulence intensity in the scour hole represents the turbulence energy generated by the horseshoe vortices. If  $r_{0,m}$  is larger than  $r_{0,m} = 0.25$ , e.g.  $r_{0,m}$  varies from 0.25 to 0.30, then it follows from Eq. 8.15 that the maximum scour depth is  $1.5 < z_{m,e}/b < 2.6$ . In this way the upper limit ( $z_{m,e}/b = 2.4$  for circular bridge pier) given by Melville and Coleman can be explained (see also Hoffmans 2012).

The flow pattern at a bridge pier can also be used with respect to the development of scour at abutments. For abutments and bridge piers in which  $b/h > 0.7$ , for the maximum scour depth in the equilibrium phase Melville and Coleman (2000) propose

$$z_{m,e} = K_{M,a} \tag{8.21}$$

in which  $K_{M,a}$  represents an overall correction for flow intensity, pier shape, sediment size, channel geometry, depth-size and alignment respectively. More details about  $K_{M,a}$  are given by Melville and Coleman (2000).

If the width of the bridge pier is greater than 5 times the flow depth, the upper limit for the maximum scour depth is  $z_{m,e} = 4.5h$  and if the length of the abutment is longer than 25 times the flow depth, the upper limit for the maximum scour depth is  $z_{m,e} = 10h$  (Melville and Coleman 2000).

Auckland University investigated the upper limits, whereas Hoffmans (2012) focuses on a best guess approach. The ratio between the upper limit of  $z_{m,e}$  and the best guess of  $z_{m,e}$  is in the extreme case  $10h/1.5h = 6.7$  and could probably be ascribed to the magnitude of the turbulence caused by the horseshoe and principal vortices combined with the down flow. The equilibrium scour depth at abutments can be estimated by (zie ook item 5.1 'nieuwe regels implementeren (kribben)')

$$\frac{z_{m,e}}{h} = 1.4\chi_e - 1 \text{ for } U_0 \geq U_c \tag{8.20}$$

If  $r_{0,m}$  does not equal  $r_{0,m} = 0.25$  but if  $r_{0,m} = 0.37$  and  $r_0 = 0.10$ ,  $z_{m,e} = (1.4 \cdot 7.7 - 1)h = 10h$ . Though no turbulence intensities are used for calibration and validation, the modeling here indicates that if the turbulence intensity increases in the scour hole, the maximum scour depth also increases and the upper limits found by Auckland University could be elucidated by means of a simple turbulence modeling.





## 2.2 rekenregels voor bodembeschermingen bespreken

---

### *Waar kun je de informatie halen?*

Bron: Rock Manual (CIRIA, 2007) en 'The influence of turbulence on soil erosion' (Hoffmans, 2012)

De erosie, die veroorzaakt wordt door verhoogde stroomsnelheden, kan worden voorkomen door het beschermen van de bodem en oever(s). In Nederland worden waterbouwkundige constructies beschermd. Voorbeelden zijn bodembeschermingen nabij stormvloedkeringen zoals SVKO en Maeslantkering, en aansluitend op sluizen (dus aan weerskanten ervan). Omdat de afmetingen van de bodembescherming (lengte en ruwheid) het ontgrondingsproces beïnvloedt, is het wenselijk om aandacht te besteden aan rekenregels voor bodembeschermingen en filters (zie ook item 2.7 'wat is invloed van grondwaterstroming bij filters').

Voor het bepalen van de dimensies van de toplaag (i.e. bovenste laag van een bodembescherming) kunnen verschillende formules worden toegepast. Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen:

- 1) lokaal gemiddelde waarden van snelheid en turbulentie, i.e. op referentieniveau.
- 2) dieptegemiddelde waarden van snelheid en turbulentie.

Voor uniforme stromingen bestaan eenduidige verbanden tussen de lokale en dieptegemiddelde stroomsnelheid, dus voor dit type stroming kunnen beide methodes worden gebruikt. Fysisch gesproken is methode 1) ten opzichte van methode 2) correcter vooral voor niet-uniforme stromingen, omdat voor het bepalen van de afmetingen van de toplaag de belasting nabij de bodem vereist is, niet de dieptegemiddelde waarde.

Enkele formules, die uitgaan van lokale belastingparameters, zijn de steenstabiliteitsvoorspellers van Jongeling et al. (2003, 2006), Hofland (2005) en Hoan (2008). Omdat lokale parameters in voorstudies waarbij de SM wordt gebruikt, meestal niet beschikbaar zijn (bedenk dat de belasting uitgedrukt in lokale snelheden en turbulentieparameters met geavanceerde modellen/experimenten bepaald moeten worden), is methode 1) onaantrekkelijk voor het maken van een eerste schatting van de afmetingen van de toplaag. Voor het optimaliseren van de bodembescherming rondom/ benedenstreams van complexe waterbouwkundige constructies met methode 1) is aanvullend/ (numeriek of experimenteel) onderzoek nodig.

De dimensies van het benodigde materiaal kunnen worden bepaald met behulp van de door Pilarczyk aangepaste formule van Isbash/Shields (zie CUR Report 169). Deze rekenregel voor het ontwerpen/ dimensioneren van bodembeschermingen verdisconteert het effect van de bodemturbulentie twee keer; een keer via de zogenaamde turbulentiefactor en een keer via de snelheidsfactor. Omdat dit fysisch incorrect is (zie blz. 160 van Hoffmans 2012), wordt de grootte van de turbulentie niet altijd even nauwkeurig gemodelleerd.

Voor niet-uniforme stromingen kan ook onderstaande stabiliteitsvoorspeller worden gebruikt (e.g. Hoffmans, 2010, Stability of Stones under Uniform Flow, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 136, No. 2, February 1, 2010 en Hoffmans 2012)

$$d_{n,50} = 0.6(K_s)^{-1} \frac{(r_0 U_0)^2}{\Psi_c \Delta g} \quad \text{with} \quad d_{n,50} = \sqrt[3]{V_{50}} = \sqrt[3]{M_{50}/\rho_s} = 0.84d$$

and

$$K_s = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \Phi}} \quad (2.54)$$

waarin de belasting door de term ' $r_0 U_0$ ' wordt vertegenwoordigd ( $r_0$  is de relatieve dieptegemiddelde turbulentie-intensiteit en  $U_0$  is de dieptegemiddelde snelheid). De sterkte wordt gepresenteerd door  $(\Delta g d)^{1/2}$  met  $d_n$  is de nominale korreldiameter/steengrootte en  $M_{50}$  en  $V_{50}$  zijn achtereenvolgens de gemiddelde massa en het gemiddelde volume.  $\Psi_s$  is de kritische Shields parameter,  $\rho_s$  is de soortelijke massa van het sediment/steen,  $\theta$  is hellingshoek en  $\Phi$  is 'angle of repose'.

*Hoe moet je de informatie verwerken?*

Voeg in Hoofdstuk 2 "Basic concepts" een aparte paragraaf toe aangaande de afmetingen van de toplaag bijvoorbeeld "Dimensions of top layer". Beschrijf hierin dat twee methodes gehanteerd kunnen worden (toepassing van lokale en dieptegemiddelde belastingparameters). Geef geen formules (het betreft een handboek lokale ontgroningen), maar verwijst voor de hierboven genoemde rekenregels naar de juiste Literatuur. Geef duidelijk aan dat de Pilarczyk methode en bovengenoemde formule gebruikersvriendelijk zijn. Geef ook aan dat de beschikbare engineering tools niet altijd tot eenduidige resultaten leiden. Adviseer daarom voor complexe waterbouwkundige constructies experimenteel en/of numeriek onderzoek en gebruik van methode 1) voor een evenwichtig ontwerp van de bodembescherming (i.e. toplaag en onderliggende filterlagen).

## 2.4 interne erosie omschrijven

Waar kun je de informatie halen?

Bronnen:

- CUR 233 "Interface stability of granular filter structures, Theoretical design methods for currents". SBRCURnet, 2010'
- CUR 161 "Filters in de waterbouw", SBRCURnet, 1993.
- SBRCURnet Kennispaper: "Design formula for stable open granular filters loaded by currents", document K680.15, ISBN 978-90-5367-607-3, Delft, 2015

Indien de erosie van gronddeeltjes als gevolg van kwelstroming niet aan het oppervlak, maar onder waterbouwkundige constructies plaatsvindt, dan wordt dit interne erosie genoemd. Het proces van interne erosie resulteert uiteindelijk in een vermindering van de grondstabiliteit. Interne erosie manifesteert zich in verschillende verschijningsvormen, te weten:

1. piping (of terugschrijdende erosie),
2. contact-erosie
3. suffosie,

Ad. 1. De term piping wordt internationaal toegepast voor bovengenoemde vormen van erosie, maar in Nederland wordt met de term piping vrijwel altijd terugschrijdende erosie bedoeld. Piping is een vorm van interne erosie, waarbij gronddeeltjes worden meegevoerd en uitgespoeld als gevolg van een geconcentreerde kwelstroming in een zandlaag onder waterbouwkundige constructies. Hierdoor vormt zich onder de constructie een open kanaal ('pipe') in omgekeerde stromingsrichting van het water in de richting van de buitenzijde van de constructie. De gevormde pipes zijn slechts enkele zandkorrels diep en ontstaan in de top van het zandpakket, waarbij de betonconstructie een 'dak' voor de pipe vormt. Het faaltraject bestaat daarbij uit een reeks van deelmechanismen: welvorming, (opbarsten), pipe-vorming, vergroten van de pipe en onderstroming van de constructie.

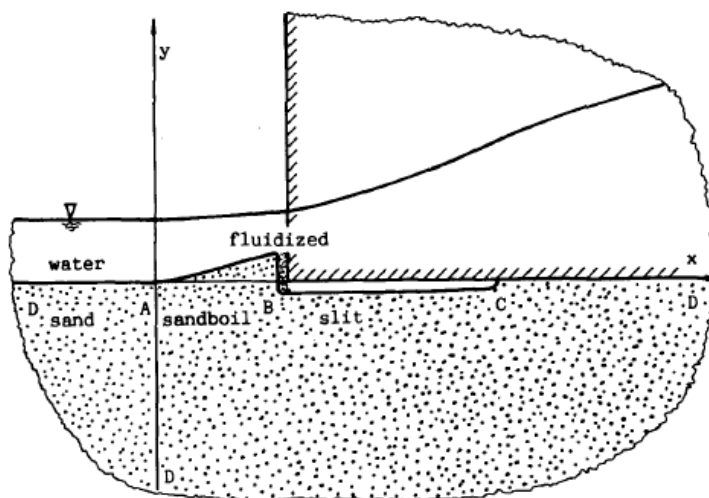


Fig. 4.1 : Plausible geometry in the outflow region

Fig. 4.1 : Plausible geometry in the outflow region (Sellmeijer 1988)

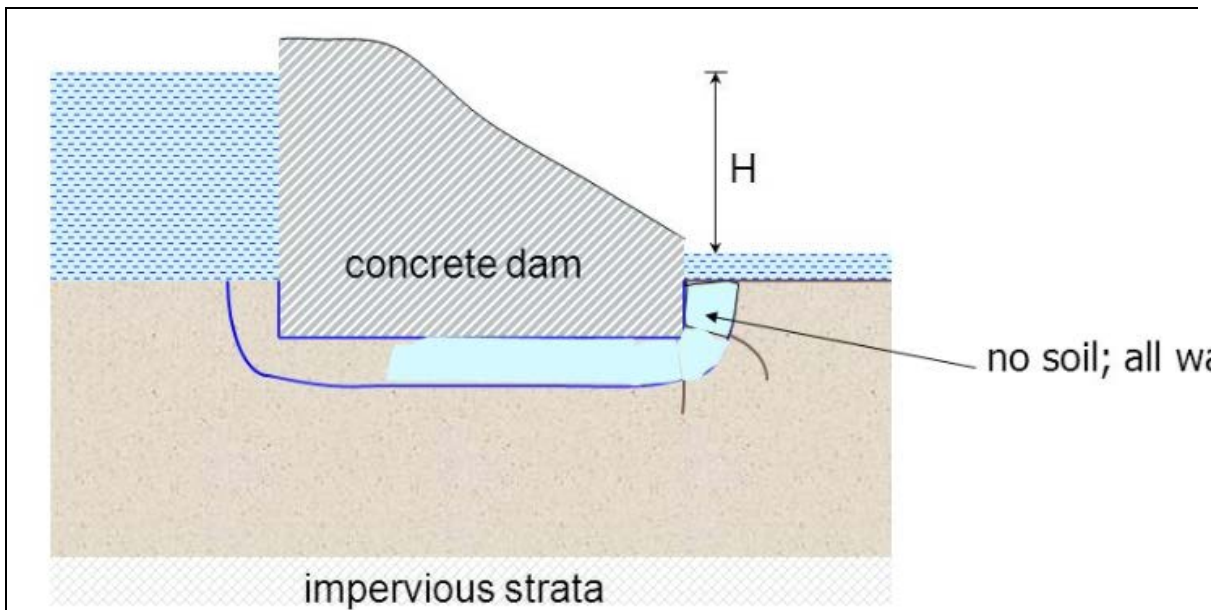
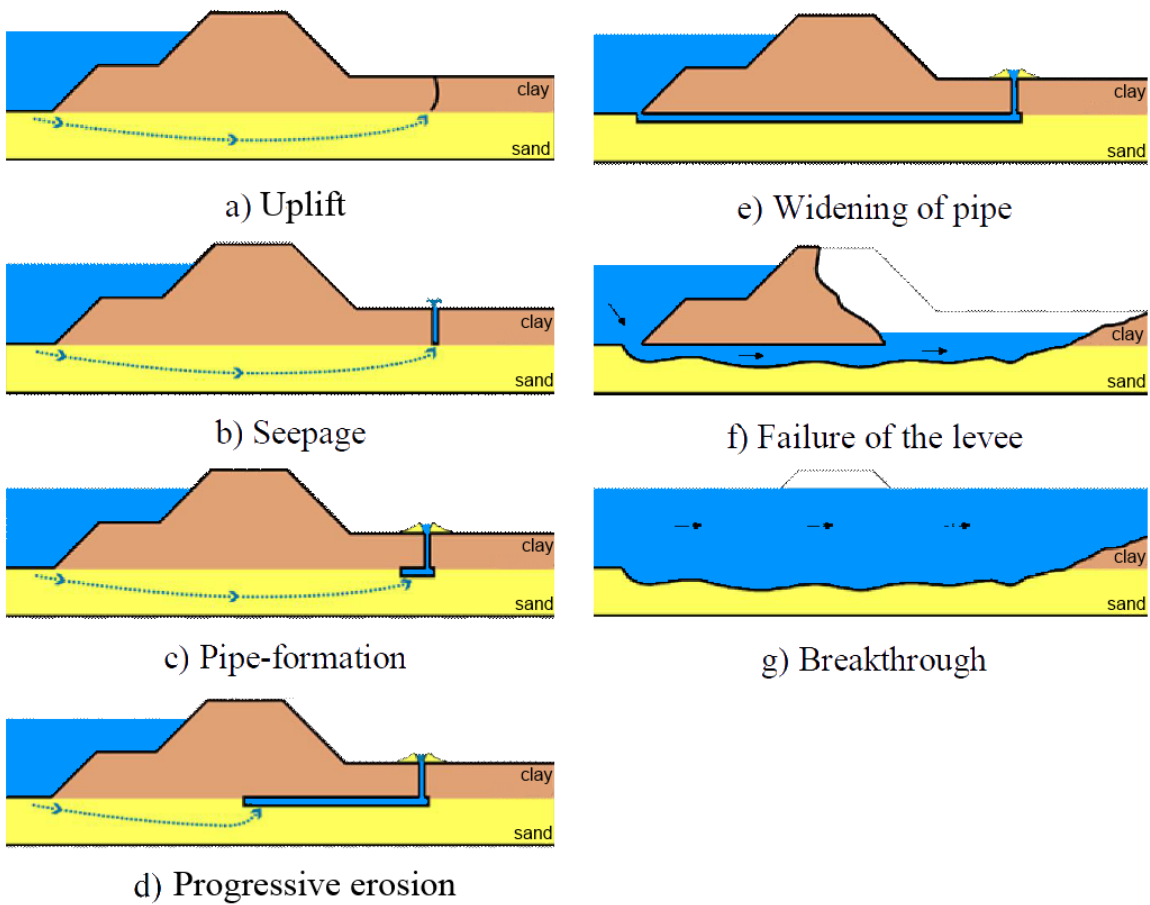


Fig. 4.1 Backward erosion below concrete dam (not at scale)



Ad. 2. Contact-erosie kan optreden wanneer een zeer grove laag (zoals grind) aanwezig is boven op een fijne laag (zoals zand of silt) zoals in een filterconstructie. Door de sterke stroming in de grove laag kan het fijne materiaal worden meegenomen/afgevoerd. Deze vorm van erosie dient in bodembeschermingen achter/rondom waterbouwkundige constructies te worden vermeden, zie rekenregels voor granulaire filters (CUR-hand-boek 233). Onderstaande figuur toont aan dat het zand erodeert als gevolg van het overschrijden van de kritische filtersnelheid in de grindlaag.

- |   |                         |
|---|-------------------------|
| 1 - grid  | 10 - base material      |
| 2 - slide, in view of decreasing level of base material | 11 - sealing clay layer |
| 3 - grid  | 12 - fall setting       |
| 4 - sealing foam plastic layer                          | 13 - superimposed load  |
| 5 - parallel walls                                      | 14 - gravel box         |
| 6 - trap for transported material                       | 15 - overflow tank      |
| 7 - measurement of transported material                 | 16 - sand tight sheet   |
| 8 - measuring weir                                      |                         |
| 9 - filter material                                     |                         |

measures in cm

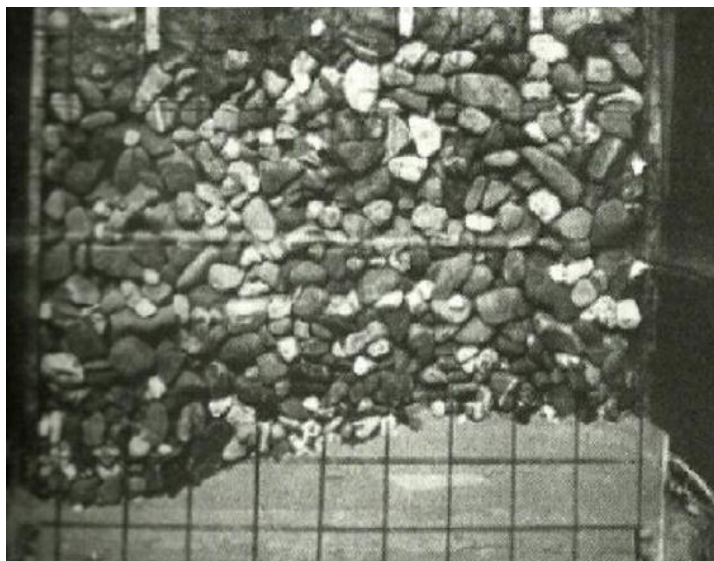
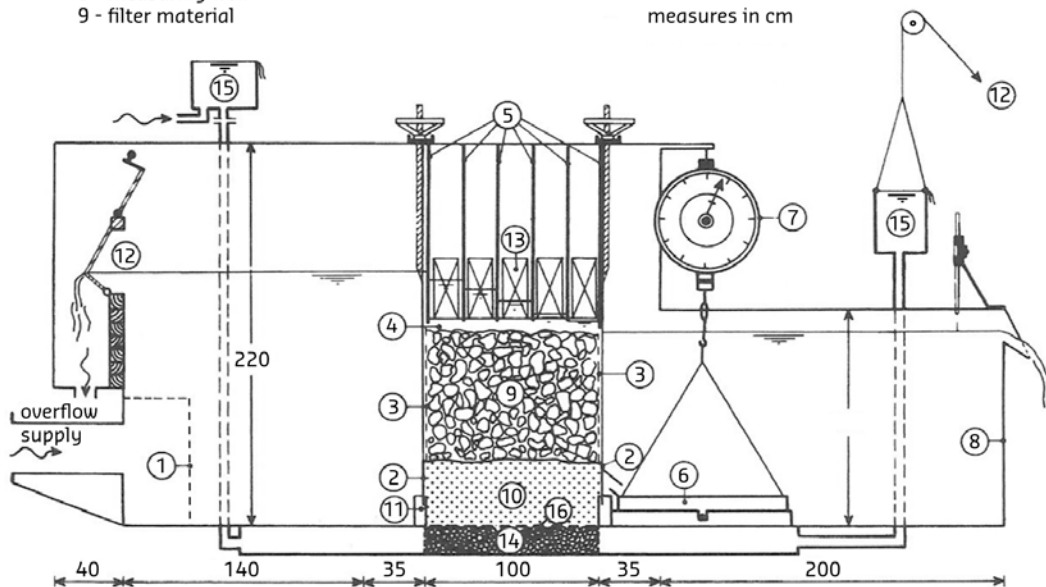


Fig. 4.5 Steady flow parallel to the interface (horizontal filter)

Ad. 3. Bij suffosie wordt alleen de fijnere fractie in een laag tussen de grovere fractie weggespoeld, waarbij de grovere fractie het korrel skelet in stand houdt. Suffosie kan alleen optreden in materialen met een sterk niet-uniforme korrelverdeling, zodat het mogelijk is dat kleine korrels/steentjes door het skelet van de grove korrels/steentjes heen bewegen. Het Nederlandse zand is relatief fijnkorrelig en uniform. Voor grind en overige steensorteringen, die sterk niet-uniform verdeeld zijn, dient het suffosie-criterium te worden beoordeeld, zie ICOLD-bulletin (2013) en/of CUR-handboek voor granulaire filters.

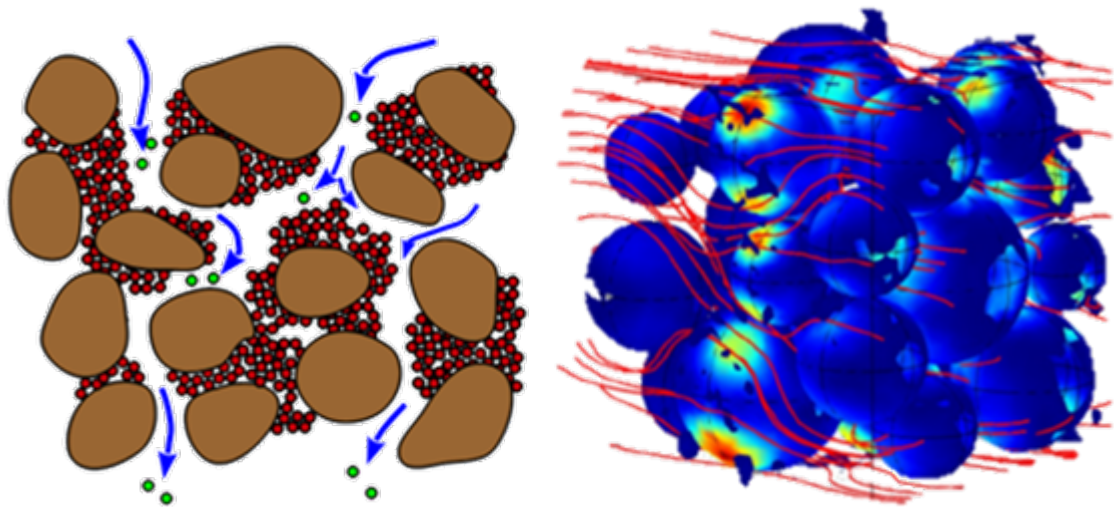


Figure: Detachment, transport and filtration of the fine solid fraction of a soil under the action of the water seepage during internal erosion by suffusion

*Hoe moet je de informatie verwerken?*

Combineer de items 2.4 en 2.7 en schrijf in Hoofdstuk 2 'Basic concepts' een paragraaf over 'interne erosie' en 'wat is de invloed van grondwaterstroming bij filters?' (neem bovenstaande tekst over). Geef aan, dat bij het ontwerpen van waterbouwkundige constructies rekening gehouden moet worden met het mechanisme interne erosie en verwijs voor meer informatie naar ICOLD-bulletin (2013), Leidraad Kunstwerken, CUR-handboek voor granulaire filters.

## 2.9 welke proefopstellingen zijn er voor sterkte grond?

Waar kun je de informatie halen?

Naast de veel gebruikte triaxiaalproeven kan ook de Direct Simple Shear proef (DSS-proef) worden uitgevoerd. Met deze in Nederland minder bekende, en nog niet vaak toegepaste proef wordt de sterkte van slap materiaal (veen/klei) bepaald. Met deze sterkteparameters, te weten  $c$  en  $\tan(\phi)$  kan eenvoudig met de formule van Mirkshoulava de kritische stroomsnelheid berekend worden (zie Hoofdstuk 2 van de Scour Manual).

Voor de DSS-proef is nog geen Nederlandse norm of richtlijn voorhanden. Om deze 'leegte' aan te vullen is door Deltares het protocol 'Materiaalfactoren en protocollen voor ééntraps triaxiaalproeven en Direct Simple Shear-proeven' geschreven en moet worden gezien als een gevalideerde aanbeveling.

Bron: HEC-18: *Probably the two most common tests for determining the shear strength of soils are (1) the direct shear test and (2) the triaxial shear test. In the direct shear test, a sample of soil is placed in a rectangular box, the top half of which is free to slide over the bottom half. The lid of the box is free to move vertically, and a normal stress  $\sigma_N$  is applied to the lid. A horizontal shearing stress  $\tau$  is applied to the top half of the box, gradually increasing in strength until the soil begins to shear.*

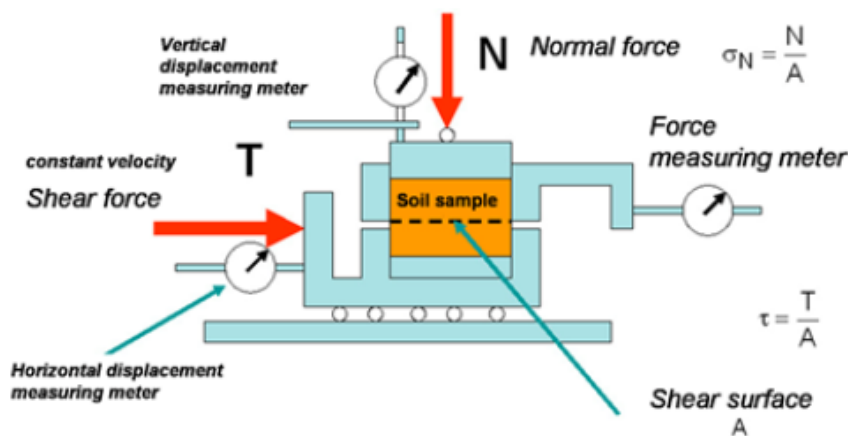


Figure 1.12: Principles of direct shear (Mecsi, 2009)

In the triaxial shear test, a cylindrical soil sample is encased in a rubber membrane with rigid caps on top and bottom. The sample is then placed in a closed chamber and subjected to a confining pressure  $\sigma_3$  on all sides using air or water as the confining medium. An axial stress  $\sigma_1$  is applied to the ends of the cylinder. The axial stress is either increased, or the confining stress decreased, until the sample fails in shear, which happens along a diagonal plane or number of planes. A special case of the triaxial test is when the confining stress  $\sigma_3$  is zero, which leads to a shear strength value known as the unconfined compressive strength.

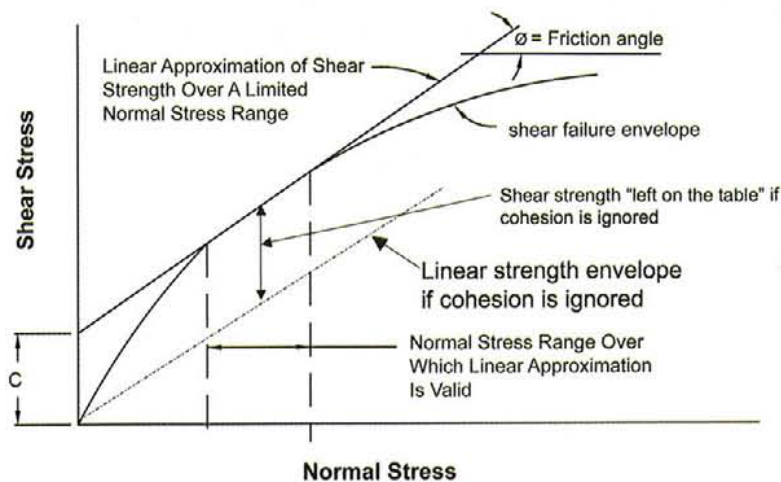
Unconfined compressive strength is a special case and is primarily useful for classifying soils. More generally, shear strength is a function of confining stress and the direct shear and triaxial tests, and other tests, are used to develop shear strength parameters of  $c$  and  $\Phi$  (with respect to total stress) or  $c'$  and  $\Phi'$  (with respect to effective stress). These parameters represent the coefficients of a straight line plotted through the results of similar tests on the same soil, with the only variable being changes in confining stress.



The tangent of  $\Phi$  (or  $\Phi'$ ) is the coefficient of friction and represents the frictional component of soil strength and  $c$  (or  $c'$ ) is the value of the intercept of the line, representing strength with no confining pressure (no friction). Under certain conditions soils with significant fines content (especially clay) exhibit a significant  $c$  intercept and this is the source of their label as 'cohesive' soils.

*Hoe moet je de informatie verwerken?*

Paragraaf 4.4.4 'Shear Strength' van HEC 18, i.e. bovenstaande tekst, geeft een goede beschrijving van de schuifsterkte voor cohesieve materialen zoals klei. Combineer deze paragraaf met paragraaf 2.3.3. van de Scour Manual, omdat de  $c$  en  $\Phi$  parameters de kritische stroomsnelheid van klei bepalen. Leg aan de hand van onderstaande figuur uit hoe je  $c$  en  $\Phi$  bepaalt. Voor veen is aanvullend onderzoek nodig, zie ook item 2.6 'sterkteparameters van silt, klei, veen, gras opnemen'..



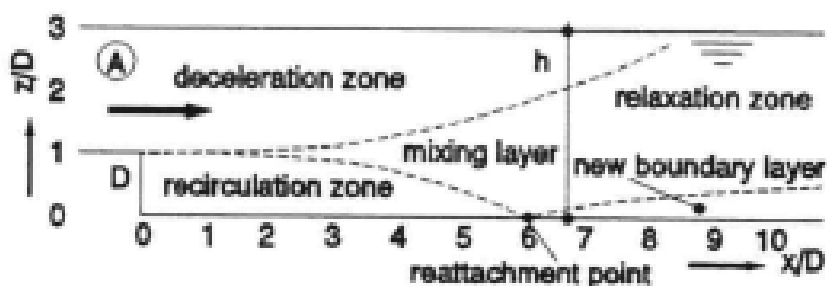
**Figure 3** | Exaggerated schematic of true curvilinear shear strength envelope, linear interpretation over a selected normal stress range, and the penalty for ignoring cohesion.

1.12 Algemener formulering van turbulentieniveaus en uitdemping turbulentie in stroomrichting met het oog op toepassing benedenstrooms van kunstwerken (nu gebaseerd op de geometrie van een drempel)

*Waar kun je de informatie halen?*

Bron: Hoffmans 2012

Wanneer de stroming loslaat, bijv. op een drempel (zie onderstaande figuur), ontstaat een menglaag en een recirculatiegebied. Na het aanlegpunt ontwikkelt zich een nieuwe grenslaag. Daarboven, i.e. in het relaxatiegebied neemt de turbulentie geleidelijk naar een even-wichtswaarde af. Deze waarde wordt bereikt indien de grenslaagdikte weer gelijk is aan de waterdiepte. Naarmate de lengte van de bodembescherming toeneemt, dan nemen de afmetingen van de ontgrondingskuil af, omdat de belasting in de kuil kleiner wordt. Er is echter een minimale waarde, die door de bodemruwheid en de overgang wordt bepaald, zie ook item 1.10 'ontgroning bij overgangen beschrijven'). De afname van de turbulentie wordt veelal uitgedrukt in de turbulente kinetische energie, maar kan ook met minder bekende parameters worden gemodelleerd, zoals turbulente viscositeit, dissipatie of met schuifspanningen.



In de huidige Scour Manual (Hoofdstuk 3 'Sills') wordt een formule gegeven, dat de turbulentieafname benedenstrooms van een drempel voorspelt. De demping is gebaseerd op 1) continuïteitsvergelijking en 2) transportvergelijkingen voor de turbulente energie en dissipatie (zie bijv. Hoffmans 2012). Deze formule is gebruikersvriendelijk, omdat alleen de hoogte van de drempel, waterdiepte en lengte van de bodembescherming ingevuld moeten worden. Daarnaast kan deze formule ook de turbulentie-afname na een watersprong voorspellen, bijv. voor onderstroming (zie Hoofdstuk 4 'Jets').

Thans zijn nog geen voorspellers voor de demping van de turbulentie rondom brugpijlers of kribben beschikbaar. In Nederland is het te doen gebruikelijk dat brugpijlers en de kop van kribben worden beschermd, dus feitelijk wordt het erosieproces zodanig verplaatst, dat de geotechnische stabiliteit van deze constructies nimmer in gevaar komt. Voor het bepalen van de dimensies van de bodembescherming rondom slanke brugpijlers zijn richtlijnen (Bonasoundas, 1973; zie ook blz. 124 van Scour Manual). Hetzij opgemerkt dat voor andersoortige constructies/stromingscondities correctiefactoren moeten worden toegepast. Dit geldt vooral indien de stromingsrichting een hoek met de hoofdas van de pijler maakt.

*Hoe moet je de informatie verwerken?*

In het kader van het project "Ruimte voor de Waal" zijn bodembeschermingen rondom verschillende brugpijlers ontworpen.

Omdat er discussie was over de afmetingen hiervan, dient een voorbeeld te worden uitgewerkt weliswaar beperkt. Focus richt zich uitsluitend op de stromingshoek. Hoe verwerk je de invloed van de hoek tussen hoofdstroming en hoofdas brugpijler in het ontwerp van de bodembescherming? Dit voorbeeld moet in Hoofdstuk 6 nader worden uitgewerkt (maximaal 2 A-viertjes; Schets in het voorbeeld de verschillen tussen een fictieve hoek van 0 graden en een hoek van 30 graden).

### 3.9 ontgrondingen bij kabels en leidingen

---

*Waar kun je de informatie halen?*

NEN 3651 (2012)

Bij pijpleidingen en kabels op de bodem van een kanaal of rivier kan door stroming ontgronding optreden. Ook kunnen door uitschuring kabels en pijpleidingen bloot komen te liggen. Wanneer de bodembelasting toeneemt, kunnen deze constructies falen als gevolg van onvoldoende stabiliteit. Daarnaast kan door de drempelvorming ook het ontgrondingsproces heftiger worden, immers er is een verhoging van turbulentie door wervels met horizontale assen; direct achter de drempel ontstaat een menglaag met een neer. Dit kan worden benaderd met de formules voor sills.

Iets geheel anders is het ontstaan van een gat in een leiding en de ontgronding als gevolg daarvan. De norm "Aanvullende eisen voor buisleidingen in of nabij waterstaatswerken (NEN 3651, 2012)" geeft veiligheidseisen voor buisleidingen te land en gelegen in of nabij waterbouwkundige constructies.

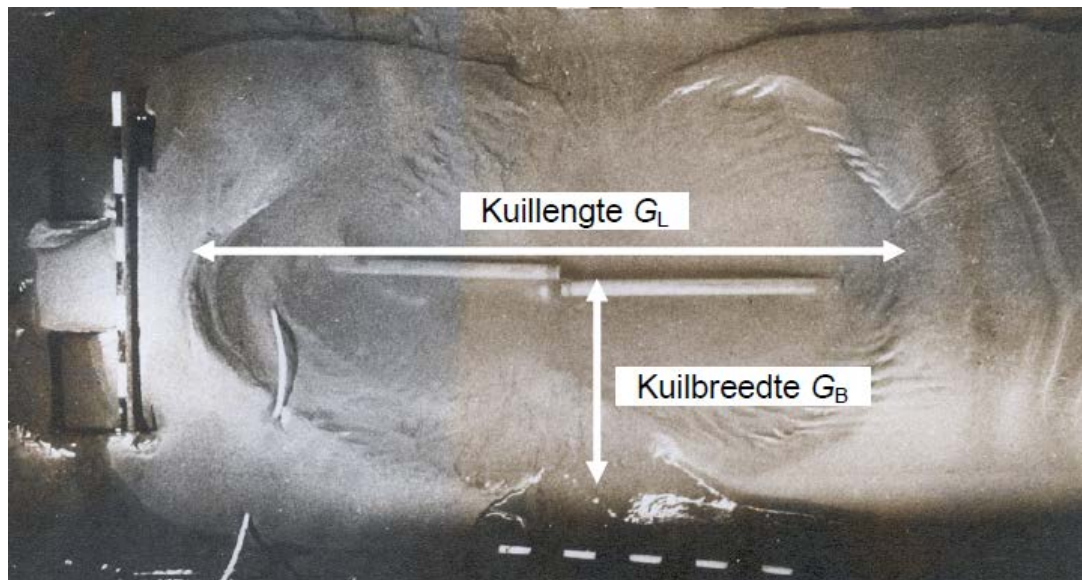
Hierna wordt de erosiezone (of ontgrondingskuil), bij een falende leiding (breuk of lekkage) beschreven. De erosiezone is de verstoringszone van de grond als gevolg van erosie door het uitkomende medium (gas of vloeistof (= water of olie of chemische stoffen)). Onderstaande foto toont de enorme wateroverlast bij het VU Medisch Centrum. Op de plek waar de waterleiding sprong is een gat in het wegdek ontstaan.



Foto: NRC / Sam de Voogt 'wateroverlast bij het VU Medisch Centrum'

Onderstaande foto toont de verstoringszone van een gesprongen gasleiding. Bij een klein gat geldt  $G_L = 0,5G_B$ . Bij een volledige afschuiving en tweezijdige uitstroming geldt  $G_L = 2G_B$  en bij een groot gat of bij een eenzijdige uitstroming geldt  $G_L = G_B$ . Hierin zijn  $G_L$  en  $G_B$  achtereenvolgens de kuillengte en kuilbreedte. In bijlage A van bovengenoemde norm worden de dimensies van ontgrondingskuilen voor zowel gas- als vloeistofleidingen besproken.

Voor de dimensies van de ontgrondingen wordt in de NEN onderscheid gemaakt tussen gas- en vloeistofleidingen. Voor gas wordt het symbool G gebruikt en voor vloeistof R. Bij het herschrijven van de scour manual zal naar de NEN en naar hoofdstuk 4 “Jets” worden verwezen, dus in deze sub-paragraaf zullen geen formules worden opgenomen, alleen een beschrijving plus verwijzingen.



Figuur A.1.b — Bepaling erosiezone van gasleidingen (G staat voor Gas)

Hieronder wordt een controleberekening uitgevoerd. De NEN stelt dat de halve breedte van de geërodeerde kuil, gemeten loodrecht op de lengte van de buisleiding, door een gesprongen vloeistofleiding als volgt kan worden berekend

$$R_B = 7.8 D_G \left( \frac{P}{\mu \rho g^{3/2} D_G^{3.5}} \right)^{0.243} \quad (1)$$

waarin

$D$  inwendige middellijn van de leiding (m)

$D_G$  middellijn (diameter) van het door lek of breuk veroorzaakte gat in de leiding ( $0 \leq D_G \leq D$ ) (m)

$h$  maatgevende drukhoogte ter plaatse van het gat (m)

$g$  versnelling van de zwaartekracht ( $m/s^2$ )

$P$  ( $= \rho g Q h$ ) hydraulisch vermogen van de uitstroming (W)

$Q$  debiet door het gat ( $m^3/s$ )

$R_B$  halve breedte van de ontgrondingskuil (m)

$\mu$  afvoercoëfficiënt van het door lek of breuk veroorzaakte gat ( $= 0,6$  voor een klein gat bij hoge druk en  $1$  voor een groot gat bij lage druk);

$\rho$  dichtheid van water ( $kg/m^3$ )

of met  $P = \rho g Q h$

$$R_B = 7.8 D_G \left( \frac{\rho g Q h}{\mu \rho g^{3/2} D_G^{3.5}} \right)^{0.243}$$

of

$$R_B = 7.8 D_G \left( \frac{Q 2 g h}{\mu 2 g^{3/2} D_G^{3.5}} \right)^{0.243}$$

of met  $U = \sqrt{2gh}$  (met  $U$  is de gemiddelde stroomsnelheid in m/s)

$$R_B = 7.8 D_G \left( \frac{Q U^2}{\mu 2 g^{3/2} D_G^{3.5}} \right)^{0.243}$$

of

$$R_B = \frac{7.8}{(\mu 2)^{0.243}} \frac{D_G}{D_G^{3.5 \cdot 0.243}} \frac{(Q U^2)^{0.243}}{(g^{3/2})^{0.243}}$$

of

$$R_B = 7 D_G^{0.150} \frac{(Q U^2)^{0.243}}{g^{0.365}}$$

of (met  $A$  is de doorsnede van de buisleiding in  $m^2$ )

$$R_B = 7 D_G^{0.150} A^{0.243} \frac{(U^3)^{0.243}}{g^{0.365}}$$

of

$$R_B = 7 D_G^{0.150} A^{0.243} \frac{U^{0.729}}{g^{0.365}} \quad (2)$$

Vergelijking (2) kan worden benaderd door (merk op dat de orde grootte van  $D_G^{0.15}$  gelijk is aan  $O(D_G^{0.15}) = 1$ )

$$R_B \approx 7 \frac{A^{1/3} U^{2/3}}{g^{1/3}} \quad (3)$$

Op basis van een krachtenbalans kan de evenwichtsdiepte voor 3D-H stralen worden gegeven door, zie ook omschrijving 4.2B 'implementatie diverse formules jets (horizontaal jets)'

$$z_{m,e} = c_{3H} (Q(U_1 - U_2) / g)^{1/3} \quad (4)$$

Voor fijn zand (korrelgrootte is 0,2 mm) kan vgl. 4 benaderd worden door ( $U_2 \ll U_1$ )

$$z_{m,e} = 2 \left( \frac{QU}{g} \right)^{1/3}$$

of

$$z_{m,e} = 2 \frac{A^{1/3} U^{2/3}}{g^{1/3}} \quad (5)$$

Omdat de halve kuilbreedte ongeveer gelijk is aan 3,5 keer de evenwichtsdiepte (kuilbreedte is 7 keer de evenwichtsdiepte) is vgl. 2 (uit NEN) een goede voorspeller voor de halve kuilbreedte. Wel dient te worden opgemerkt, dat vgl. 2 geen informatie over de sterkte (grootte van de korrel) bevat.

*Hoe moet je de informatie verwerken?*

Schrijf in Hoofdstuk "Jets" een paragraaf over gesprongen buisleidingen. Geef een korte inleiding en bespreek de dimensies van de ontgrondingskuil (dus, diepte, breedte en lengte en geef de onderlinge verbanden). Geef geen formules, maar verwijst naar NEN 3651 en bovenstaande formule 4, dus bovenstaande formules hoeven niet te worden opgenomen; het ging hier slechts om een controle/ check of beide formules (NEN/SM) gelijksoortig zijn. Beschrijf ook in een alinea de problematiek van kabels en leidingen in de getijdrijvers.

#### 5.4 ontgrondingen bij kribben/kribvakken

*Waar kun je de informatie halen?*

Bronnen:

- Sieben, A.J. (2005) Ontgrondingskuilen in de Waal, RIZA werkdocument 2005.082x
- Yossef, M. F. M. (2002). The effects of groynes on river, a literature review. Tech. rep.
- Ten Brinke, W.B.M. (2003) De sedimenthuishouding van kribvakken langs de Waal: het langjarig gedrag van kribvak stranden, de invloed van scheepsgeïnduceerde waterbeweging en morfologische processen bij hoge en lage afvoeren. Min. van V & W, RWS, RIZA rapport 2003.002, ISBN 9036954827, Lelystad.
- Ten Brinke, W. B. M., N. M. Kruijt, A. Kroon and J. H. Van Den Berg (1999) Erosion of Sediments between Groynes in the River Waal as a Result of Navigation Traffic, pages 147–160. Blackwell Publishing Ltd.
- Ten Brinke, W. B. M., F. H. Schulze and P. van Der Veer (2004) "Sand exchange between groyne field beaches and the navigation channel of the Dutch Rhine: the impact of navigation versus river flow." River Research and Applications 20 (8): 899–928.
- Kruijt, N.M. en M.B. van de Berg (2001) Ontgrondingskuil van krib bij km 900.330.
- van Heereveld, M.A. (2002) Onderzoeksproject WBKI-kribben, onderhoudsparameters kribben, Projectnummer 9M2761.A0, Opdrachtgever Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde. Referentie 9M2761.A0/R002/MAVH/LDW/Nijm
- Jamuna Bank Protection Pilot Project, Deltares rapport Q1326, FAP 21, Guidelines and design manual for standardized bank protection structures.
- Chandpur, Bangladesh (2001) rapport Haskoning, en een review M. Van der Wal over een ontgrondingskuil met een totale waterdiepte van 60 m.
- Galay, V. (1987), Erosion and sedimentation in the Nepal Himalaya. Ministry of Water Resources of His Majesty's Government of Nepal.

Sieben (2005) analyseert de afmetingen (diepte, volume) van de ontgrondingskuilen bij kribben in de Waal. Deze analyse geeft inzicht in de variatie in de afmetingen van ontgrondingskuilen in de Waal. In die tijd waren de kribben nog niet verlaagd.

Yossef (2002) geeft een overzicht van de ontgrondingen bij ondoorlatende kribben en onderscheid de ontgrondingskuil bij niet-overstroomde kribben en de ontgrondingskuil bij overstroomde kribben. Door een verschuiving van de loslaatkromme op de kop van een ondoorlatende krib verschuift de locatie van een ontgrondingskuil bij de overgang van niet-overstroomd naar overstroomd en vice versa; zie ook Busnelli, Verhoef (DHV en Arcadis rapporten van de monitoring van de kribverlaging) en Kuhnle et al. (1999). Dit onderscheid is van belang, omdat in veel publicaties de nadruk ligt op de ontgrondingskuil bij niet-overstroomde kribben. Er zijn dus twee verschillende ontgrondingskuilen bij de kop van een krib: een kuil bij niet overstroomde kribben en een verschoven ontgrondingskuil bij overstroomde krib.

Naast bovengenoemd verschil zijn er bij verschillende typen kribben ook andere verschillen op:



- geknikte kribben (positief geknikt) hebben ter plaatse van het knikpunt een ontgrondingskuil (ecologische proefkribben in de Elbe, BAW en GFB Anlauf en Hentschel)
- kribben met een plotselinge kruinverlaging bij de wortel hebben daar een extra ontgrondingskuil (zie kribben in de Waal). Dit type ontgrondingskuil kan ook ontstaan door onregelmatige begroeiing op kribben.
- bij schuin overstroomde kribben treedt een ontgroning op ten gevolge van de zogenaamde kurketrekker naar benedenstrooms van een overstroomde krib.
- In een estuarium met eb en vloed stroming kan de stroomrichting per getij omkeren en stroomt zoet water over zout water in een gestratificeerd systeem en is zoet en zout water gemengd in een gemengd systeem. De kribben in de Nieuwe Waterweg hebben bij de kop van de kribben twee ontgrondingskuilen ; één ten gevolge van de vloed stroming en één ten gevolge van de ebstroming (DHV rapporten en van der Wal).

In diverse publicaties gaat ten Brinke in op de erosie door scheepvaart bij lage gemiddelde afvoeren, en sedimentatie bij hoge afvoeren. Het lijkt er op dat op een termijn van tientallen jaren beide elkaar in evenwicht houden. Dit is onderzocht in 23 kribvak stranden langs de Waal gedurende 4 jaar. Bij het onderzoek zijn neurale netwerken gebruikt.

Kruyt & van de Berg (2001) beschrijven een onderzoek naar de ontgrondingskuil bij km 900.330 bij Dodewaard, waar een krib met een aangepaste kribkop is aangelegd. In plaats van een reguliere kribkop met een helling van 1:3 is deze krib uitgerust met een kribkop met een helling van 1:6. De hypothese was dat de ontgrondingskuil afneemt bij een flauwe kribkop. Uit de monitoring blijkt dat er zich geen duidelijke ontgrondingskuil achter de aangepaste krib vormt. Vanuit dit oogpunt lijkt de aangepaste krib effectief. Echter uit bodemgegevens van voor de aanpassing van de kribkop blijkt dat er ook geen duidelijke ontgrondingskuil aanwezig was. Ook uit jaarlijkse peilgegevens van 1990-1998 zijn geen aanwijzingen gevonden dat er zich bij krib 900.330 een duidelijke ontgrondingskuil bevond, terwijl dit bij omliggende kribben wel het geval was. De ligging van de krib was blijkbaar dusdanig dat die niet goed aangestroomd werd en derhalve op voorhand al niet volledig als krib heeft gefunctioneerd. Hoewel er zich bij de aangepaste krib dus geen ontgrondingskuil heeft ontwikkeld kan echter niet worden geconcludeerd dat de hypothese onjuist is, dat wil zeggen dat een flauwere kribkop leidt tot een minder diepe ontgrondingskuil.

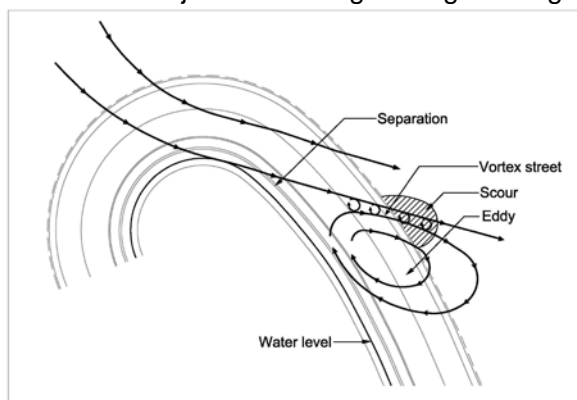
Van Heereveld (2002) beschrijft een onderzoek naar onderhoudsparameters voor kribben op basis van computerberekeningen met SOBEK-morfologie. Het doel van het onderzoek is het vergroten van het inzicht in de relatie tussen schade aan kribben en de morfologische reactie van de rivierbodem op deze schade. Het uiteindelijke doel is voor het onderhoud van de kribben een maximaal toelaatbare schade vast te stellen. Aandacht is gegeven aan de effecten van een drietal schadetypen: achterloopsheid, kribkop verstelling en kribverlaging. Met kribverlaging wordt in dit rapport de verlaging van de kruin als gevolg van schade aangeduid, bijvoorbeeld door: kribverzakking en erosie van steenmateriaal door stroom- en golfwerking, ijsdammen, vandalisme, enzovoorts (dit heeft dus niets te maken met kribverlaging als maatregel voor MHW verlaging!).

Met name de aanzanding in de hoofdgeul als gevolg van dergelijke schades is een belangrijke parameter; dankzij de hier gevonden resultaten kan de aanzanding als gevolg van in werkelijkheid voorkomende kribschade globaal worden geschat.

Verder moet nog worden opgemerkt dat op de Nederlandse rivieren sprake is van autonome bodemdaling. Dit heeft naar verwachting een negatief effect op de ontgrondingsdiepte. Ook de toegenomen afmetingen van de scheepvaart hebben een versterkend effect op de diepte van de ontgrondingskuil. Hiervoor wordt verwezen naar het item over scheepvaart.

In het buitenland zijn er uiteraard ook ervaringen met ontgrondingen bij kribben. Veel onderzoek is gedaan in het kader van het Jamuna Bank Protection Pilot Project FAP 21. Andere onderzoeken in Bangladesh zijn Chandpur (2001) naar een ontgrondingskuil met een waterdiepte van 60 m, of een project van DHV met test kribben.

Klaassen en Duivendijk beschrijven in "Performance review of Jamuna Bridge River Training Works 1997-2009" de schade aan de guide bunds (= **gestroomlijnde kribben**), zie onderstaande figuur. De Figuur geeft in bovenaanzicht de ligging van de guide bund met daarop geprojecteerd stroomlijnen, grote wervels en wervelstraten. Deze laatste zijn verantwoordelijk voor de ontgroning vanwege de hoge turbulentie-intensiteit.



Voorbeeld van schade aan een guide bund van de Jamuna Bridge in Bangladesh

De recent in de Nederlandse rivieren aangelegde langsdammen lijken in zekere mate op bovenstaande. In ieder geval zijn ontgrondingen te verwachten bij de kop en het eind van deze dammen, maar ook aan de zijkanten afhankelijk van de aanstroomhoek.

Verder zijn in Nepal kribben toegepast met een flauwe helling van de kribkop (helling in verlengde van de krib). Galay presenteert een samenvatting van de design guidelines voor spurs (kribben) in berggebieden.

In China is vaak sprake van gemetselde kribben met een steile helling van de fundering van breuksteen. Deze steile helling leidt vaak tot grote ontgrondingsdiepten.

#### *Hoe moet je de informatie verwerken?*

Aanbevolen wordt in hoofdstuk 5 de tekst op diverse plaatsen uit te breiden op basis van bovenstaande. Belangrijk is vooral het onderscheid te maken tussen de stroomcondities (overstroomd of niet), en geometrische verschillen door toevoegen van figuren. Maar ook door de invloed van de parameters in de formules op de berekende ontgrondingsdiepte inzichtelijker te maken door meer grafieken op te nemen. Voor de formules kan gebruik worden gemaakt van de nieuwe formules van Hoffmans, zie onderwerp 5.1 en de bestaande in par.5.4.2 van de huidige Scour Manual. Aanbevolen wordt veel plaatjes/foto's ter verduidelijking op te nemen.

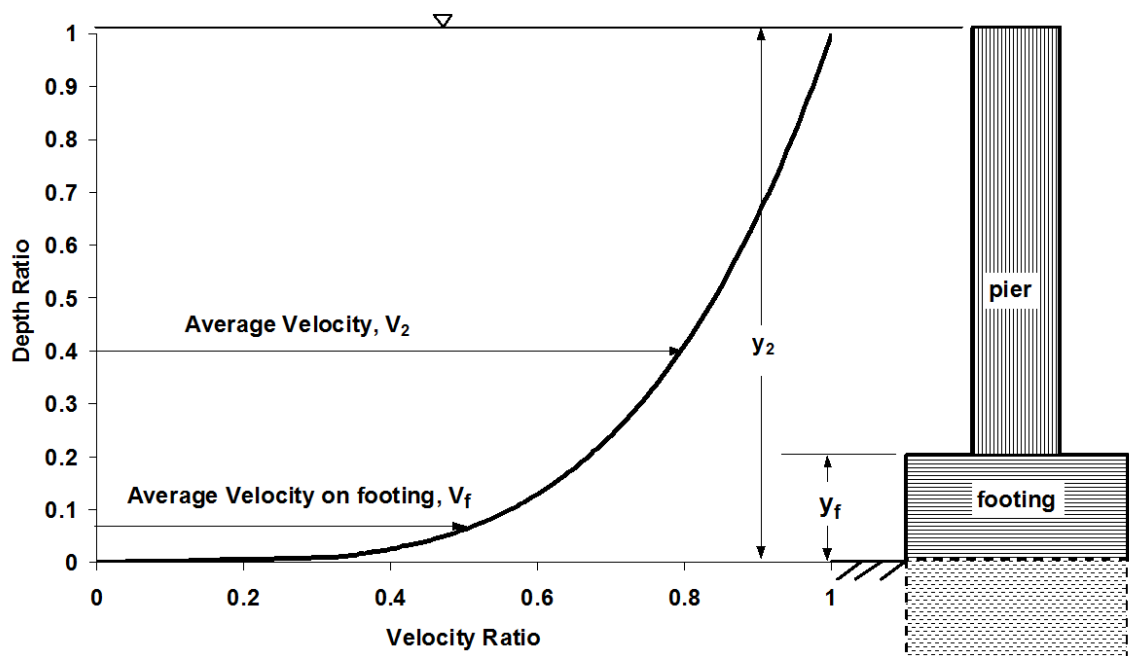
## 6.7 evaluatie circular pier op caisson

Waar kun je de informatie halen?

Bronnen:

- Hydraulic Engineering Circular No. 18, Evaluating Scour at Bridges, Fifth Edition, U.S.
- Manual on scour at bridges and other hydraulic structures, second edition, report CIRIA C742, London, 2015

HEC-18 geeft voor het bepalen van lokale ontgravingen een rekenreceptuur, mits de brugpijler op een caisson (footing) staat; zie onderstaande figuur. Opgemerkt wordt hier dat in Nederland (in tegenstelling tot USA en Nieuw Zeeland) de bodem rondom brugpijlers wordt beschermd.



Vergelijkbaar is een pile cap, zie figuur hieronder (bron CIRIA rapport C742, 2015).

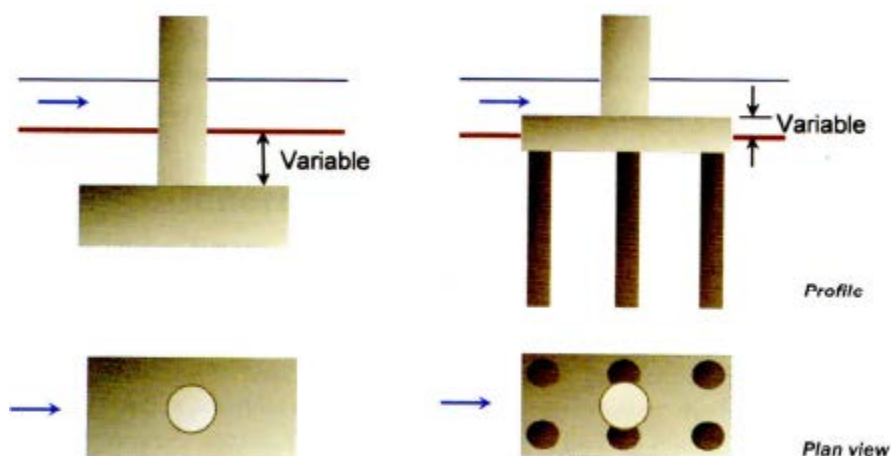


Figure 5.10 Examples of pier structures

Als een footing of design cap wordt toegepast moet in geval van een erodeerbare bodem de bovenkant van de footing of pile cap bij voorkeur liggen beneden het laagste niveau van natural scour + contraction scour (zie linker plaatje in Figuur 5.10 hierboven).

Als de top boven dat niveau is gelegen (rechter plaatje) dan zal de footing of pile cap een groter obstakel vormen voor de stroming en dus meer scour geven. De scour depth wordt dan bepaald door de breedte van de footing of de pile cap.

Een algemene scour formule luidt (CIRIA, 2015):  $\frac{y_s}{B} = \phi_{depth} \phi_{shape} \phi_{velocity} \phi_{angle}$

In deze formule zit een diepte factor:

$$\text{voor } 0.1 < h_0/B \leq 2.7: \quad \phi_{depth} = 0.55 \left( \frac{h_0}{B} \right)^{0.6}$$

$$\text{voor } h_0/B > 2.7: \quad \phi_{depth} = 1$$

met  $h_0$  = oorspronkelijke waterdiepte en  $B$  = pier diameter.

Als nu de footing boven de bodem uitsteekt dan moet voor  $B$  de aanstroombreedte van de footing worden gesubstitueerd (eventueel inclusief de aanstroomhoek) en niet de diameter van de pijler, zie plaatje links onder in figuur 5.10.

De invloed van de footing wordt hier dus verwerkt in de depth-factor.

In de Scour Manual staat de Nederlandse formule 6.5:

$$y_s = 1.5KB \tanh\left(\frac{h_0}{B}\right)$$

In wezen is deze vergelijkbaar met de CIRIA formule, want:

- $h_0/B$  groot dan:  $y_s = 1.5KB$
- $h_0/B$  klein dan:  $y_s = 1.5Kh_0$

Ook hier kan de invloed van een footing of pile cap worden verwerkt door niet  $B$  aan te houden maar de aanstroombreedte van de footing of pile cap.

In de praktijk zal het betekenen dat de ontgrondingsdiepte groter zal worden. Als een footing of pile cap juist onder het bodemniveau ligt, en dus feitelijk een harde, niet-erodeerbare laag vormt, zal deze de ontgroning kunnen reduceren.

Samenvattend: Indien de 'pile cap' net onder het bodemniveau ligt, dan zal deze in eerste instantie de ontgroning remmen. Zodra de erosie zich verder ontwikkelt, zal als gevolg van de extra turbulentie rond de 'pile cap' een grotere ontgrondingskuil ontstaan.

*Hoe moet je de informatie verwerken?*

Beschrijf in paragraaf 6.6.3 wat het effect is van een footing of pile cap en kwalitatief hoe dit in rekening te brengen door aan te geven of de scour erger wordt of niet. Daartoe is het dus noodzakelijk een inschatting te maken of de footing in de toekomst bloot komt te liggen. Verder kan gebruik worden gemaakt van de nieuwe formules van Hoffmans voor schatten van brugpijler ontgrondingen, zie onderwerp 6.1.

Opnemen van de CIRIA formule is niet wenselijk gezien de nieuwere formules. Voor speciale gevallen kan worden verwezen naar HEC-18 of CIRIA C742.

### 5.3 ontgrondingen bij doorlatende kribben

Waar kun je de informatie halen?

Bronnen:

- Haskoning (2006) *Kribben van de Toekomst*, kennisdocument over kribben in binnen- en buitenland, 9R8485.A0/R0001/WDJO/MJANS/Nijm
- FHWA (1985) Design of spur type bank stabilization structures, Federal Highway Administration, report 009463
- WL|Delft Hydraulics, *Vergelijking van het stroombeeld en de uitschuring bij verschillende kribvormen*, rapport M610, Delft, 1972
- WL|Delft Hydraulics, *Vormgeving kribben voor oeverbescherming bij getijstromen*, rapport M1032, Delft, 1972
- WL|Delft Hydraulics, *ontgroning bij een horizontale vernauwing*, rapport Q935, Delft, 1991
- Maza Alvarez, J.A., *Contribucion al diseno de espigones*, In XIV Congreso Latino Americano de Hudraulica, Montevideo, 1990.
- Bank Protection and River Training (AFPM) Pilot Project, FAP21/22 (CNR) – *Technical Report no 4, Falling Apron Investigation*, Chanaz, 1995
- Bank Protection and River Training (AFPM) Pilot Project, FAP21/22 (RRI) – *Final report planning study (draft)*, Dhaka, 1993 (ook rapport Q1326 van Deltares, *Guidelines and design manual for standardized bank protection structures*)

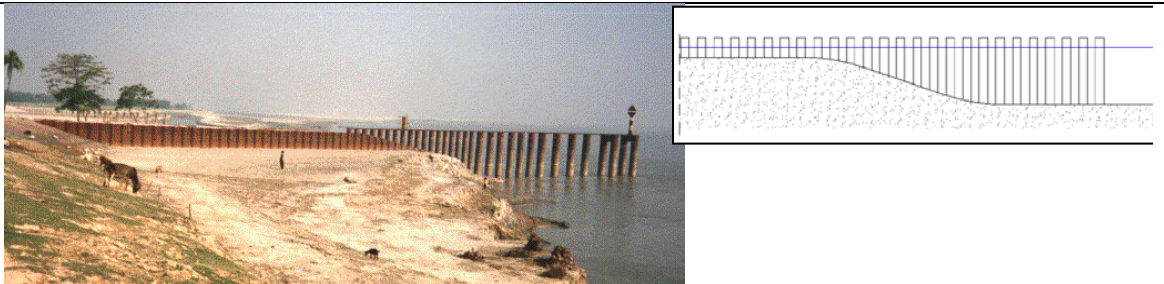
Haskoning (2006) heeft een kennisdocument opgesteld over doorlatende kribben in 2006. De auteur Lucas Heezen heeft een K-factor voor de maximale ontgrondingsdiepte van doorlatende kribben bepaald uit een analyse van verschillende fysische modelonderzoeken: M610, M1032, Q935, Q1326 (bij RRI in kader FAP 21) en onderzoek bij CNR in Frankrijk (ook in kader FAP 21).

De gegevens van alle proeven zijn in een grote overzichtstabel samengebracht en dat heeft geresulteerd in een formule met een groot aantal parameters. Ook drie andere ontgrondingsformules zijn aan de gegevens in die tabel getoetst. De formule luidt (zie ook Hoofdstuk 3 'Aanbevelingen' voor een uitleg waarom de formule in kwalitatieve vorm is gegeven):

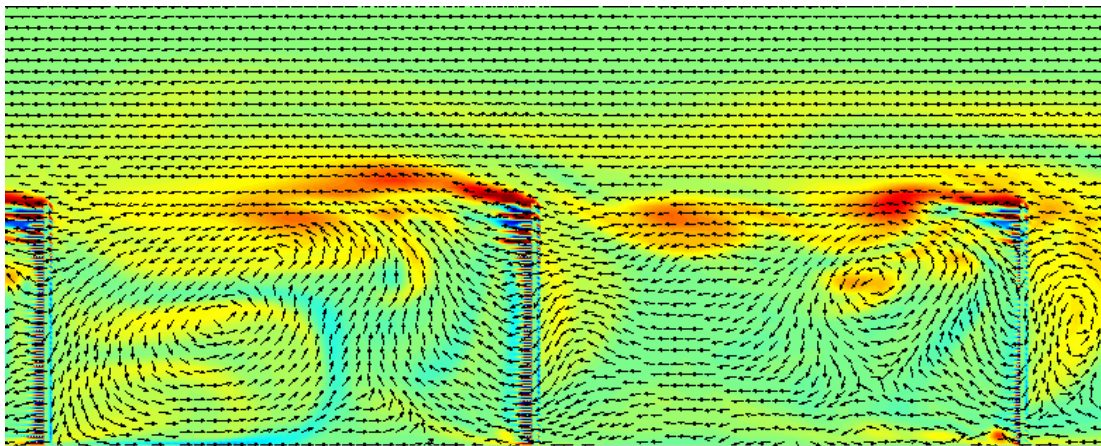
$$\frac{y_{m,e}}{h_0} = K_{\text{vernuwing}} * K_{\text{vormkribkop}} * K_{\text{lengte bodembescher min } g} * K_{\text{breedte bodembescher min } g} * K_u * K_{\text{orientatiekrib}}$$

In principe is dit een bekende structuur voor ontgrondingsformules, zie bijvoorbeeld de formules van Liu en Hoffmans in de Scour Manual in paragraaf 5.4 waar ook voor diverse invloeden zoals vernauwing en stroomsnelheid termen zijn opgenomen. Bovenstaande formule bevat echter heel veel invloeden en is in dat opzicht vrij compleet. Niet alleen is meegenomen de afhankelijkheid van het beschouwde aanstroomoppervlak (factor  $K_{\text{vernuwing}}$ ), dat door de grootste turbulente wervels wordt bepaald, maar ook de vernauwing van de waterloop bij een doorlatende krib. Deze vernauwing hangt uiteraard samen met de lengte van de doorlatende krib.

Hoewel de formule zeer bruikbaar lijkt voor de praktijk, is deze op dit moment onvoldoende gevalideerd. Het is gewenst dat er een verdere validatie plaats vindt als onderdeel van een nog nader te bepalen studie (zie Hoofdstuk 3).



Rechts: palenscherm als doorlatende krib (Bangladesh); links: geschematiseerde doorlatende krib



Voorbeeld van stroming door doorlatende krib

In de guidelines van de FHWA (1985) is de relatie tussen de maximum ontgrondingsdiepte bij doorlatende kribben en het percentage doorlatendheid getoond. Die relatie komt kwalitatief overeen met de bovenstaande relatie.

*Scour along the streambank and at the spur tip are also influenced by the permeability of the spur. Impermeable spurs, in particular, can create erosion of the streambank at the spur root. This can occur if the crest of impermeable spurs are lower than the height of the bank. Under submerged conditions, flow passes over the crest of the spur generally perpendicular to the spur. Laboratory studies of spurs with permeability greater than about 70 percent were observed to cause very little bank erosion, while spurs with permeability of 35 percent or less caused bank erosion similar to the effect of impermeable spurs.*

*Hoe moet je de informatie verwerken?*

Beschrijf kwalitatief de ontgrondingen rondom/nabij doorlatende kribben. De nog te fitten formule lijkt voor de praktijk zeer bruikbaar, maar een verdere validatie is noodzakelijk als onderdeel van een nog nader te bepalen studie (zie Hoofdstuk 3 'Aanbevelingen'). Daarna kan paragraaf 5.2.3 van de SM waarin wordt ingegaan op doorlatende kribben, worden uitgebreid met de gepresenteerde formule. Verder een verwijzing naar het FHWA rapport.

## 1.6 scour baseren op veiligheidsfilosofie

*Waar kun je de informatie halen?*

Bronnen:

- TAW (2003): Leidraad Kunstwerken
- Eurocodes; NEN, Delft
- Diermanse, F. (2016): WBI – Onzekerheden, Overzicht van belasting- en sterkteonzekerheden in het wettelijk toets instrumentarium; Deltares, rapport 1220080-001 (concept)
- Waterwet

De Scour Manual geeft per constructie type (sluis, dammen, brugpijlers, kribben) rekenregels voor het voorspellen van het tijdsafhankelijke ontgrondingsproces inclusief de evenwichtsdiepte. Meestal betreft het best-guess voorspellers. Een aanzienlijke verbetering zou zijn als de formules voor het bepalen van de ontgroning zijn gebaseerd op een veiligheidsfilosofie. Een voorbeeld hiervan is Tabel 6.1 in de Scour Manual waar voor brugpijlers een veiligheidsfactor als functie van de faalkans is gepresenteerd gebaseerd op Monte Carlo simulaties.

Net als in de Leidraad Kunstwerken (TAW, 2003) en de Eurocodes zal bij ontgrondingen een veiligheidsfilosofie worden gehanteerd. Dit is ook het geval bij het WBI instrumentarium. Alle relevante manuals hebben dan als uitgangspunt een veiligheidsfilosofie.

In principe zijn er 2 mogelijkheden:

1. (semi-)probabilistische aanpak door het afleiden van een veiligheidsfactor (of van partiële veiligheidsfactoren) als functie van de faalkans voor een bepaalde formule op basis van probabilistische berekeningen voor een specifieke constructie. Er zijn dan twee opties: (1a) een volledig probabilistische benadering, of (1b) afleiden van een semi-probabilistisch toetsvoorschrift op basis van probabilistische analyses.
2. Het hanteren van een “vaste” veiligheidsfactor, bijvoorbeeld een waarde van 2 voor alle typen constructies, en bij voorkeur vast te stellen op basis van een faalkanseis.

Optie 1 heeft duidelijk de voorkeur boven optie 2, zoals aangegeven in onderstaande tabel. Optie 2 moet worden beschouwd als een terugvaloptie.

	Probabilistische analyses	Vaste veiligheidsfactor
voordelen	Bepalen veiligheidsfactor als functie van faalkans Ook partiële veiligheidsfactoren te bepalen Alle onzekerheden worden individueel meegenomen	Eenvoudig Snel toepasbaar
nadelen	Tijdrovender Van alle parameters moeten verdelingen bekend zijn	Geeft feitelijk geen echt veiligheidsbeeld Een “willekeurige” waarde, bijv 2, is niet echt onderbouwd
toepassingsfase	definitief ontwerp	offertestadium kleine projecten



Hierna zal verder worden ingegaan op enkele theoretische aspecten van een faalkansbenadering en zal worden aangegeven hoe de faalkans te bepalen gegeven de onzekerheden in de bepalende factoren. Vervolgens zal een onderbouwing worden gegeven van een veiligheidsfactor gelijk aan 2 aan de hand van een simpele veiligheidsfilosofie voor de evenwichtsdiepte voor enkele voorbeelden.

Het is ook mogelijk een faalkansbenadering toe te passen en voor een bepaalde situatie de faalkans te bepalen gegeven de onzekerheden in de bepalende factoren.

Relevant is nog op te merken dat we uitgaan van een ontwerpsituatie, en niet van het toetsen van een ontgroning.

Verder worden de veiligheidseisen van de Eurocodes van toepassing verondersteld omdat we te maken hebben met constructies waarvan de aanwezigheid zorgt voor de ontgroning en waarvan de stabiliteit door die ontgroning kan worden bedreigd. Uitzondering zijn de stormvloedkeringen waar sprake is van een primaire waterkering en waarvoor de Waterwet geldt.

### Faalkansbenadering

The total scour depth needed for design of key-in or toe-down elevations may be computed by summing all the components of vertical bed change:

$$z_{tot} = z_{ad} + z_{cs} + z_{be} + z_{cf} + z_{bf} + z_s \quad (1)$$

where:

$z_t$	total scour depth, (m)
$z_{ad}$ (m)	bed elevation changes due to deposition (aggradation) or bed erosion (degradation)
$z_{cs}$	constriction scour (m)
$z_{be}$	scour on the outside of bend (m)
$z_{cf}$	confluence scour (m)
$z_{bf}$	bedform trough depth (m)
$z_s$	local scour depth associated with a structure (m)

Guidance for computing each component of scour is provided in the Scour Manual.

Bij deze aanpak zal voor alle factoren de volledige formule voor de ontgroning bij een specifieke constructie moeten worden gebruikt en dat betekent ook dat voor alle parameters een gemiddelde waarde en een standaardafwijking bekend moeten zijn of anders moeten worden geschat (veronderstellend dat alle parameters voldoen aan een normale verdeling). Dat vereist veel informatie. Verder zal rekening gehouden moeten worden met onderlinge correlaties tussen de diverse factoren, indien relevant.

NB: Hier is gekozen om van alle factoren de volledige formule te gebruiken om de onzekerheden in de onderliggende parameters goed te kunnen beschrijven. Als alle z-waarden als stochast kunnen worden beschreven kan ook met formule (1) worden gewerkt.

Methoden om de faalkans te bepalen zijn bijvoorbeeld een Monte Carlo aanpak, de FORM methode of numerieke integratie, zie Diermanse (2016).

Centraal staat de betrouwbaarheidsfunctie  $Z$  (sterkte minus belasting):

$$Z = R - S \quad (2)$$

De faalkans kan worden afgeleid als de betrouwbaarheidsindex  $\beta$  is bepaald:

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} \quad (3)$$

Stel dat van alle aspecten van vgl. (1) alleen de lokale ontgroning wordt beschouwd, dus  $z_s$  voor bijvoorbeeld de ontgroning benedenstrooms van een culvert (formule 4.19 op blz 84):

$$z_s = \frac{0.08DU_0}{\sqrt{\psi_c \Delta g d_{50}}} \quad (4)$$

Waarin:

D = diameter uitstroomopening

$U_0$  = gemiddelde uitstroomsnelheid

psi = Shields parameter

delta = relatieve dichtheid

g = versnelling zwaartekracht

$d_{50}$  = diameter bodemmateriaal

De sterkte componenten R en de belasting componenten S in deze formule kunnen worden gescheiden om een en ander te vertalen naar de betrouwbaarheidsfunctie Z. Vervolgens zullen dus voor alle parameters gemiddelde en standaardafwijking moeten worden bepaald en vervolgens kan de betrouwbaarheidsindex  $\beta$  worden berekend en de faalkans  $P_f$ . Een alternatief is om de sterkte en belasting componenten niet te scheiden maar de waarde van  $z_s$  te vergelijken met de kritieke waarde  $z_{s,cr}$ .

*Voorbeeld Niveau II berekening op basis van gemiddelde waarde*

De totale ontgrondingsdiepte kan worden bepaald door alle invloeden op te tellen, zoals aangegeven in vgl.(1). Stel dat van alle aspecten van vgl. (1) alleen de lokale ontgroning wordt beschouwd, dus  $z_s$  voor bijvoorbeeld de ontgroning benedenstrooms van een culvert of duiker. Voor deze component kan de kritieke waarde (de waarde die in principe niet overschreden mag worden) als volgt berekend worden:

$$z_{s,cr} = \frac{c_1 DU_0}{\sqrt{\psi_c \Delta g d_{50}}} \quad (4a)$$

Onderstaande tabel geeft voor alle parameters de gemiddelde waarde en de standaardafwijking daarbij veronderstellend dat alle parameters normaal verdeeld zijn.

Parameter	Gemiddelde waarde	Standaard afwijking
$c_1$	0.08	0.02
$D$	3 m	0.20 m
$U_0$	2 m/s	0.25 m/s
$\psi$	0.05	0.01
$\Delta$	1.65	0.05
$g$	9.81 m/s <sup>2</sup>	0
$d_{50}$	0.06 m	0.02 m

Substitutie van de gemiddelde waarden uit de tabel in vgl.(4) geeft als actuele ontgrondingsdiepte:  $z_{s,actual} = 2.18$  m. Opgemerkt wordt dat het in een betrouwbaarheidsanalyse over het algemeen niet verstandig om uit te gaan van gemiddelde waarden.

De betrouwbaarheidsfunctie volgens vgl.(2) kan worden omschreven met

$$R = z_{s,cr} \text{ en } S = z_{s,actual} = \frac{c_1 D U_0}{\sqrt{\psi_c \Delta g d_{50}}} \text{ naar:}$$

$$Z = z_{s,cr} - z_{s,actual} = z_{s,cr} - \frac{c_1 D U_0}{\sqrt{\psi_c \Delta g d_{50}}} \quad (5)$$

Voor het berekenen van de betrouwbaarheidsindex  $\beta$  en de faalkans  $P_f$  moeten de waarden van  $\mu(Z)$  en  $\sigma(Z)$  worden bepaald. De betrouwbaarheidsindex  $\beta$  volgt uit vgl.(3), terwijl  $\mu(Z)$  kan worden berekend met vgl.(5) door een waarde voor  $z_{s,cr}$  aan te nemen. Stel bijvoorbeeld  $z_{s,cr} = 3.0$  m, dan volgt voor  $\mu(Z)$  een waarde van:  $\mu(Z) = 3.0 - 2.18 = 0.82$  m.

De bepaling van de waarde van  $\sigma(Z)$  is gecompliceerd en zal hieronder worden toegelicht. De formule luidt:

$$\sigma(Z) = \left\{ \sum_{i=1}^n \left( \frac{\partial z}{\partial x_i} \sigma(x_i) \right)^2 \right\}^{0.5} \quad (6)$$

Het komt er op neer dat er een sommatie wordt uitgevoerd van het product van de standaardafwijking van een bepaalde parameter en de afgeleide naar die parameter. We moeten dus voor elke parameter in vgl.(5) de afgeleide bepalen. Hieronder zijn voor alle parameters deze afgeleiden uitgeschreven:

$$\frac{\partial z}{\partial D} = \frac{c_1 U_0}{\sqrt{\psi_c \Delta g d_{50}}} \quad (7a)$$

$$\frac{\partial z}{\partial U_0} = \frac{c_1 D}{\sqrt{\psi_c \Delta g d_{50}}} \quad (7b)$$

$$\frac{\partial z}{\partial c_1} = \frac{D U_0}{\sqrt{\psi_c \Delta g d_{50}}} \quad (7c)$$

$$\frac{\partial z}{\partial \psi_c} = -\frac{1}{2\psi_c^{1.5}} \frac{c_1 D U_0}{\sqrt{\Delta g d_{50}}} \quad (7d)$$

$$\frac{\partial z}{\partial \Delta} = -\frac{1}{2\Delta^{1.5}} \frac{c_1 D U_0}{\sqrt{\psi_c g d_{50}}} \quad (7e)$$

$$\frac{\partial z}{\partial g} = -\frac{1}{2g^{1.5}} \frac{c_1 D U_0}{\sqrt{\psi_c \Delta d_{50}}} \quad (7f)$$

$$\frac{\partial z}{\partial d_{50}} = -\frac{1}{2d_{50}^{1.5}} \frac{c_1 D U_0}{\sqrt{\psi_c \Delta g}} \quad (7g)$$

Bovenstaande formules kunnen ook anders worden geschreven, bijvoorbeeld vgl.(7a) en (7d):

$$(7a): \quad \frac{\partial z}{\partial D} = \frac{c_1 U_0}{\sqrt{\psi_c \Delta g d_{50}}} = \frac{1}{D} \frac{c_1 D U_0}{\sqrt{\psi_c \Delta g d_{50}}} = \frac{z_{s,actual}}{D}$$

$$\text{en (7d):} \quad \frac{\partial z}{\partial \psi_c} = -\frac{1}{2\psi_c} \frac{c_1 D U_0}{\sqrt{\psi_c \Delta g d_{50}}} = -\frac{z_{s,actual}}{2\psi_c}$$

Door substitutie van de gemiddelde waarden en de standaardafwijkingen voor elke parameter in de vgl.(7a) t/m (7g) kunnen de waarden van  $\frac{\partial z}{\partial x_i}$  voor iedere parameter worden bepaald alsmede met vgl.(6) de waarde van  $\sigma(Z)$ . Dit is uitgevoerd in onderstaande tabel.

$X_i$	$\mu(x_i)$	$\sigma(x_i)$	$\frac{\partial z}{\partial x_i}$	$\left(\frac{\partial z}{\partial x_i} \sigma(x_i)\right)^2$	Aandeel in procenten
$C_1$	0.08	0.02	27.238	0.297	52
$D$	3 m	0.20 m	0.726	0.021	4
$U_0$	2 m/s	0.25 m/s	1.089	0.074	13
$\psi$	0.05	0.01	21.782	0.047	8
$\Delta$	1.65	0.05	0.660	0.001	0
$g$	9.81 m/s <sup>2</sup>	0	0.111	0	0
$d_{50}$	0.06 m	0.02 m	18.152	0.132	23

$$\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial z}{\partial x_i} \sigma(x_i)\right)^2 = 0.572 \quad 100\%$$

Voor  $\sigma(Z)$  volgt nu met vgl.(6):  $\sigma(Z) = (0.572)^{0.5} = 0.756$  m.

Met  $\mu(Z) = 3.0 - 2.18 = 0.82$  en de betrouwbaarheidsindex  $\beta$  volgens vgl.(3) geeft dit als resultaat:  $\beta = 1.1$ .

De faalkans  $P_f$  kan nu worden afgelezen uit een tabel voor een standaardnormale verdeling. Voor  $\beta = 1.1$  volgt:  $P_f = 0.14$  ofwel 14%.

Zoals gezegd zijn in het bovenstaande voorbeeld zijn de waarden van  $\frac{\partial z}{\partial x_i}$  voor iedere parameter bepaald door substitutie van de gemiddelde waarden en standaardafwijkingen.

Het is echter aan te bevelen om niet voor de “gemiddelde” situatie de afgeleiden te bepalen, maar voor situaties die relevant zijn voor eventueel falen van het systeem (in dit voorbeeld: situaties waarbij de kritieke waarde,  $z_{s,cr}$ , wordt overschreden). Over het algemeen worden de afgeleiden daarom bepaald voor het “ontwerppunt”. Het ontwerppunt is de meest waarschijnlijke combinatie van uitkomsten van de parameters (variabelen) die tot falen leidt. Het is echter in de regel niet mogelijk om dit ontwerppunt op analytische wijze vast te stellen, Er zijn wel iteratieve rekenmethoden ontwikkeld om het ontwerppunt te lokaliseren.

Uit de tabel kunnen we ook aflezen dat de standaardafwijking in de coëfficiënt  $c_1$  zorgt voor de grootste bijdrage aan de faalkans, namelijk 52%, gevolgd door de bijdrage van  $d_{50}$ . Verhogen van de nauwkeurigheid van de parameter  $c_1$  bijvoorbeeld door modelonderzoek of analyse van opgetreden ontgrondingen kan hierin verbetering brengen.

In het voorbeeld is de faalkans berekend voor een ontgroning van  $z_{s,actual} = 2.18$  m, maar dit kan voor elke andere ontgrondingsdiepte worden gedaan. Stel dat we de ontgroning berekenen voor  $z_{s,actual} = 3.0$  m dus gelijk aan de kritieke ontgrondingsdiepte. De betrouwbaarheidsindex  $\beta$  wordt dan 0, want  $\mu(Z) = 0$  en de bijbehorende faalkans is  $P_f = 0.50$  ofwel 50%. Dat is ook logisch, want in dit geval is de kritieke waarde gelijk aan de actuele waarde.

Een andere optie is te veronderstellen dat impliciet in de coëfficiënt 0.08 in vgl.(4) een veiligheidscoëfficiënt van  $\gamma = 1.25$  is opgenomen. De werkelijke waarde van  $z_{s,actual}$  wordt dan 1.74 m en daarmee  $\mu(Z) = 3.0 - 1.74 = 1.26$  m. Dit betekent dat de betrouwbaarheidsindex wordt  $\beta = 1.67$  en de faalkans reduceert dan tot  $P_f = 0.048$  ofwel 4.8%.

Het voorgaande voorbeeld is een eenvoudige methode conform één van de niveau II methodieken. In dit geval wordt gelineariseerd rond de gemiddelde waarde, en dat heet de eerste orde, tweede moment methode (ook wel FORM genoemd, First Order mean value approach). Andere methoden om de faalkans te bepalen zijn zoals eerder opgemerkt een Monte Carlo aanpak, of numerieke integratie. Deze laatste twee zijn niveau III methoden. Een niveau II methode geeft per definitie een *benadering* van de faalkans/betrouwbaarheidsindex omdat (mogelijk complexe) wiskundige beschrijvingen van faalmechanismen worden gelineariseerd. Met niveau III methoden kan in principe een (nagenoeg) exacte schatting van de faalkans worden afgeleid. Voor relatief eenvoudige modellen als beschreven in het voorbeeld kan dat doel eenvoudig gerealiseerd worden. Indien rekenintensieve rekenmodellen moeten worden ingezet om het faalmechanisme te beschrijven kan de benodigde rekentijd van een niveau III som onpraktisch groot worden.

Voor de volledigheid worden de veiligheidsniveaus van de Eurocode vermeld. Onderscheiden worden drie veiligheidsniveaus, die zijn gedefinieerd als Reliability Classes (RC) of Consequence Classes (CC) met de volgende veiligheidseisen, die representatief zijn voor een referentieperiode van 50 jaar:

- RC1/CC1:  $\beta = 3,3$  ( $P_f = 4,83E-04$ )
- RC2/CC2:  $\beta = 3,8$  ( $P_f = 7,23E-05$ )
- RC3/CC3:  $\beta = 4,3$  ( $P_f = 8,54E-06$ )

## veiligheidsfactor

### principe

Bij de methode van de veiligheidsfactoren wordt ook uitgegaan van vgl.(1) maar dan met een veiligheidsfactor  $\gamma$ , dus

$$z_{tot} = \gamma_S (z_{ad} + z_{cs} + z_{be} + z_{cf} + z_{bf} + z_s) \quad (8)$$

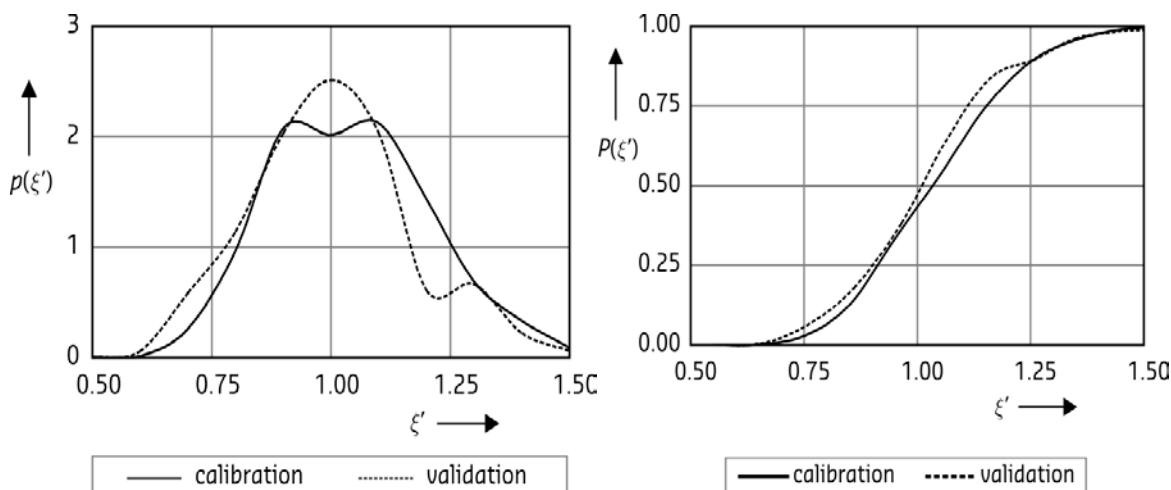
With  $\gamma_S$  factor of safety.

Johnson (1992) developed a probabilistic approach to pier scour engineering. Based on a Monte Carlo simulation, he found a relation between safety factors and the probability of bridge pier scour (Table 6.1, pp. 116 of Scour Manual).

Probability of failure	0,1	0,01	0,001	$10^{-4}$	$10^{-5}$
Safety factor	1,2	1,4	1,6	1,75	1,85

Zijn deze veiligheidsfactoren representatief ofwel hoe groot moeten de veiligheidsfactoren zijn? Hieronder worden enkele voorbeelden besproken, die mogelijkwjs een antwoord hierop kunnen geven.

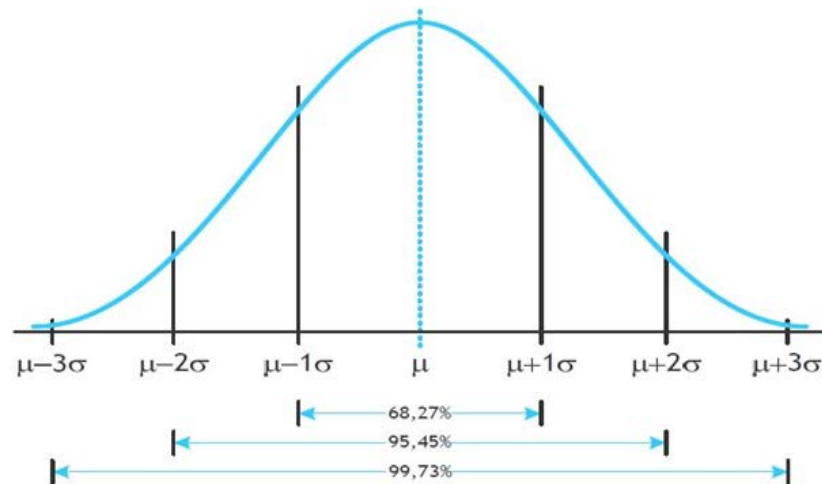
Allereerst echter wordt een benadering gegeven voor het schatten van de standaardafwijking. Op basis van experimenteel onderzoek kunnen voor de ontgroning bij een bepaalde constructie boven- en ondergrenzen worden bepaald. Onderstaande figuren tonen de kansdichtheidsfunctie (normale verdeling) van  $\xi'$  (= verhouding tussen de berekende en gemeten totale diepte) en de verdelingsfunctie van  $\xi'$  voor lokale ontgroningen als gevolg van vallende stralen (ongeveer 1000 experimenten zijn toegepast).



Ongeveer 95% van alle experimenten ligt tussen de ondergrens ( $\xi' > 0,5$ ) en de bovengrens ( $\xi' < 1,5$ ). Uitgaande van een Gaussische verdeling is de standaardafwijking van de voorspelde ontgroningsdiepte te benaderen door (zie ook de Gaussische verdeling hieronder) en aannemende dat  $\mu = 1$ :

$$2\sigma = \frac{1}{2}\mu \quad \text{of} \quad \sigma = \frac{1}{4}\mu$$

(9)



Niet alleen lokale ontgroningen als gevolg van 2D-vallende stralen geven een dergelijke range van de voorspelde evenwichtsdiepte, maar ook lokale ontgroningen veroorzaakt door 2D-H en 3D-H stralen.

#### voorbeelden

In de onderstaande voorbeelden gaan we uit van  $\beta = 4$  dus een faalkans van orde  $P_f = 3.1 \cdot 10^{-5}$

#### Voorbeeld 1

Bepaal de lengte van de bodembescherming in de Oosterschelde. Het moet voldoende lang zijn om de SVKO te beschermen tegen eventuele zettingsvloeiingen.

De betrouwbaarheidsfunctie ( $Z$ ) wordt gegeven door (sterkte minus belasting):

$$Z = R - S \quad (10)$$

Op basis van gemiddelde waarden geldt:

$$\mu_Z = \mu_R - \mu_S$$

of

$$\mu_Z = L_{\min} - \mu(L_{\text{ins}})$$

waarin:

$L_{\min}$  lengte van bodembescherming (m)

$L_{\text{ins}}$  inscharingslengte (m)

De definitie van de standaardafwijking van  $Z$  is

$$\sigma_Z = \sqrt{(\sigma_{L_{\min}}^2 + \sigma_{L_{\text{ins}}}^2)}$$

De lengte van de bodembescherming wordt als een deterministische parameter beschouwd, dus

$$\sigma_Z = \sigma_{L_{ins}}$$

De definitie van de betrouwbaarheidsindex is

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \frac{L_{\min} - \mu(L_{ins})}{\sigma_{L_{ins}}} \quad (11)$$

Voor zettingsvloeiingen geldt (zie Scour Manual blz. 38):

$$L_{ins} = 8z_{m,e|50\%}$$

Waarin  $z_{m,e|50\%}$  = evenwichtsontgrondingsdiepte die door 50% van de ontgrondingen wordt overschreden.

Gebaseerd op experimenteel onderzoek wordt gevonden (2D-V, 2D-H en 3D-H jets)

$$\sigma_{z_{m,e}} = \frac{1}{4} z_{m,e|50\%}$$

dus

$$\sigma_{L_{ins}} = 8\sigma_{z_{m,e|50\%}} = 8\left(\frac{1}{4} z_{m,e|50\%}\right) = 2z_{m,e|50\%}$$

en dus

$$\beta = \frac{L_{\min} - 8z_{m,e|50\%}}{2z_{m,e|50\%}}$$

of

$$L_{\min} = (2\beta + 8)z_{m,e|50\%}$$

met  $\beta = 4$  volgt

$$L_{\min} = 16z_{m,e|50\%}$$

Dus de karakteristieke bovengrens van de evenwichtsdiepte  $L_{\min}$  is gelijk aan 2 keer  $L_{ins}$  (dus veiligheidsfactor = 2).

Aannemende dat de gemiddelde evenwichtsdiepte gelijk is aan 30 m, dan is de minimale lengte van de bodembescherming (zie onderstaande figuren)

$$L_{\min} = 16 \cdot 30 = 480 \text{ m}$$

Deze lengte komt ongeveer overeen met wat in de Roompot is aangelegd (is ongeveer 600 m)



**Voorbeeld 2**

Bepaal de lengte van de bodembescherming benedenstrooms van een spuisluis, indien geen afschuivingen mogen plaatsvinden.  $\beta$  is 4.

Voor afschuivingen geldt:

$$L_{ins} = 2z_{m,e|50\%} \quad (\text{zie blz. 38 van Scour Manual})$$

Op basis van experimenteel onderzoek wordt gevonden (2D-V, 2D-H en 3D-H jets)

$$\sigma_{z_{m,e}} = \frac{1}{4} z_{m,e|50\%}$$

dus

$$\sigma_{L_{ins}} = 2\sigma_{z_{m,e|50\%}} = 2\left(\frac{1}{4} z_{m,e|50\%}\right) = \frac{1}{2} z_{m,e|50\%}$$

en dus

$$\beta = \frac{L_{\min} - 2z_{m,e|50\%}}{\frac{1}{2} z_{m,e|50\%}}$$

of

$$L_{\min} = \left(\frac{1}{2}\beta + 2\right) z_{m,e|50\%}$$

Met  $\beta = 4$  volgt

$$L_{\min} = 4z_{m,e|50\%}$$

Ook voor afschuivingen wordt een karakteristieke evenwichtsdiepte berekend, die 2 keer groter is dan de gemiddelde waarde (dus veiligheidsfactor = 2).

Aannemende dat de gemiddelde evenwichtsdiepte gelijk is aan de initiële waterdiepte, dus

$$z_{m,e|50\%} = h$$

dan is de minimale lengte van de bodembescherming voor  $h = 5$  m

$$L = 4 \cdot 5 = 20 \text{ m}$$

**Voorbeeld 3**

Bepaal de lengte van de bodembescherming achter een duiker, indien geen afschuivingen mogen plaatsvinden. Met  $\beta = 3$  volgt

$$L = 3,5z_{m,e|50\%}$$

Dus de veiligheidscoëfficiënt is gelijk aan  $3,5/2 = 1,75$ . Wordt aangenomen dat de gemiddelde evenwichtsdiepte gelijk is aan de initiële waterdiepte, dus

$$z_{m,e|50\%} = h = 2 \text{ m}$$

dan is de minimale lengte van de bodembescherming

$$L = 3,5 \cdot 2 = 7 \text{ m}$$

In bovengenoemde voorbeelden is aangenomen, dat de aanzethellingen niet ondermijnd worden, dus de opgewekte turbulentie ten gevolge van drempels en/of onderstroming is voldoende afgenomen. Dit betekent dat in het beheer- en onderhoudsprogramma de conditie/schade van de bodembescherming en aanzethellingen gemonitord moeten worden. Dit laatste betreft dus geen veiligheidsprobleem!

#### Voorbeeld 4

Bepaal de karakteristieke evenwichtsdiepte rondom een brugpijler, indien geen bodembescherming wordt toegepast. Brugpijler is rond van aard en heeft een breedte van  $b = 4$  m. De waterdiepte is 10 m.  $\beta = 4$ .

De gemiddelde evenwichtsdiepte rondom een slanke ronde brugpijler is

$$z_{m,e|50\%} = 1,5b = 6 \text{ m}$$

Op basis van experimenteel onderzoek geldt voor live-bed scour

$$0,5b < z_{m,e} < 2,5b$$

Indien 99% van alle experimentele resultaten binnen deze range ligt en wordt een normale verdeling aangenomen, dan is de standaardafwijking gelijk aan

$$3\sigma = b \quad \text{of} \quad \sigma = \frac{1}{3}b$$

De karakteristieke evenwichtsdiepte is te schrijven als

$$z_{m,e|kar} = \beta\sigma + \mu$$

of

$$z_{m,e|kar} = \beta \cdot \frac{1}{3}b + 1,5b$$

Met  $\beta = 4$  volgt

$$z_{m,e|kar} = 4 \cdot \frac{1}{3}b + 1,5b = 2,8b$$

Hieruit volgt dat de veiligheidsfactor ongeveer gelijk is aan 2.

#### Kanttekeningen

De factor 2 blijkt voor alle beschouwde voorbeelden een goede keuze, maar dit komt omdat (1)  $\sigma = \frac{1}{4}\mu$  in alle voorbeelden en (2) telkens  $\beta = 4$  wordt toegepast. Als gekozen wordt voor een andere veiligheidsklasse ( $\beta = 3$ ) dan zal de factor 2 veranderen.

Verder moet worden genoemd dat in het bovenstaande een veiligheidsfactor wordt afgeleid op analytische basis.

Voor deze situaties heb je dus feitelijk geen probabilistische berekening nodig. Een probabilistische aanpak wordt vooral interessant als je alle componenten van vgl.(1) in combinatie wilt beschouwen, want dan gaan onderlinge correlaties een rol spelen en kan mogelijk enig conservatisme worden weggenomen wat niet lukt op basis van een individuele beschouwing.

*Hoe moet je de informatie verwerken?*

Voeg in Hoofdstuk 2 “Basic concepts” een paragraaf toe over veiligheidsbenaderingen. Geef daarin aan welke benaderingen kunnen worden gevolgd tijdens de verschillende fases in een ontwerp; neem de tabel op met voor en nadelen van een probabilistische analyse en van een methode met veiligheidsfactoren. Schets de achtergronden van de beide methoden in globale zin en verwijst naar literatuur waarin een en ander wordt besproken zoals Leidraad Kunstwerken, WBI-instrumentarium (Diermanse, 2016) en Eurocodes.

Aangezien voor een definitief ontwerp wordt aanbevolen veiligheidsfactoren te hanteren gebaseerd op probabilistische analyses, bijvoorbeeld Monte Carlo simulaties, wordt aanbevolen in een vervolgstudie voor de relevante formules deze veiligheidsfactoren te bepalen met probabilistische analyses. Dit kan dan als voorbeeld opgenomen worden in de scour manual. Voor het uitvoeren van een probabilistische benadering van het ontgrondingsproces kan gebruik worden gemaakt van databestanden met informatie over lokale ontgrondingen rondom brugpijlers/kribben en ontgrondingen veroorzaakt door vallende/horizontale stralen. Bronnen zijn:

- Hoffmans, G.J.C.M., 1994. Ontgrondingen door vallende stralen, W-DWW-94-302, Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde.
- Hoffmans, G.J.C.M., 1995. Ontgrondingen rondom brugpijlers en aan de kop van kribben, W-DWW-94-312, Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde.
- Hoffmans, G.J.C.M., 1995. Data of plunge pool scour, DWW-2007-016, Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde.

## 5.2 achterloopsheid kribben beschrijven

### *Waar kun je de informatie halen?*

Achterloopsheid is gedefinieerd als een bres in de aansluiting tussen kribconstructie en oeverlijn, waardoor bij voldoende hoge waterstanden twee kribvakken in verbinding staan. Deze achterloopsheid mag niet leiden tot ondiepten in de vaarweg, een onvoorspelbaar stroombeeld in de vaarweg, ondermijning van waterkerende en/of stroomgeleidende constructies in de uiterwaard en tot aantasting van bijzondere gebruiksfuncties en waarden nabij de bres. Hiermee kunnen functionele interventieniveaus worden afgeleid maar omdat bressen in de meeste gevallen doorgroeien en herstelkosten relatief hoog zijn, is snel ingrijpen veelal economisch de optimale koers.

### Bronnen:

- RIZA (2005) *Ontgrondingskuilen in de Waal*, RIZA werkdocument 2005.082x, J. Sieben Document geeft een kwantitatieve analyse van kuilafmetingen bij kribkoppen.
- RIZA (2005): *Inschatting van de kans op achterloopsheid bij kribben*, RIZA werkdocument 2005.148X, J.Sieben, J.A.F. van Essen, M.J.M. Scholten en L.W.J. van Hal.  
Betreft een combinatie van WAQUA resultaten en inspectie- en onderhoudsgegevens om hydraulische belasting te vertalen naar de kans op achterloopsheid van een krib.
- RIZA (2004); *Wie het water deert die het water keert. Inventarisatie van beheer en onderhoud van kribben en oeververdedigingen*, RIZA werkdocument 2005.034, J.Sieben.  
Inventarisatie van beheer en onderhoud van kribben op basis van literatuur en districtervaringen.
- WL (2004); *Rekenen aan een achterloopse krib*, Berekeningen met Delft3D en Horizontal Large Eddy Simulation, Q3835.  
Numerieke verkenning naar het stroombeeld (incl. wervels en turbulentie) bij een achterloopse krib, om de grens voor acceptabel presteren-met-schade te bepalen.
- WL (2005); *Twee-dimensionale bodemveranderingen door achterloopse kribben*.
- M.A. van Heereveld & M. van der Wal (2006) *Unexpected morphological effects due to postponed maintenance of river groynes*, ICSE 2006, Amsterdam.
- M.A. van Heereveld (2002) *Onderzoeksproject WBKI-kribben, onderhoudsparameters kribben*, Projectnummer 9M2761.A0, RWS Dienst Weg- en Waterbouwkunde (Referentie 9M2761.A0/R002/MAVH/LDW/Nijm).
- Sieben, A.J. & M. van der Wal: *notitie achterloopse krib in de Steenwaard in de Lek*
- Sieben, A.J.: *notitie achterloopsheid van een krib bij de aansluiting van de nevengeulen van Gameren aan het zomerbed van de Waal*
- Blossier, Brice (2011) *Influence of groyne fields on ship waves and water levels*, Internship report TUD

Het district Boven-Rijn en Waal van RWS heeft ongeveer 10 jaar geleden een inventarisatie gemaakt van kribben die in de toekomst achterloops kunnen worden. Zij verwachten toen dat de meerderheid van de kribben op termijn achterloops zouden worden.

Het district heeft de achterloopse krib in de Waal bij Dodewaard 3 jaar lang zonder ingrijpen zich laten ontwikkelen. De conclusie was dat zonder tijdig ingrijpen achterloopsheid leidt tot grote herstelkosten, vrijwel gelijk aan de aanleg van een geheel nieuwe krib. Daarom wil het district achterloopse kribben in een vroeg stadium herstellen.

De studies van Van Heereveld & van der Wal (2006) en Van Heereveld (2002) beschrijven een onderzoek naar onderhoudsparameters voor kribben op basis van computerberekeningen met SOBEK-morfologie. Het doel van het onderzoek was het vergroten van het inzicht in de relatie tussen schade aan kribben en de morfologische reactie van de rivierbodem op deze schade. Het uiteindelijke, achterliggende doel is voor het onderhoud van de kribben een maximaal toelaatbare schade vast te stellen. Aandacht is gegeven aan de effecten van een drietal schadetypen: achterloopsheid, kribkopversteiling en kribverlaging. Met kribverlaging wordt in dit rapport de verlaging van de kruin als gevolg van schade aangeduid, bijvoorbeeld door: kribverzakking en erosie van steenmateriaal door stroom- en golfwerking, ijssdammen, vandalisme, enzovoorts (dit heeft dus niets te maken met kribverlaging als maatregel voor MHW verlaging!)

Met name de aanzanding in de hoofdgeul als gevolg van dergelijke schades is een belangrijke parameter (opgemerkt wordt dat door achterloopsheid ook een verandering optreedt van de stroming in de hoofdgeul). Dankzij de gevonden resultaten kan de aanzanding als gevolg van in werkelijkheid voorkomende krib schade globaal worden geschat.

Blossier (2011) beschrijft de interactie tussen kribvakken, waterstanden en scheepsgolven.

Van der Wal/Sieben hebben een notitie opgesteld over een achterloopse krib in de Steenwaard in de Lek. Deze krib is op natuurlijke wijze achterloops geworden en daarbij is een brede ondiepe stroomgeul ontstaan die de twee kribvakken verbindt. De stroming en de erosie geven extra dynamiek in dat deel van de rivier. Dat is van uit de ecologie een waardevolle ontwikkeling. De erosie is echter ook een bedreiging voor de dijk. De beheerder wil dat de erosie stopt en dat de veiligheid van de dijk geen gevaar loopt.

In dit deel van de Lek is een bijzondere libel waargenomen, de rivierrombout. Deze libel houdt van ondiep water en een zandige bodem. De ontstane stroomgeul voldoet waarschijnlijk wel aan deze omgevingseisen. Dat is een extra reden te kijken naar oplossingen waarbij een deel van de huidige stroomgeul gehandhaafd kan blijven en de erosie van de oever van de stroomgeul stopt.

Sieben beschrijft ook de kans op achterloopsheid van een krib bij de aansluiting van de nevengeulen van Gameren aan het zomerbed van de Waal. Deze achterloopsheid dreigt te ontstaan door natuurlijke erosie in een nevengeul.

Verhoeven, RWS, toonde aan dat bij doorlatende proefkrib in de Waal doorlatende kribben de scheepsgolven gedeeltelijk doorlaten en gedeeltelijk reflecteren, zodat daarmee de kans op achterloopsheid van een krib aanzienlijk wordt verkleind.

In Bangladesh komt achterloopsheid van kribben ook voor; het verschijnsel wordt daar outflanking genoemd.

Onderstaande figuren tonen een voorbeeld met kental voor snelheid van ontwikkeling van achterloopsheid langs de Waal: orde ca 10 m/jaar (waarvan buiten hoogwaterperiode ca 2 m). De tijdschaal voor ontwikkeling is dus klein.

## outflanking of groyne along river Waal (9 m/a)

20 maart 2008

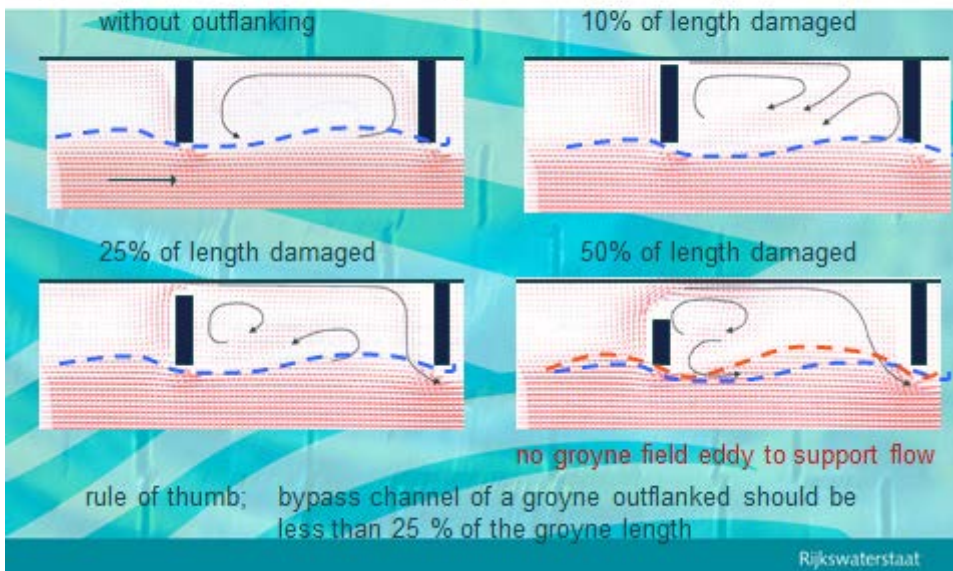
1



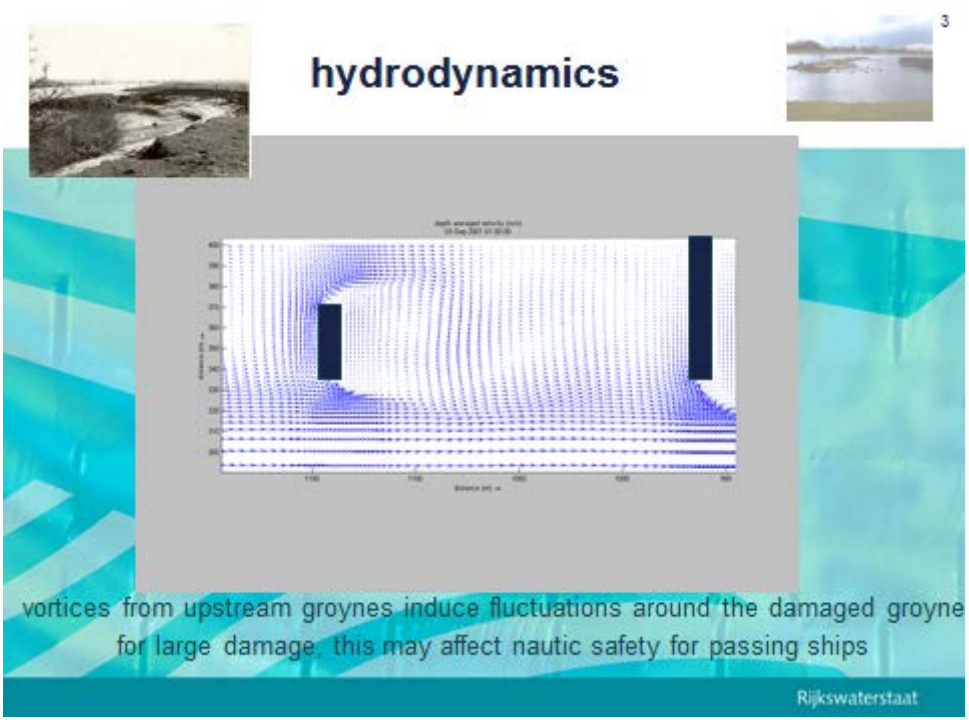
## flow pattern with damage by outflanking (numerical exercise, 3D hydraulics, Delft Hydraulics)

20 maart 2008

2



**hydrodynamics**



vortices from upstream groynes induce fluctuations around the damaged groyne  
for large damage, this may affect nautic safety for passing ships

Rijkswaterstaat

*Hoe moet je de informatie verwerken?*

Voeg korte beschrijving toe in paragraaf 5.6.3 over ervaringen met achterloopsheid aan de hand van bovenstaande bronnen. Vermeld wel dat in principe achterloopsheid moet worden voorkomen.

### 1.13 toelichten van definities

*Waar kun je de informatie halen?*

Bronnen: Wikipedia

- General scour: algemene bodemdaling gerelateerd aan het morfologische karakter van een rivier
- Bend scour: locale ontgroning in een buitenbocht van een rivier door de verticale component van de rivierstroming; grootste ontgrondingsdiepte meestal aan de benedenstroomse kant van de bocht
- Constriction scour: locale ontgroning door een versmalling of verondieping van het rivierbed
- Confluence scour: ontgroning bij het samenkomen van twee rivieren
- Non-uniform flow: stroming waarbij de stroomsnelheid en andere hydrodynamische parameters niet gelijk zijn in ruimtelijke zin.
- Equilibrium scour depth: ontgrondingsdiepte die na verloop van tijd wordt bereikt, en daarna over langere tijd bij ongewijzigde condities min of meer gelijk blijft
- Plunging jets: waterstralen die van een zekere hoogte een vrij water oppervlak in schieten (zie Figuur 4.4 in de Scour Manual) en vervolgens zorgen voor ontgroning
- Submerged jets: waterstralen die onder water uitmonden en ontgroning veroorzaken
- Grade control structure: constructie om de waterstand te beheersen waarbij water over of door deze constructie stroomt en de daarmee gepaard gaande waterstraal ontgroning kan veroorzaken
- Shear failure: grondmechanische instabiliteit die leidt tot afschuiven bij niet-cohesieve grond (zie Figuur 2.3 in de Scour Manual)
- Flow slide: grondmechanische instabiliteit die leidt tot vloeien in zeer losgepakt zand (zie Figuur 2.3 in de Scour Manual), en waarbij de resulterende bovenstroomse helling een groter risico vormen dan bij een shear failure
- Twodimensional scour: ontgroning als gevolg van een oneindig lange (loodrecht op stroomrichting) drempel of oneindige brede uitstroomopening; ontgroning is gelijk over de volledige lengte/breedte; typisch voorbeeld een onderwater drempel zoals in een sluitgat
- Threedimensional scour: ontgroning benedenstrooms van een constructie met een beperkte breedte (loodrecht op de stroomrichting); aan de zijkanten van de uitstroomopening treden wervelstraten op die voor extra ontgroning zorgen, types voorbeelden: kribben, uitstroming duikers



- Clear water scour: ontgroning waar alleen door de aanwezigheid van de constructie verplaatsing van bodem materiaal optreedt; zonder die constructie zou de bodemmateriaal niet verplaatsen (geen bed load of suspended sediment load); dit treedt uitsluitend op in laboratorium omstandigheden, in de praktijk komt dit niet voor
- Live bed scour: ontgroning waarbij de ontgrondingskuil deels wordt opgevuld door aanvoer van bovenstrooms van bodemmateriaal
- Bed load transport: sediment transport in rivieren als gevolg van de stroming waarbij het sediment in grotendeels vlak boven het rivierbed in benedenstroomse richting beweegt
- Suspended load transport: sediment transport in rivieren als gevolg van de stroming waarbij het sediment niet alleen vlak boven het rivierbed in benedenstroomse richting beweegt maar ook hoger in de verticaal

*Hoe moet je de informatie verwerken?*

Neem een lijst met definities op analoog aan de symbolenlijst.



### 3 Aanbevelingen

Tijdens de werkzaamheden voor de update is bij een aantal items geconstateerd, dat deze nadere studie vragen. Het gaat om de items:

- 1) Item 1.6: scour baseren op veiligheidsfilosofie
- 2) Item 3.2: aanpassen van Breusersformule
- 3) Item 5.3: ontgrondingen bij doorlatende kribben

Ad 1) De Scour Manual behandelt ontgrondingsformules rondom verschillende waterbouwkundige constructies. Dit betreft veelal best-guess voorspellers, waarin de kans op de berekende evenwichtsdiepte (en overige afmetingen van ontgrondingskuil) gelijk is aan 50%. Op basis van experimenteel onderzoek is een relatie tussen enerzijds de veiligheidsfactor en anderzijds de kans van optreden afgeleid. De veiligheidsfactor is 1,0 voor een kans van 50% en neemt toe tot ongeveer 2,0 voor zeer kleine kansen. Indien de faalkans van het kunstwerk bekend is, dan kunnen met een bijbehorende veiligheidsfactor de dimensies van de ontgrondingskuil worden bepaald. Op deze manier kunnen de geotechnische faalmechanismen (zettingsvloeiingen, bresvloeiingen en afschuivingen) correct in het ontwerp van kunstwerken worden meegenomen.

Naast een Niveau I berekening wordt in item 1.6 ook een voorbeeld 'Niveau II-berekening op basis van gemiddelde waarde' uitgewerkt. Dit voorbeeld geeft inzicht in de betrouwbaarheid van de parameters in de ontgrondingsformule, waarmee ook een faalkans kan worden afgeleid. Het voordeel van deze methode is dat met bijvoorbeeld modelonderzoek de nauwkeurigheid van de voorspelde ontgroning aanzienlijk verhoogd kan worden.

Aangezien voor een definitief ontwerp wordt aanbevolen veiligheidsfactoren te hanteren gebaseerd op probabilistische analyses, bijvoorbeeld Monte Carlo simulaties, wordt aanbevolen in een vervolgstudie voor de relevante formules deze veiligheidsfactoren te bepalen met probabilistische analyses. Dit kan dan als voorbeeld opgenomen worden in de scour manual. Voor het uitvoeren van een probabilistische benadering van het ontgrondingsproces kan gebruik worden gemaakt van databestanden met informatie over lokale ontgrondingen.

Ad 2) In de voorbereidingen van het herschrijven van de Scour Manual is geconstateerd dat de Breusersformule niet op vigerende wetten aansluit. Omdat de kritische stroomsnelheid van zand ten opzichte van de maximale stroomsnelheid relatief klein is, is de gemaakte fout ook relatief klein, echter voor klei- en veenachtige bodems (denk hierbij aan de getijrivieren in de regio Rotterdam) en voor grasbekledingen is deze fout relatief groot. Daarom wordt aanbevolen de Breusersformule zodanig te corrigeren, dat deze aansluit op het recente grasonderzoek waar de erosiebestendigheid met de overbelastingsmethode wordt bepaald (zie Handreiking Toetsen Grasbekledingen op Dijken t.b.v. het opstellen van het beheerdersoordeel (BO) in de verlengde derde toetsronde, 2012).

Ad 3) De ontgrondingen rondom doorlatende kribben zijn sterk afhankelijk van de doorlatendheid tussen de palen en de vorm van de krib nabij de kop. Bij het reviewen van item 5.3 bleek, dat de gepresenteerde ontgrondingsformule vele vragen oproep hoewel deze in principe goed bruikbaar lijkt en vele invloeden adresseert.

Belangrijkste bezwaar is echter dat de nieuwe formule zeer beperkt is gekalibreerd en gevalideerd, en daarom wordt aanbevolen om de formule aan beschikbaar experimenteel onderzoek goed te kalibreren en te valideren.

Ten slotte wordt opgemerkt dat de Fransen bereid zijn om met Rijkswaterstaat samen te werken, voornamelijk op de terreinen van 'Basic concepts', 'Bridge Pier scour' en uitwerking van voorbeelden, zie email d.d. 18 juli (Gijs Hoffmans – Christophe Chevalier). Omdat het Franse onderzoeksprogramma tot eind 2018 loopt, wordt aanbevolen om de ontwikkelde kennis (zie hieronder) te gebruiken bij het herschrijven van de Scour Manual.

Bron: <http://www.agence-nationale-recherche.fr/?Project=ANR-14-CE03-0011>: To overcome this reliance on empiricism, while building general knowledge (especially at the national level) and proposing optimised methods aimed at diagnostics, advanced warning procedures and infrastructure management, SSHEAR sets forth a multi-scale and multi-scientific approach based on:

- Physical processes of flow and erosion in the vicinity of structures (e.g. bridges, dams, embankments, quay walls),
- Three laboratory experiments featuring multi-scale observation,
- Innovative numerical approach built around a two-phase model,
- Observations and field recordings of actual structures subjected to hydro-sedimentary forcing imposed due to environmental or anthropogenic actions.

## 4 Literatuur

Deltares, 2015. Kennisleemtes Scour Manual. Deltares memo van 27 juli 2015. Referentienummer 1220039-008-VEB-0001.

Deltares, 2015. Kennisleemtes Scour Manual, voorstel voor fase 2. Deltares memo van 29 oktober 2015. Referentienummer 1220039-008-VEB-0006.

Deltares, 2016. Update "Scour Manual" - fase 1 uitwerking onderwerpen. Deltares memo van 12 februari 2016. Referentienummer 1230042-008-ZWS-0002.

Deltares, 2016. Update "Scour Manual" - fase 2 uitwerking onderwerpen. Deltares memo van juli 2016.