Het gedrag van
ZANDWATERMENGSELSTROMINGEN bij ZANDSLUITINGEN

D. Mastbergen
W. Leeuwestein

mei 1986

TH Delft

Technische Hogeschool Delft

Afdeling der Civiele Techniek
Vakgroep Waterbouwkunde
Sectie Kustwaterbouw

Edward Meijer

GEDRAG ZANDWATERMENGSELSTROMING BIJ ZANDSLUITINGEN

Studie naar het gedrag van geconcentreerde zandwatermengselstromingen, zoals voorkomend bij de uitvoering van zandsluitingen, verricht in het kader van het MODVLO-onderzoeksplan van Rijkswaterstaat.

mei 1986,

D.R. Mastbergen
W. Leeuwestein
W.T. Bakker (Appendix A)

Dankwoord

Hierbij zou ik willen danken Wim Bakker, Maarten de Groot, Eco Bijker en Koos van Dijk die mij in de gelegenheid hebben gesteld dit onderzoek aan de TH uit te voeren. Verder dank ik alle medewerkers van de vakgroep Kustwaterbouwkunde en het Laboratorium voor Vloeistofmechanica voor de prettige samenwerking en Herman Breusers van het Waterloopkundig Laboratorium voor de adviezen.

Dick Mastbergen.

GEDRAG ZANDWATERMENGSELSTROMING BIJ ZANDSLUITINGEN

INHOUDSOPGAVE

1. SAMENVATTING EN CONCLUSIES. 8

2. INLEIDING. 12

2.1 Achtergronden. 12
2.1.1 Compartimenteringswerken in de Oosterschelde. 12
2.1.2 Afsluiting van getijdegeulen. 12
2.1.3 Zandsluiting. 13
2.1.4 Zandwatermengselstroming door de pijp. 14
2.1.5 Zandwatermengselstroming op het bovenwaterstort. 15
2.1.6 Zandwatermengselstroming op het onderwaterstort. 16
2.1.7 Zandproduktiecapaciteit. 16
2.1.8 Rekenmodellen voor een zandsluiting. 17
2.2 Probleemstelling. 19
2.2.1 Zandwatermengselstroming algemeen. 19
2.2.2 Zandsluitingsproblematiek. 20
2.3 Onderzoeksstrategie. 20
2.4 Indeling van dit rapport. 21

3. LITERATUUROVERZICHT. 22

3.1 Inleiding. 22
3.2 Typen zandwatermengselstroming. 22
3.2.1 Korrelstroming (Grain Flow). 22
3.2.2 Sedimenttransport. 23
3.2.3 Dichtheidsstromen (Density Currents/Gravity Flow). 24
3.2.4 Troebelingsstromen (Turbidity Currents). 24
3.2.5 Zandwatermengselstroming en zandwater-dichtheidsstroming. 25
3.2.6 Pijpleidingtransport (Pipeline Flow/Hydraulic Transport). 26
3.3 Zandwatermengselstroming en zandsluitingen. 27
3.3.1 Rijkswaterstaat. 27
3.3.2 Waterloopkundig Laboratorium. 27
3.3.3 Technische Hogeschool Delft. 28

4. ZANDWATERMENGSELSTROMING OP HET BOVENWATERSTORT. 29

4.1 Inleiding. 29
4.2 Waarnemingen en metingen op het bovenwaterstort. 29
4.3 Ontwikkeling van het stort. 32

4.4 Mengselstroomparameters. 33
4.4.1 Indeling. 33
4.4.2 Specifiek debiet. 33
4.4.3 Laminaire en turbulente viskositeit. 34
4.4.4 Valsnelheid. 37
4.4.5 Bodemwrijving. 43
4.4.6 Suspensiegetal. 47
4.5 Stationair-uniforme zandwatermengselstroming. 49
4.5.1 Aannamen voor de berekeningen. 49
4.5.2 Poging tot direkte afleiding van het zandtransport. 49
4.5.3 Toepassing zandtransportformules op het bovenwaterstort. 50
4.5.3.1 Analyse van enkele zandtransportformules. 50
4.5.3.2 Engelund-Hansen Totaaltransportformule. 51
4.5.3.3 van Rijn Suspensie- en Bodemtransportformule. 54
4.5.3.4 Bagnold Suspensietransportformule. 59
4.5.4 Bepaling storthelling. 63
4.5.5 Analyse formule storthelling. 67

5. ZANDWATERMENGSELSTROMING OP EEN TERRASVORMIG STORT. 73

5.1 Mengselsprongen op het bovenwaterstort. 73
5.1.1 Inleiding. 73
5.1.2 Het bovenwaterstort. 73
5.1.3 Analyse van de terrasvorming. 76
5.1.4 Schematisatie en parameters. 77
5.1.5 Zandtransporten op het bovenwaterstort. 81
5.1.6 De trapjessnelheid. 84
5.1.7 Onbeperkte suspensie in de watersprong. 95
5.1.8 Berekening van de evenwichtshelling van het stort. 97
5.1.9 De hydraulische evenwichtsvoorwaarde. 97
5.1.10 De morfologische evenwichtsvoorwaarde. 100
5.1.11 Resultaten. 104
5.1.12 Morfologische evenwichtshellingen. 106
5.1.13 Tijdsafhankelijke erosie en aanzanding. 107
5.1.14 Analyse van een niet-stationair bovenwaterstort. 108
5.1.15 De relatie met het onderwaterstort;zandverliezen. 110
5.1.16 Conclusies en aanbevelingen. 115
5.2 Mengselsprongen op het onderwaterstort. 116
5.2.1 Inleiding. 116
5.2.2 Laagdikten van de mengselstroom onder water. 118
5.2.3 Transportmechanismen op het onderwaterstort. 119

6. ZANDWATERDICHTHEIDSSTROMING OP HET ONDERWATERSTORT. 122

6.1 Inleiding. 122
6.2 Zandwaterdichtheidsstroom. 123
6.3 Waarnemingen en metingen in prototype en laboratorium. 124

ρ	soortelijke dichtheid water	kg/m^3
ρ_s	idem, zand	
τ	schuifspanning	N/m^2
ν	kin. viskositeit	m^2/s
ω	vermogensdichtheid	W/m^3
Ω	turbulentieintensiteit	J/m^3

Re	Reynoldsgetal	–
S	zandtransport	kg/s
S	sedimentatie	kg/s,m²
s	specifiek zandtransport	kg/s,m
T	temperatuur	°C
T	transportparameter	–
t	tijd	s
u	stroomsnelheid	m/s
u*	schuifspanningssnelheid	m/s
v_b	bodemophoogsnelheid	m/s
w	valsnelheid	m/s
x	langscoördinaat	m
Z	suspensieparameter	–
z	dwarscoördinaat	m
z_o	mengwegnulpunt	m

GRIEKSE SYMBOLEN

β	hoek tropjes talud ~~menglaagco~~ëfficiënt	–
γ	concentratiefractie	–
Δ	relatieve korreldichtheid	–
Δ_s	staphoogte	m
δ	grens ~~meng~~laagdikte	m
? ε	relatieve mengseldichtheid	–
ξ	diffusiecoëfficiënt	m²/s
ϕ	spreidingshoek	°
κ	constante van von Kármán	–
λ	lineaire concentratie	–
Θ	Shieldsparameter	–
η	dyn.viscositeit	

SYMBOLENLIJST

SYMBOOL	GROOTHEID	EENHEID
A	oppervlakte	m^2
a	referentiediepte	m
b	geulbreedte	m
c_s	voortplantingssnelheid	m/s
c	concentratie	vol% , –
C_D	vormwrijvingscoëfficiënt	–
C_h	Chézycoëfficiënt	m /s
D	korreldiameter	m, µm
D*	korrelparameter	–
E	opwerveling	$kg/s,m^2$
E	Energie	
f	Darcy–Weisbachcoëfficiënt	–
f_o	idem, aan bodem	–
f_i	idem, aan bovengrensvlak	–
Fr	Froudegetal	–
g	zwaartekrachtsversnelling	m/s^2
h	mengseldiepte	m
H	waterdiepte, energiehoogte	m
i	overall- helling	–
i_b	bodemhelling	
k_s	Nikuradse ruwheid	m
l_m	mengweglengte	m
L	[illegible] lengte	m
n, ε, ~~p~~	poriëngehalte	vol% , –
P	vermogen zandproduktie	m^3/uur (incl. poriën)
Q	debiet	m^3/s
q	specifiek debiet	$m^3/s,m$
r	straal, Nikuradse ruwheid	m

6.4 Opzet van de berekeningen. 125
6.5 Dichtheidsstromingsparameters. 125
6.5.1 Inleiding. 125
6.5.2 Dichtheidsverschil. 126
6.5.3 Grensvlakschuifspanning. 127
6.5.4 Menglaagdikte. 130
6.5.5 Opwerveling uit de zandwaterdichtheidsstroom. 132
6.6 Stationair-uniforme zandwaterdichtheidsstroming. 134
6.6.1 Aannamen voor de berekening. 134
6.6.2 Toepassing zandtransportformules. 134
6.6.3 Bepaling evenwichtshelling. 135
6.6.4 Kriterium voor evenwichtsstromig. 137
6.7 Niet-uniforme zandwaterdichtheidsstroming; Sedimentatie en erosie. 140
6.7.1 Aannamen voor de berekening. 140
6.7.2 Mechanisme van sedimentatie. 140
6.7.3 Berekeningsmethode niet-uniforme zandwaterdichtheidsstroming. 142
6.7.4 Spreiding op het onderwaterstort. 144
6.7.5 Berekening van enkele praktijkgevallen. 145
6.8 Opwerveling van zand uit de zandwaterdichtheidsstroming. 149
6.8.1 Aannamen voor de berekening. 149
6.8.2 Schuifspanningsverdeling. 149
6.8.3 Snelheidsverdeling. 151
6.8.4 Concentratieverdeling. 153
6.8.5 Berekening referentieconcentratie en mengwegnulpunt. 154
6.8.6 Opwerveling uit de dichtheidsstroom. 156
6.8.7 Berekening van enkele praktijkgevallen (vervolg). 158

TABELLEN

BIJLAGEN MET LITERATUURLIJST

GEDRAG ZANDWATERMENGSELSTROMING BIJ ZANDSLUITINGEN

1 SAMENVATTING EN CONCLUSIES.

1. Algemeen.

Dit rapport is het resultaat van een studie aan de vakgroep Kustwaterbouwkunde, afdeling Civiele Techniek van de Technische Hogeschool Delft, verricht in het kader van MODVLO, het door de Deltadienst van de Rijkswaterstaat geïnitieerde onderzoeksplan naar hooggeconcentreerde zandwatermengselstromen. De studie sluit nauw aan op het onderzoek bij de Deltadienst naar de beoogde zandsluitingen in de Oosterschelde (Koster, 1985, van Rossum, 1985, 1986), op afstudeeronderzoek aan de TH (Delver/Verwoert, 1986) en op het onderzoek op het Waterloopkundig Laboratorium te Delft (Winterwerp, 1986).

2. Bovenwaterstort.

a. Gebleken is, dat de extreem hoge concentratie zand (c = 20–30 %) in het zandwatermengsel, zoals dit de persleiding verlaat, zich op het bovenwaterstort van een zanddam in aanbouw geruime tijd kan handhaven. Er is sprake van een globaal evenwicht tussen sedimentatie en erosie.

b. De mengselstroom op het bovenwaterstort kan zich in twee gedaantes voordoen:

1. afwisselend sub- en superkritische stroming over langzaam stroomopwaarts bewegende terrassen (zie hoofdstuk 5). Dit is waargenomen bij relatief kleine specifieke debieten en steile hellingen, een situatie die zich voordoet bij hoog water. Het mengsel spreidt zich dan over een grote breedte.
2. voornamelijk subkritische stroming in sterk meanderende geulen (zie hoofdstuk 4), waargenomen bij hogere specifieke debieten ($q >$ 0,3 $m^3/s,m$) en flauwere hellingen ($i <$ 1:100), zoals bij laag water optreedt.

c. De mengselstroom manifesteert zich als een sterk turbulente suspensiestroom. De stromingsweerstand is hoog (f_o = 0,15) en variëert bovendien sterk.

d. Nagegaan is in hoeverre bestaande zandtransportformules, afgeleid voor suspensietransport (Engelund-Hansen, 1967, van Rijn, 1984, Bagnold, 1966) toepasbaar zijn. De transporten op het stort Speelmansplaten II waren een faktor 3 tot 10 hoger dan de berekende waarden (tabel 4.7). De transportformules kunnen aangepast c.q. geijkt worden voor de stortsituatie (zie 4.5.3).

e. Met een geschikte zandtransportformule kan de evenwichtshelling i van het stort als functie van het specifiek debiet, de korreldiameter en de concentratie in de pijp voorspeld worden, alsmede de geuldiepte en de gemiddelde stroomsnelheid (zie 4.5.4). Hiervoor is de Engelund-Hansen formule toegepast, welke zonder aanpassingen toch nog redelijke resultaten gaf en eenvoudig van struktuur is. Bij hellingen flauwer dan de evenwichtswaarde treedt sedimentatie op (bij opkomend water), bij steilere hellingen erosie (vallend water). De maximale sedimentatie als functie van de concentratie is berekend (tabel 4.4).
f. Oorzaken voor de veel hogere zandtransporten en daarmee samenhangend de veel hogere concentraties dan de berekende zijn waarschijnlijk de sterk variërende stromingsweerstand, waardoor lokaal de opwoeling veel sterker kan zijn (zie 4.4.5) en de invloed van de hoge concentratie op de valsnelheid, waardoor de bezinking sterk gereduceerd wordt (zie 4.4.4).
g. Uit metingen op het stort en op het Waterloopkundig Laboratorium bleek, dat de invloed van de concentratie op de evenwichtshelling veel geringer is dan volgt uit direkte toepassing van de suspensietransportformules. Iets soortgelijks wordt waargenomen bij stroming van zandwatermengsels door pijpleidingen; de grootte van de kritieke snelheid is nauwelijks afhankelijk van c in het gebied $15\% < c < 40\%$.
h. Evenals de hoge zandtransporten kan dit verschijnsel verklaard worden door de invloed van de valsnelheidsreduktie bij hoge concentraties. Toename van de concentratie boven de 20% leidt tot een afname van de sedimentatiesnelheid in plaats van een toename (zie grafiek 4.1).
i. Wordt de valsnelheidsreduktie geïntroduceerd in de zandtransportformules dan blijkt bij een gegeven specifiek debiet, korreldiameter en helling het zandtransport niet éénduidig bepaald te zijn, in het voor zandwatermengselstromen relevante gebied, $15\% < c < 40\%$, zijn er nul, één of twee oplossingen mogelijk (zie 4.5.5 en grafiek 4.5). In feite is de concentratie dan onbepaald.
j. Door de hoge concentratie zou verwacht kunnen worden, dat ook de demping van de turbulentie een rol speelt, wat een reducerend effekt op het suspensietransport zou hebben. Door de relatief steile hellingen en de nog vrij hoge stroomsnelheden is er echter een hoge turbulentieproduktie, waardoor de demping relatief onbelangrijk is.
k. Rekening houdend met de genoemde effekten kan een eenvoudige formule voor de evenwichtshelling van het stort afgeleid worden welke luidt:

$$i = 0{,}006\ q^{-0{,}4} \quad , \; q \text{ in } m^3/s,m \quad (\text{zie } 4.5.5)$$

welke in overeenstemming is met metingen in laboratorium en prototype.
l. Als aanbeveling voor verder onderzoek kan hier gewezen worden op studie naar verbetering van de kennis omtrent geconcentreerde suspensiestromen, met name de bodemconcentratie, de erosiesnelheid en het gecombineerde effekt van turbulente diffusie, korrel-korrel interacties en demping van turbulentie. Hiervoor zal zowel laboraroriumonderzoek als theorieontwikkeling nodig zijn. De studie kan bijvoorbeeld aansluiten op de rekenmethode van Rijn (Waterloopkundig Laboratorium, van Rijn, 1984) en op onderzoek naar geconcentreerde "slurry"stromen op de Technische Hogeschool Delft.

m. Bij de stroming over terrassen treedt weliswaar afwisselend aanzanding en erosie op, maar gemiddeld kan zich een evenwichtssituatie instellen. Hiervoor is een sluitend stelsel relaties tussen alle relevante grootheden opgesteld op basis van beproefde hydraulische formules en twee zeer globale formules voor erosie en sedimentatie (zie hoofdstuk 5).
n. Volgens dit stelsel nemen terrashoogte en -lengte toe met het specifiek debiet, hetgeen aansluit bij waarnemeningen op storts. De berekende orde van grootte van terrashoogte en -lengte en de voortplantingssnelheid van de terrassen komt ook redelijk overeen met de waarnemingen. Gebleken is, dat deze loopsnelheid groter is voor grover zand en voor hogere specifieke debieten. De gemiddelde evenwichtshelling op het terrasvormig stort blijkt steiler te zijn dan in de geulen.
o. Een aanbeveling voor verder onderzoek is enerzijds laboratoriumonderzoek ter verfijning van de hydraulische relaties, vooral ten aanzien van de al of niet verdronken mengselsprong en het verloop van de turbulentie op het terras. Anderzijds is meer kennis nodig omtrent de erosiesnelheid ter plaatse van de terrasrand cq het proces van het bezwijken van deze rand onder invloed van het overstortende zandwatermengsel. Het verdient bovendien aanbeveling het model verder te verfijnen, zodat het een voorspellend karakter krijgt.

3. Onderwaterstort.

a. Over het onderwaterstort is veel minder bekend, doordat er slechts enkele metingen in het prototype beschikbaar zijn. Er zijn verder alleen laboratoriummetingen op veel kleinere schaal beschikbaar.
b. Een zandwaterdichtheidsstroom met concentraties vergelijkbaar met die op het bovenwaterstort is in principe mogelijk. Echter de volgende verschillen zijn van belang:
1. de effektieve zwaartekracht is onder water veel geringer (zie 6.5.2),
2. de zandwaterdichtheidsstroming ondervindt behalve aan de bodem ook aan het bovengrensvlak een wrijvingsweerstand (6.5.3),
3. het bovengrensvlak is diffuus, er kan zand door verloren gaan en het ligt niet vast (6.5.4 en 6.5.5).

c. Door aanpassing van de formules voor het bovenwaterstort kan de evenwichtshelling voor een zandwaterdichtheidsstroom bepaald worden. Deze is veel steiler dan boven water. Het stort zal bij de waterlijn dus plotseling steiler moeten worden om hetzelfde mengseldebiet af te kunnen voeren.
d. De in de praktijk waargenomen taludhellingen onder water zijn echter veel flauwer (1:25) dan de berekende evenwichtshellingen. Bij dergelijke flauwe hellingen zal de zandwaterdichtheidsstroom dus snel bezinken.
e. Op grond van een aantal veronderstellingen omtrent het sedimentatiegedrag van de mengselstroom onder water zijn berekeningen uitgevoerd voor twee praktijksituaties, namelijk het Marollegat, waarvan metingen beschikbaar zijn en het Krammer. Hierbij zij drie verschillende scenario´s gehanteerd (6.7.5). Volgens deze berekeningen dempt de dichtheidsstroom snel uit, lang voordat de teen van het talud is bereikt. Het totale verspreidingsgebied blijft daarom ook beperkt.

f. Deze berekeningen stemmen overeen met intensieve metingen op het onderste en middelste deel van het onderwaterstort, waarbij geen zandwater-dichtheidsstroom van enige omvang kon worden waargenomen. Bij steilere hellingen (1:10) echter kan volgens de berekenigen wel degelijk een zand-waterdichtheidsstroom over enige afstand optreden.
g. Op basis van theorieën over dichtheidsstromingen in het algemeen zijn formules afgeleid voor de opwerveling van zand en de resulterende concentratie- en snelheidsvertikalen boven de zandwaterdichtheidsstroom. Hoewel de toepassing van deze theorieën zich soms buiten het geldigheidsgebied begeeft in verband met de hoge dichtheids- en stroomsnelheidsverschillen stemmen de resultaten redelijk overeen met de metingen in een kleinschalige model-opstelling in het Laboratorium voor Vloeistofmechanika aan de Technische Hogeschool Delft (Delver/Verwoert, 1986).
h. Toegepast op de genoemde praktijksituaties (6.7.5) geeft de berekening van de opwerveling, de BODEMSPUIT in het rekenmodel van de Rijkswaterstaat (SLUITZAK), vrij lage waarden in de gevallen, dat de taludhelling niet meer dan 1:25 bedraagt. De totale hoeveelheid zand die ten gevolge van de dichtheidsstroom in suspensie gaat, is vanwege de snelle uitdemping en het geringe verspreidingsgebied niet meer dan 11 tot 25% van de produktie.
i. Het verdient aanbeveling om naast zoveel mogelijk prototypemetingen bij de komende zandsluitingen ook meer gedetailleerd laboratoriumonderzoek op wat grotere schaal naar het gedrag van de zandwaterdichtheidsstroom uit te voeren. Daarnaast is het van belang ook andere mechanismen van zandverplaatsing op het onderwaterstort te onderzoeken. Het is immers nog niet verklaard waarom de onderwaterhellingen van de zanddammen zo flauw zijn, terwijl op kleinere schaal wel veel steilere hellingen mogelijk zijn. Waarschijnlijk spelen grondmechanische schaaleffekten hierbij een rol.

2 INLEIDING

2.1 Achtergronden.

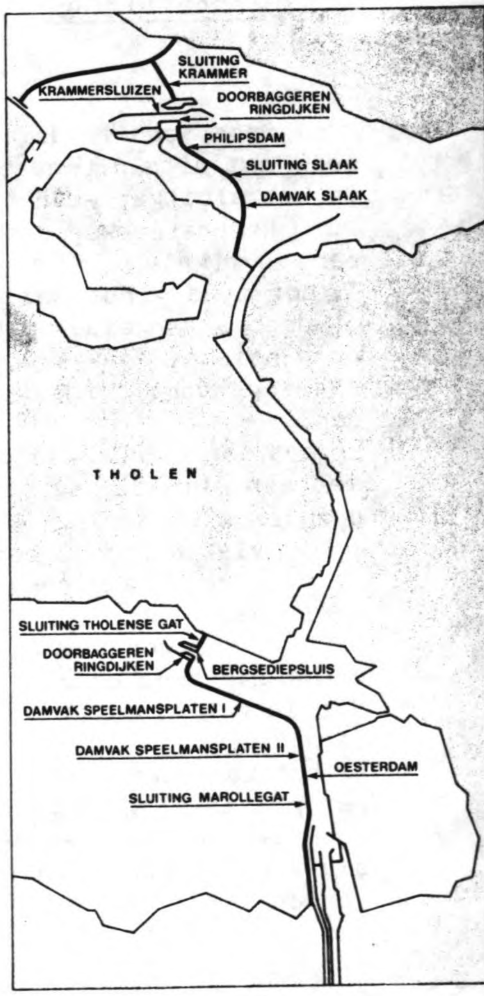
2.1.1 Compartimenteringswerken in de Oosterschelde.

Na de voltooiing van de stormvloedkering in de loop van 1986 resteren er nog een aantal belangrijke werkzaamheden in het Oosterscheldebekken. Het betreft de aanleg van de compartimenteringsdammen, de Oesterdam en de Philipsdam, met de bijbehorende voorzieningen. Deze dammen vormen straks de scheiding tussen het zoute getijdewater van de Oosterschelde en het zoete, stilstaande water van Zoommeer en Volkerak (zie figuur 2.1).

De noodzaak tot uitvoering van de compartimenteringswerken ontstond na het besluit in 1976 om een zout getijdemilieu in de Oosterschelde te handhaven. De drie voornaamste redenen zijn:

1. de aanleg van zoetwaterbekkens is nodig om aan de behoefte van de landbouw te voldoen en verdere verzilting te voorkomen,
2. voor de scheepvaart van Antwerpen naar Rotterdam en vice-versa is uit veiligheidsoverwegingen een vast waterpeil op het Schelde-Rijnkanaal noodzakelijk en bovendien in een verdrag met België toegezegd,
3. voor milieu en visserij tenslotte is de handhaving van een getij met voldoende hoogteverschil belangrijk.

Het totale open-wateroppervlak wordt door de compartimenteringsdammen beperkt, zodat de dempende werking van de stormvloedkering wordt gecompenseerd.



Figuur 2.1 Overzicht van de nog uit te voeren Compartimenteringswerken, (Driemaandelijks Bericht, 1985).

2.1.2 Afsluiting van getijdegeulen.

De Oesterdam en de Philipsdam worden aangelegd vanaf een werkeiland, zodat er uiteindelijk vier sluitgaten ontstaan (fig 2.1). Door de getijwerking zal er een stroming door dit sluitgat ontstaan, die in kracht zal toenemen naarmate het sluitgat kleiner wordt.

Er zijn verschillende mogelijkheden om een getijdegeul of estuarium af te sluiten:

1. door het storten van steen of betonblokken,
2. door het plaatsen van een of meerdere caissons,
3. door het opspuiten van zand.

De sluiting van het Marollegat is inmiddels (juni 1985) zonder problemen verlopen en ook bij de sluiting van het eveneens secundaire sluitgat Slaak (medio 1986) worden geen problemen verwacht. Het dichten van de primaire sluitgaten Tholensche Gat en Krammer (eind 1986 en medio 1987) daarentegen zal vanwege de te verwachten hoge stroomsnelheden meer voeten in de aarde hebben. Maar met de dan operationele stormvloedkering heeft men een middel achter de hand om de stroomsnelheden in het sluitgat tot maximaal 3 m/s te beperken en daarmee de uitvoeringsproblemen te verminderen. Onder die omstandigheden heeft men besloten de sluitingen zoveel mogelijk met zand te realiseren.

2.1.3 Zandsluiting.

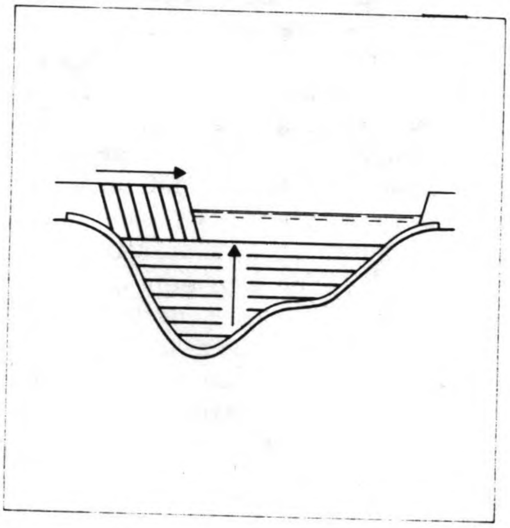
Onder een zandsluiting wordt verstaan het afsluiten van een getijdegeul met uitsluitend zand. Het benodigde zand kan op verschillende wijzen in het sluitgat gebracht worden:

Rechtstreeks, dit resulteert in een vertikale zandsluiting (fig 2.2):

1. het zand wordt met een hopper, nat of droog, aangevoerd en vervolgens door het openen van kleppen in de bodem gestort (bulk- of gordijnklappen),
2. het zand wordt als zandwatermengsel met een pijpleiding aangevoerd (hydraulisch persen) en vervolgens onder water vlak boven de bodem opgespoten,

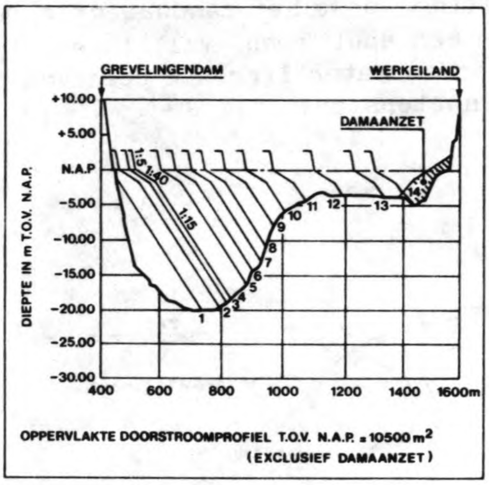
Over de dam, resulterend in een horizontale zandsluiting (fig 2.2):

3. het zand wordt droog per vrachtwagen aangevoerd en bij de kop van de dam in het sluitgat gestort (inrijden),
4. het zand wordt als zandwatermengsel per pijpleiding aangevoerd en vervolgens over de kop van de dam in het sluitgat gespoten. Naarmate de uitbouw van de dam vordert worden de pijpen vooruitgesteld.



Figuur 2.2 Horizontale en vertikale zandsluiting, (Closure of Tidal Basins, 1984).

Deze laatste methode is het meest gebruikelijk en de aandacht in dit rapport zal vooral op deze methode gericht zijn. In figuur 2.3 zijn de verschillende bouwfasen tijdens de sluiting van het Krammer weergegeven.



Figuur 2.3 Bouwfasen zandsluiting Krammer (oude plan),

(Driemaandelijks Bericht, 1985).

Uit verkennende berekeningen is gebleken dat een zandsluiting voor de compartimenteringsdammen het goedkoopste alternatief is, mits de zandverliezen ten gevolge van de getijstroming door het sluitgat niet te hoog oplopen. Het tijdelijk gedeeltelijk en geheel sluiten van de stormvloedkering in de laatste fase van de sluiting is dan beslist noodzakelijk.

Een te langdurig gesloten kering, meer dan enkele dagen, zal echter tot gevolg hebben, dat uitgestrekte zandplaten en -banken droogvallen of verdrinken, waarmee milieu- en visserijbelangen worden geschaad. Een reden te meer om het zandsluitingsproces zoveel mogelijk te optimaliseren en daarmee de noodzakelijke manipulatie met de stormvloedkering te minimaliseren.

2.1.4 Zandwatermengselstroming door de pijp

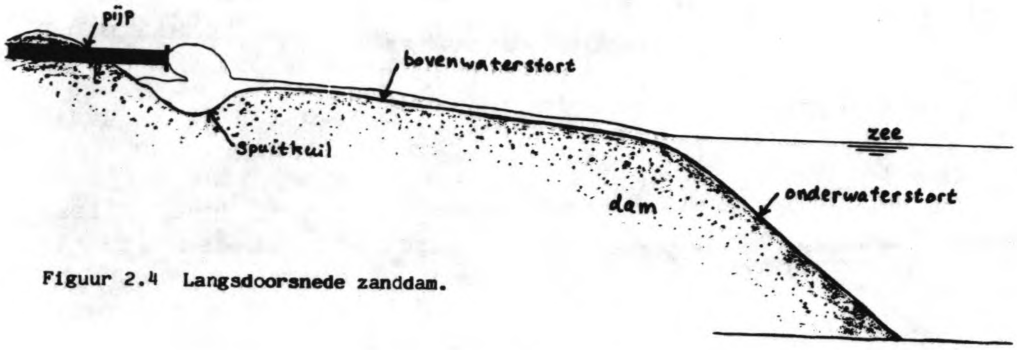
Het door een win- of cutterzuiger gewonnen zand kan met beunhoppers of met een pijpleiding naar de plaats van bestemming getransporteerd worden. Dit laatste, het hydraulisch persen, gebeurt met pompen, die de stroomsnelheid van het mengsel juist hoog genoeg houden om al het zand mee te voeren (de kritieke snelheid, in de buis 4-5 m/s).

De zandvolumeconcentraties (c) in de pijp zijn afhankelijk van de condities in de winput en op de zuiger, maar om een efficiënt zandtransport te onderhouden zal men trachten deze zo hoog mogelijk te houden (meestal 20-30%).

Hoewel er al veel onderzoek verricht is en er vrij betrouwbare rekenmethoden bestaan is er over de fysische processen van zandwatermengselstroming door pijpleidingen nog niet veel bekend. Behalve waar het een randvoorwaarde vormt voor de vrije stroming op het stort en waar er analogieën te trekken zijn wordt er in dit rapport niet verder ingegaan op de stroming van het zandwatermengsel door de pijp.

2.1.5 Zandwatermengselstroming op het bovenwaterstort.

Bij een horizontale, natte zandsluiting wordt het zandwatermengsel per pijp aangevoerd, verlaat de pijp via een spuitmond, valt in een spuitkuil en stroomt vervolgens over het al boven water liggende deel van de dam tussen spuitkuil en waterlijn, het bovenwaterstort (fig 2.4).



Figuur 2.4 Langsdoorsnede zanddam.

Een gedeelte van het aangevoerde zand kan op het bovenwaterstort sedimenteren, de rest passeert de waterlijn en sedimenteert uiteindelijk op het onder water liggende talud van de dam, het onderwaterstort, of gaat verloren.

Met bulldozers kunnen perskaden opgeworpen worden om de mengselstroming enigszins te sturen, maar in het algemeen ontwikkelt zich een grillig patroon van geulen en banken. Gebleken is, dat de getijfase hierop sterk van invloed is:

1. bij een dalende waterstand (vallend tij, eb) heeft de mengselstroom de neiging zich te concentreren in sterk meanderende geulen, waarin erosie optreedt,
2. bij een stijgende waterstand (opkomend of rijzend tij, vloed) spreidt de mengselstroom zich over de gehele breedte van het stort tussen de perskaden en vormt een terrassenstruktuur, waarbij sedimentatie overheerst.

De zandconcentratie (c) op het stort kan afnemen (sedimentatie) of toenemen (erosie), maar zal gemiddeld niet sterk afwijken van de waarde, zoals deze in de pijp heerst. Er is dan sprake van een evenwichtssituatie.

De belangrijkste verschillen met de stroming door de pijp zijn:

1. er is een vrije waterspiegel,
2. ook de geulbreedte (b) is vrij, zij het, dat door manipulatie met de bulldozers deze enigszins in de hand gehouden kan worden,
3. de zwaartekracht in plaats van een drukgradiënt is nu de aandrijvende kracht, zodat de helling (i) van het stort nu van belang is.

Dit betekent, dat alleen debiet (Q) en zandtransport (S), of debiet (Q) en concentratie (c), vastgelegd zijn door het aanbod uit de pijp, afgezien van de korreldiameter (D). Diepte (h), snelheid (u) en verhang (i) van de zandwatermengselstroming kunnen zich vrijelijk instellen.

2.1.6 Zandwatermengselstroming op het onderwaterstort.

Doordat het zandwatermengsel zwaarder is dan het water in het sluitgat kan het als een dichtheidsstroom langs het onderwatertalud van de dam afstromen, mits zand en water voldoende gemengd blijven. Uit deze zandwaterdichtheidsstroom zal zand bezinken en ten goede komen aan de ontwikkeling van het onderwaterstort. Maar ook zal er zand door het bovengrensvlak opgewerveld en door de getijstroming meegevoerd worden.

Mocht het zandwatermengsel de teen van de dam al bereiken, dan zal daar alsnog al het zand bezinken. Op de vrijwel horizontale bodem van het sluitgat is immers geen stroming meer mogelijk. Lokaal, dat wil zeggen daar waar de benedenrandvoorwaarde bij de teen van het talud niet van belang is, is er op het onderwaterstort wel evenwichtsstroming mogelijk.

Andere belangrijke verschillen zijn:

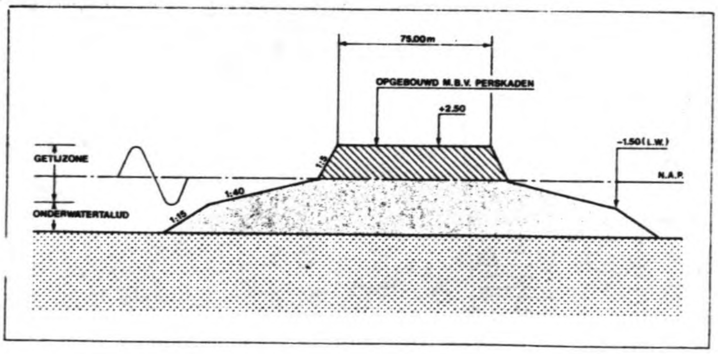
1. de aandrijvende kracht van de mengselstroom onder water bestaat slechts uit het relatieve gewicht van het zandwatermengsel ten opzichte van het heldere sluitgatwater.
2. behalve op de bodem ontstaat er ook langs het bovengrensvlak van de zandwaterdichtheidsstroom een weerstandskracht.

Om een zelfde mengseldebiet (Q) in stand te houden is er onder water dus een steilere helling (i) nodig.

Als randvoorwaarde bij de waterlijn geldt de continuiteit in het zandtransport. Bij hoge debieten, waarbij snelle ontmenging onwaarschijnlijk is, geldt dan eveneens de continuiteit in het mengseldebiet.

2.1.7 Zandproduktiecapaciteit.

Ook bij een volledig gesloten kering treden er in het sluitgat nog behoorlijke stroomsnelheden op ten gevolge van het lekdebiet door de stortstenen bekleding van de kering. Er is dus voortdurend erosie van de dam en de gecumuleerde zandverliezen nemen lineair met de tijd toe. De sluitings van de kering mag bovendien niet meer dan enige dagen duren, vanwege de milieu- en visserijbelangen. Ten slotte moet met voldoende zekerheid, afhankelijk van de gehanteerde veiligheidsmarges, vaststaan, dat de zandproduktie ook in de laatste fase van de sluiting de erosie blijft overtreffen. Om deze redenen is een snelle sluiting met een hoge zandproduktiecapaciteit vereist.



Figuur 2.5 Dwarsdoorsnede zanddam,

(Driemaandelijks Bericht, 1985).

Bij de zandwinplaats is er ruimte voor hoogstens vier grote winzuigers met een maximale produktiecapaciteit van 4000 m^3 gestort zand per uur. Met de inzet van zoveel materieel wordt de grens bereikt van wat in Nederland beschikbaar is.

De snelheid waarmee het sluitgat gedicht kan worden, bij een gegeven produktiecapaciteit, is behalve van de erosie nog afhankelijk van het damprofiel. Dit profiel, bepaald door taludhellingen en kruinbreedte (fig 2.5), moet daarom zo klein mogelijk als de stabiliteitseisen toestaan blijven, ook al zal na de definitieve sluiting de dam nog verbreed en verhoogd worden. Een complicerende factor is, dat verhoging van de produktiecapaciteit een grotere kruinbreedte vereist om extra pijpleidingen te leggen en meer werkruimte te creëeren voor extra materieel op het stort.

Samenvattend blijkt, dat de benodigde zandproduktiecapaciteit wordt bepaald door de zandverliezen en de damdoorsnede, maar dat er een bovengrens is in verband met de inzetbaarheid van materieel. Op dit gebied liggen de mogelijkheden tot optimalisering van ontwerp en berekeningsmethodiek van zandsluitingen.

2.1.8 Rekenmodellen voor een zandsluiting.

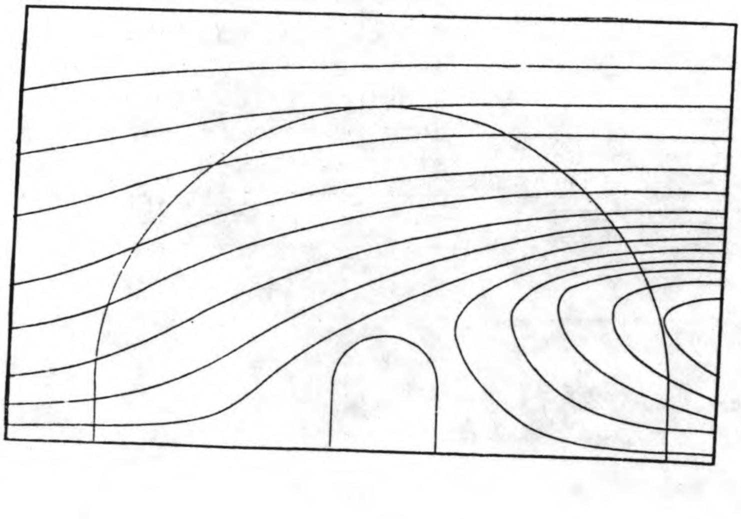
Bij de voormalige Deltadienst, inmiddels grotendeels ondergebracht bij de Dienst Getijdewateren (DGW), de Dienst Weg en Waterbouwkunde (DWW) en de Groep Bouwspeurwerk van Rijkswaterstaat, worden rekenmodellen gehanteerd om het hele proces van een zandsluiting te simuleren en voorspellingen te doen wat betreft verliezen, stortvoortgang, benodigde produktie en kosten.

Er zijn twee soorten modellen te onderscheiden:

1. een stationair model, waarmee bij gegeven geometrie, dus in een bepaalde fase van de sluiting, het stroombeeld en de zandtransporten in het sluitgat berekend worden bij gegeven produktie en bodemgesteldheid.
2. een niet-stationair model, waarmee met de gegevens van het eerste model, de verliezen als functie van sluitgatdoornede en produktie, de stortvooruitgang berekend wordt.

Het eerste model geeft de werkelijkheid zo goed mogelijk weer, hiervoor wordt het door ingenieursburo Svasek ontwikkelde model SLUITZAK gebruikt. De rekenprocedure is als volgt:

1. het stroombeeld in het sluitgat wordt met een tweedimensionaal, dieptegemiddeld hydraulisch rekenmodel (WAQUA of FINEL) berekend en in stroombanen verdeeld (fig 2.6),

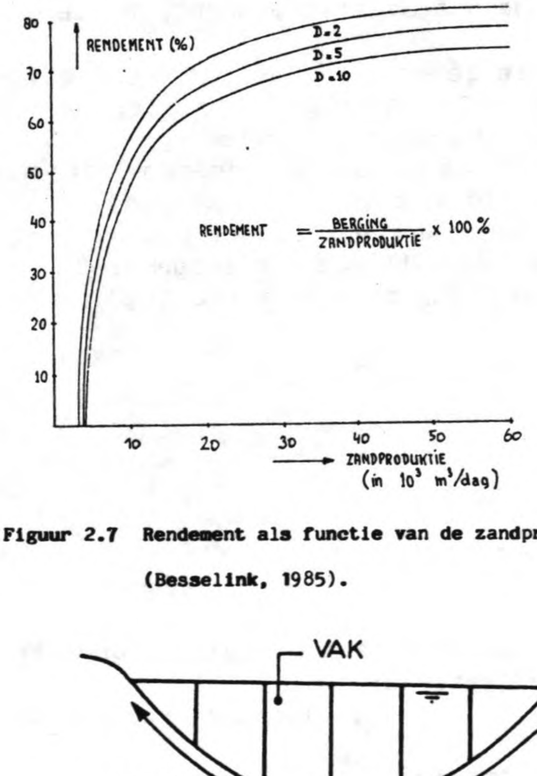


Figuur 2.6 Stroombanen in het sluitgat, (Besselink, 1985).

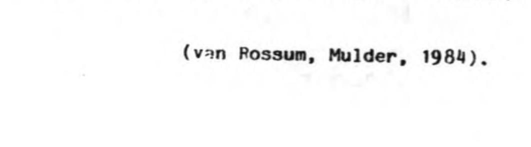
2. in de vertikaal wordt uitgegaan van een logaritmisch snelheidsprofiel, waarmee een driedimensionaal stroombeeld is verkregen, echter zonder neren met horizontale as.
3. de stroombanen worden in partjes verdeeld en voor elk partje wordt een zandbalans opgesteld op grond van turbulente diffusie en valsnelheid, wat resulteert in een differentiaalvergelijking.

Met de juiste randvoorwaarden voor de aanvoer van zand door opwerveling van de bodem van het sluitgat en uit de mengselstroom bij de bodem of bij de waterlijn geeft de oplossing van de differentiaalvergelijking het zandtransport en de sedimentatie of erosie van plaats tot plaats.

Er zijn dus twee mogelijkheden om de zandproduktie in het model in te voeren:
1. al het zand gaat bij de waterlijn volledig in suspensie, verdeeld over een bepaalde breedte van het stort (ZIJSPUIT). Naar dit mechanisme is op de TH Delft onderzoek verricht (Luxemburg, 1982). Hieruit volgde, dat het niet mogelijk was te verklaren, hoe op deze wijze het zand bij de teen van het talud terecht zou kunnen komen. De tweede mogelijkheid wordt daarom waarschijnlijker geacht.
2. het zandwatermengsel stroomt, verdeeld over een bepaalde breedte van het stort, langs het onderwatertalud van de dam en gaat vervolgens geheel of gedeeltelijk in suspensie in de sluitgatstroming (BODEMSPUIT). Bij Rijkswaterstaat is een nota verschenen over de invloed van de keuze van de randvoorwaarde (van Rossum, 1985).



Figuur 2.7 Rendement als functie van de zandproduktie, (Besselink, 1985).



Figuur 2.8 Verdeling sluitgat in vakken, (van Rossum, Mulder, 1984).

Het netto zandverlies is het netto zandtransport uit het gebied waar de dam is geprojecteerd. Dit verlies bestaat uit een deel, dat permanent optreedt door erosie van bodem en damtaluds (basisverlies) en een deel dat samenhangt met de zandproduktie, welke geheel of gedeeltelijk via de randvoorwaarden in de sluitgatstroming terecht komt (produktieverlies). Hieruit kan het rendement als quotiënt van het netto per tijdseenheid gesedimenteerde zand en de zandproduktie bepaald worden (Besselink, 1985, figuur 2.7).

Het tweede model is een sterk geschematiseerde weergave van het stortgebeuren en heeft meer een boekhoudkundig karakter. Hiervoor wordt het model MOZAS gebruikt.

De procedure is als volgt:
1. het sluitgat wordt in een aantal vakken verdeeld, die elk een evenredig deel van het totale debiet verwerken (fig 2.8),

2. voor de stroming in elk vak wordt het evenwichtszandtransport berekend. Hiervoor zijn verschillende transportformules bruikbaar. Tot nog toe werd meestal de formule van Morra-Kalinske gebruikt, maar onderzoek op het Waterloopkundig Laboratorium heeft uitgewezen, dat bij de te verwachten hoge stroomsnelheden deze formule niet de beste resultaten geeft (van Rijn, 1985).

3. in de vakken boven het stort worden de berekende zandtransporten met een stortfactor (f_s) vermenigvuldigd, deze factor is groter dan 1 omdat de stroming door de spuitactiviteiten oververzadigd is. In de vakken boven de bodem en eventueel boven het stort waar niet gespoten wordt geldt een bodemfactor (f_b) kleiner dan 1, omdat de stroming daar door de plotselinge versnelling nog onderverzadigd is. Uit naberekeningen van oude zandsluitingen kwam men aanvankelijk tot de getalwaarden van 2 en 0,25. Met berekeningen met een uitgebreider model (bijvoorbeeld SUSPEN of SLUITZAK) kunnen deze factoren geijkt worden. Recentelijk is men op grond van dergelijke berekeningen gekomen op getalwaarden van 1,5 en 1,0 (van Rossum, 1985). De BODEMSPUIT-randvoorwaarde bleef echter nog steeds een onzekere factor.

Het zandverlies bestaat uit het verschil tussen produktie en transport door het sluitgat. De rest komt ten goede aan het stort, zodat de vooruitgang van de dam berekend kan worden.

Samenvattend kan gesteld worden, dat met MOZAS de uitbouw van de dam redelijk berekend kan worden, maar dat er nog grote onzekerheid bestaat omtrent de in te voeren stortfactoren. Deze stortfactoren kunnen met betere rekenmodellen (SLUITZAK, SUSPEN) geijkt worden, maar daarvoor is eerst meer kennis noodzakelijk van de processen op het onderwaterstort, welke de bodemrandvoorwaarde (BODEMSPUIT) bepalen.

Dit rapport beoogt een bijdrage te leveren aan de verbetering van de parametrisering van SLUITZAK. De belangrijkste vragen betreffen de BODEMSPUIT-randvoorwaarde en daarmee, indirekt, de stortfactor:

1. hoe groot is het verspreidingsgebied van de zandwatermengselstroom? Beslaat dit het gehele onderwaterstort of slechts een gedeelte?
2. welk gedeelte van de zandproduktie sedimenteert direkt uit de mengselstroom op het onderwaterstort en welk gedeelte gaat in suspensie?
3. wat is de invloed van de sluitgatstroming op deze verdeling?

2.2 Probleemstelling.

2.2.1 Zandwatermengselstroming algemeen.

In de civiele techniek zijn er vele processen waarbij geconcentreerde zandwatermengselstroming een rol speelt, zoals:

1. het opspuiten van zandlichamen, zoals dammen, eilanden, kuststroken, bouwterreinen en wegen,
2. het winnen van zand met steek- en winzuigers,
3. het transport van zand door pijpleidingen,
4. het storten en klappen van zand,
5. zettingsvloeiingen en dijk- en oevervallen,
6. het zandtransport met hoge concentratie in bergbeken, bandjirs en sterk slibhoudende rivieren,
7. lawines, modderstromen en troebelingsstromen.

Toch bestaat er nog maar weinig fundamentele kennis over deze verschijnselen. Het vergaren van empirische kennis is vaak moeilijk, doordat de te bemeten plaatsen ontoegankelijk of niet zichtbaar zijn. Het verwerven van meer elementaire kennis door middel van theorievorming en laboratoriumproeven is dan de beste weg om tot resultaten te komen. Het blijft evenwel van groot belang om, waar mogelijk, deze resultaten aan de praktijk te toetsen.

2.2.2 Zandsluitingsproblematiek.

De wens van de Rijkswaterstaat om de sluitgaten van de compartimenteringsdammen geheel met zand te dichten heeft het genoemde gebrek aan fundamentele kennis omtrent geconcentreerde zandwatermengselstroming actueel gemaakt.

Er is ervaring opgebouwd bij een aantal kleinere zandsluitingen, maar deze is niet toereikend voor de beoogde zandsluitingen van het Tholensche Gat en het Krammer. Zandproduktie, geuldiepte en stroomsnelheden zullen dan vele malen groter zijn. Waar zich de lacunes in de kennis omtrent de zandsluitingen bevinden is precies verwoord in de nota Witte Vlekken in het Zandsluitingsonderzoek, (van Rossum, Mulder, 1984). Voorzover deze witte vlekken betrekking hebben op de zandwatermengselstroming geven zij de vragen aan waarop dit rapport een antwoord tracht te geven, zoals:

1. kan het zandwatermengsel op het onderwaterstort zich gedragen als een dichtheidsstroom en zo ja, hoe moet deze dan als randvoorwaarde in het beschikbare rekenmodel (SLUITZAK) ingevoerd worden (zie 2.1.8)?
2. welke taludhellingen (i) zullen optreden op boven- en onderwaterstort bij een gegeven zandproduktie (P)?
3. op welke wijze kunnen zandverliezen en taludhellingen (i) beïnvloed worden, met andere woorden, wat is de invloed van zandproduktie (P), concentratie (c), korreldiameter (D), manipulaties met bulldozers, perskaden, pijpen en dergelijke?

2.3 Onderzoeksstrategie.

Vanwege het algemene belang voor de uitvoering van civiel-technische werken heeft de Rijkswaterstaat het plan opgevat om een langere-termijn onderzoeksprogramma naar de in 2.2.1 genoemde vragen op te zetten onder de naam MODVLO. Verschillende onderzoeksinstellingen, zoals Waterloopkundig Laboratorium, Laboratorium voor Grondmechanika en Technisnche Hogeschool Delft kunnen hier aan deelnemen.

Met het oog op de komende zandsluitingen wordt het opspuiten van zanddammen voorlopig als hoofdtoepassingsgebied beschouwd. Dit is verwoord in de nota Studie naar Zandwaterdichtheidsstroming, (de Groot, 1984). Daarop heeft het Waterloopkundig Laboratorium een diskussiestuk, (Moser, 1984), geproduceerd, waarin een voorstel voor het onderzoek op wat langere termijn is gedaan. Dit voorstel is in september 1984 besproken tijdens een bijeenkomst van deskundigen op allerlei terrein, wat heeft geresulteerd in het daadwerkelijk starten van een antal onderzoeken. In onderling overleg is toen besloten, dat het WL het onderzoek van meer algemene aard zal uitvoeren, terwijl de TH Delft, vakgroep Waterbouwkunde, zich meer zal richten op de direkte toepassing op de zandsluitingen.

Vervolgens is de Projektgroep Zandsluitingsonderzoek opgericht, welke onder voorzitterschap staat van de projektleider van MODVLO, ir.M.B.de Groot en verder bestaat uit ir. H.van Rossum (Rijkswaterstaat), ir. W.T.Bakker (projektleider onderzoek zandsluitingen TH Delft), ir. H.N.C.Breusers (projektleider onderzoek zandwaterdichtheidsstroming WL Delft), ir. W.Leeuwestein (TH Delft), ir. D.R.Mastbergen (TH Delft) en de studenten H.Verwoert en G.Delver (TH Delft). Deze groep komt sinds november 1984 regelmatig bijeen, geeft begeleiding en bespreekt de vorderingen, van met name de TH-groep.

Met dit rapport wordt de eerste fase van het onderzoek afgesloten, dat, mede in opdracht van de Rijkswaterstaat, is verricht op de TH.

2.4 Indeling van dit rapport.

In hoofdstuk 1 wordt een samenvatting gegeven met daaraan verbonden de belangrijkste conclusies en aanbevelingen.

Na de inleidende paragrafen over de zandsluitingsproblematiek van hoofdstuk 2 wordt in hoofdstuk 3 een kort literatuuroverzicht gegeven van verschijnselen, welke te vergelijken zijn met of belangrijk zijn voor het gedrag van geconcentreerde zandwatermengselstromingen. Daarnaast worden de belangrijke publikaties gericht op de zandsluitingspraktijk genoemd. De literatuurlijst is achterin opgenomen, in bijlage II.

In hoofdstuk 4 worden formules afgeleid voor de zandwatermengselstroming op het bovenwaterstort voor de situatie van een min of meer gelijkmatige en constante stroming in de geulen, die vooral optreden bij laag water. Er wordt in het bijzonder ingegaan op het zandtransport bij de hoge zandconcentraties, die in dergelijke geulen voorkomen. De resultaten worden, als functie van te beinvloeden stortgrootheden vergeleken met in de praktijk en in het laboratorium verrichte metingen.

In hoofdstuk 5 wordt ingegaan op het mechanisme van mengselsprongen, die optreden op een terrasvormig bovenwaterstort, waarbij afwisselend stromend en schietend zandwatermengsel voorkomt. Een dergelijk stort ontstaat veelal bij hoogwater. Dit hoofdstuk is geschreven door ir. W.Leeuwestein, de overige hoofdstukken zijn van de hand van ir. D.R.Mastbergen.

In hoofdstuk 6 worden formules afgeleid voor de zandwaterdichtheidsstroming, de sedimentatie op het onderwaterstort en de opwerveling in de sluitgatstroming. Er zijn een aantal praktijkgevallen doorgerekend, waarbij een aantal aannamen zijn gedaan wat betreft de taludhelling, de spreiding van het zandwatermengsel over het onderwaterstort, de produktie en de geulbreedte op het bovenwaterstort. De berekeningen zijn opgenomen in een aantal tabellen aan het einde van het hoofdstuk.
In de bijlagen is een stuk opgenomen van ir. W.T. Bakker, waarin het hydraulisch gedrag van de mengselsprongen analytisch wordt berekend.

3 LITERATUUROVERZICHT

3.1 Inleiding.

In dit hoofdstuk wordt een overzicht gegeven van de literatuur, welke in het kader van deze en voorafgaande studies is geraadpleegd. Er wordt geen afzonderlijk uittreksel van iedere titel gegeven, ook niet iedere titel is daadwerkelijk toegepast. Maar het geheel heeft wel een bepaald beeld opgeroepen van hoe een zandwatermengselstroming zich in bepaalde situaties zou kunnen manifesteren. Waar in de volgende hoofdstukken gegevens of formules uit de aangehaalde literatuur zijn toegepast, wordt dit ter plaatse aangegeven. De volledige literatuurlijst, opgenomen in bijlage I , is ingedeeld naar onderwerp en toepassingsgebied. Deze indeling wordt in de volgende paragrafen nader toegelicht.

3.2 Typen zandwatermengselstroming.

3.2.1 Korrelstroming (Grain Flow).

Een stroming van een grote hoeveelheid loskorrelig materiaal lijkt in eerste instantie veel op de stroming van een vloeistof. Er zijn toch een aantal belangrijke verschillen, die juist weer betrekking hebben op de vaste-stof eigenschappen van het materiaal, zoals de inwendige wrijvingshoek. De studie van korrelstroming ligt daarom op het grensgebied van de studierichtingen vloeistof- en grondmechanika.

Voorbeelden van korrelstromen zijn het stromen van droog zand in een zandloper, het storten van graan en kolen bij overslagbedrijven in de haven, rotslawines, het stromen van zand langs duinhellingen en bodemribbels in rivieren en op de zeebodem.

Karakteristiek voor een korrelstroming is de overdracht van impuls en kinetische energie direkt van korrel op korrel. Bij afschuiving ontstaat er in de korrelmassa een inwendige druk, die de korrels onderling verspreidt tegen de werking van de zwaartekracht in. Deze druk wordt ook wel korreldispersiedruk genoemd. De korrelmassa blijft daardoor beweeglijk en krijgt de eigenschappen van een zware vloeistof met een zekere viscositeit, afhankelijk van onder meer de korrelconcentratie.

Experimenteel onderzoek, (Bagnold, 1954), heeft geleerd, dat er twee stromingstoestanden zijn te onderscheiden:

1. bij grote snelheidsgradiënten en dichtheidsverschillen tussen korrelmateriaal en poriënvloeistof hebben de korrelinteracties een botsingskarakter (inertial/turbulent grain flow),
2. bij kleine snelheidsgradiënten en relatief zware en viskeuze poriënvloeistoffen vinden de korrelinteracties indirekt plaats, via de vloeistof, die dan als een soort medium dienst doet (viscous/laminar grain flow).

Bij turbulente zandwatermengselstromingen zijn de schuifspanningen overgedragen door korrelinteracties in het algemeen klein ten opzichte van de turbulente schuifspanningen, maar lokaal, bijvoorbeeld bij de bodem, kan het mechanisme van de korreldispersiedruk dan wel van belang zijn.

3.2.2 Sedimenttransport.

Het transport van sediment door stromend water, zoals in rivieren en langs kusten, heeft vanouds in de belangstelling gestaan van civiel ingenieurs. Er zijn vele experimenteel afgeleide formules beschikbaar, maar een volledig theoretisch begrip, met als resultaat een exacte formule van het zandtransport als functie van de stromings-grootheden, is nog niet bereikt. Dit is ook vrijwel onmogelijk vanwege de onberekenbare invloed van de vele stochastische variabelen, die een rol in het transportproces spelen. Toch kunnen er twee dominante mechanismen onderscheiden worden:

1. bodemtransport. De zandkorrels worden door de vloeistofstroom langs de bodem meegesleept en gerold, maar er niet in opgenomen. Er vindt voortdurend impulsuitwisseling plaats tussen de korrels onderling en tussen de korrels en de bodem.
2. suspensietransport. De korrels worden in de vloeistofstroom opgenomen en het mengsel stroomt als een geheel af. Er vindt voortdurend impulsuitwisseling plaats tussen korrels en vloeistof. Hoeveel zand in suspensie en hoeveel zand langs de bodem wordt getransporteerd bij een bepaalde stroomsnelheid hangt af van de turbulentiegraad van de stroming en de valsnelheid van het materiaal.

De zandwatermengselstroming, waarover dit rapport handelt, verschilt van de situatie, die door de bekende zandtransportformules wordt beschreven, namelijk:

1. de zandconcentratie is veel hoger,
2. ook de energiedissipatie is veel hoger.

Dit heeft een aantal belangrijke konsekwenties, waarop in hoofdstuk 4 nader wordt ingegaan.

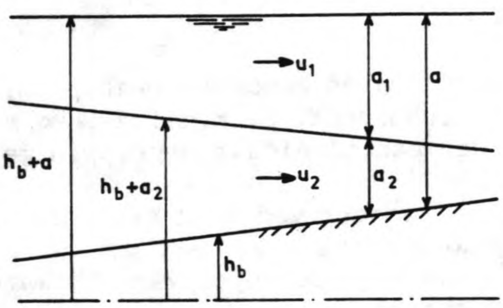
3.2.3 Dichtheidsstroming (Density Current/Gravity Flow).

Indien het zandwatermengsel bij de stroming langs het onderwaterstort een homogeen mengsel blijft kunnen theorie en experimentele formules voor dichtheidsstromingen worden toegepast.

Er is veel onderzoek verricht naar dichtheidsstromingen veroorzaakt door temperatuurverschillen (koelwatercirculatie, stratificatie) en verschillen in zoutgehalte (zoutwig, menging in estuaria). Een zandwater-dichtheidstroming is verschillend van deze gevallen, omdat:

1. het zand kan eroderen of sedimenteren, zodat er sprake is van een voortdurende massa-uitwisseling met de bodem,
2. het dichtheidsverschil veel groter is,
3. er ontmenging kan optreden, waardoor er geen continuiteit meer is.

Toch zal de zandwatermengselstroom op het onderwaterstort in eerste instantie geschematiseerd worden tot een twee-lagen dichtheidsstroming (fig 3.1).



Figuur 3.1 Statonaire twee-lagenstroming, (Schönfeld, Kranenburg, 1981).

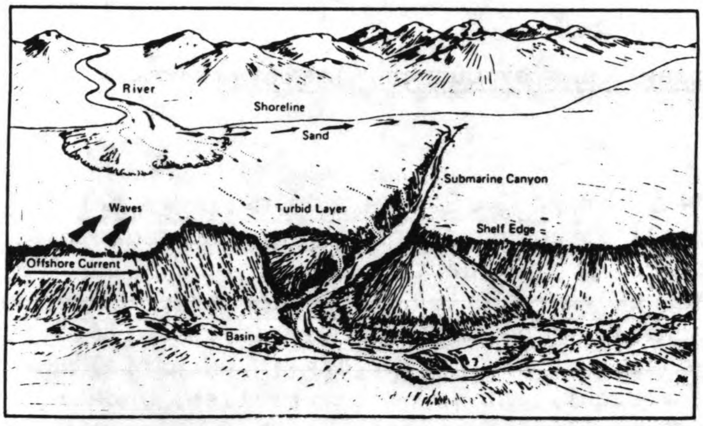
3.2.4 Troebelingsstroming (Turbidity Current).

Het verschijnsel troebelingsstroming heeft tot nog toe vooral de aandacht getrokken van sedimentologen en oceanografen. Deze stromingen zijn namelijk in belangrijke mate verantwoordelijk voor het sedimenttransport langs de oceaanbodem, vooral bij de randen van het Continentaal Plat, waar voortdurend sediment van het vaste land wordt aangevoerd door rivieren (fig 3.2).

Een troebelingsstroom bestaat uit een turbulent langs de zeebodem afstromend mengsel van water, modder, zand en vaak nog grovere bestanddelen, zoals grind en stenen.

Oorzaak van het ontstaan van een troebelingsstroom is vaak het bezwijken, door afschuiven of vloeien, van een door sedimentatie steil geworden talud ten gevolge van een aardschok. De stroming kan zich daarna enige tijd handhaven en hoge snelheden bereiken en grote afstanden afleggen. Uiteindelijk bezinkt al het gesuspendeerde materiaal weer en dempt de stroming uit.

Omdat direkte waarneming vrijwel onmogelijk is, zijn er nog maar weinig meetgevens beschikbaar en blijft elke theorie over het mechanisme voorlopig nog speculatief.



Figuur 3.2 Troebelingsstromen als schakel in de sedimenttransportketen op zee, (Moore, 1969).

3.2.5 Zandwatermengselstroming en zandwaterdichtheidsstroming.

Met behulp van de in de vorige paragrafen genoemde begrippen, zoals sedimenttransport, bodem- en suspensietransport, dichtheids-, korrel- en troebelingsstroming, kunnen nu hier een aantal nieuwe begrippen geintroduceerd of nader gedefinieerd worden.

Onder zandwatermengselstroming zal worden verstaan het hydraulisch gedrag van water, waarin een zodanig hoog percentage zand aanwezig is, dat het gedrag van het mengsel zowel door de eigenschappen van het water als door de eigenschappen van het zand wordt beinvloed.

In een sterk turbulente waterstroming kan het zand volledig in suspensie verkeren en homogeen verdeeld zijn over de diepte. De dichtheid van een dergelijke suspensiestroom, analoog aan het suspensietransport in een waterstroom, is duidelijk hoger dan die van gewoon water.

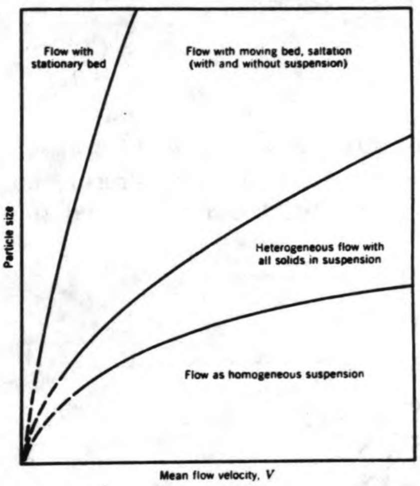
Zijn de turbulente vloeistofbewegingen niet sterk genoeg om het korrelmateriaal in suspensie te houden, dan zal het mengsel zich verdichten en kan er, bij voldoende steile hellingen, een dispersiestroom ontstaan, analoog aan het bodemtransport onder invloed van een bodemschuifspanning in een waterstroom.

Door het relatieve dichtheidsverschil tussen de hierboven beschreven zandwatermengselstromen en gewoon water kan er op een onderwaterhelling een dichtheidsstroming ontstaan, hier verder zandwaterdichtheidsstroming genoemd. Deze stroming kan weer een turbulent karakter hebben, er is dan sprake van een troebelingsstroom, zoniet dan wordt de term dispersiestroom gehandhaafd.

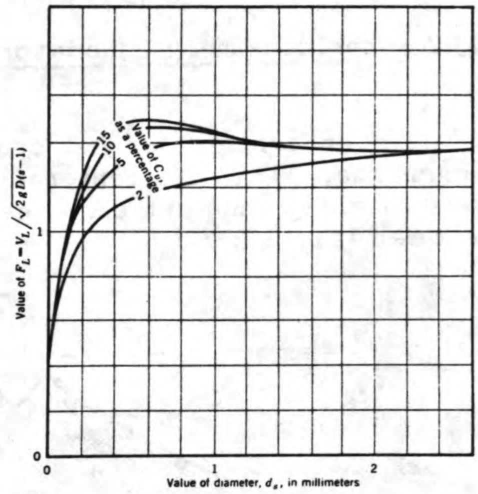
3.2.6 Pijpleidingtransport (Pipeline Flow/Hydraulic Transport).

Een methode om korrelig materiaal te transporteren is het te mengen met water (hydraulisch transport) of lucht (pneumatisch transport) en het mengsel vervolgens door een pijpleiding te verpompen. Voorbeelden zijn erts, kolen en zand. In het geval van korrelig materiaal in water spreekt men vaak van slurries of slurry-stroming.

Om het proces zo efficiënt mogelijk te laten verlopen moet al het materiaal in suspensie verkeren. Dit kan als de stroomsnelheid in de pijp niet lager is dan een zekere kritieke snelheid, anders ontwikkelt zich een bodemtransportlaag (fig 3.3 en 3.4).



Figuur 3.3. Stromingsregimes van zandtransport in pijpleidingen, (Vanoni, 1977).



Figuur 3.4 Kritieke snelheid in pijpleidingen, (Durand, 1953).

Het zandwatermengsel in de pijp gedraagt zich als een vrijwel homogene slurry, die behalve in dichtheid maar weinig verschilt van een gewone vloeistof. Voor de studie naar een vrije zandwatermengselstroming is de pijpleidingstroming interessant vanwege de vergelijkbare concentraties (c=20-30 %) en als beginvoorwaarde voor de stroming op het bovenwaterstort. De belangrijkste verschillen zijn echter:

1. in de pijp vindt de stroming plaats onder invloed van een drukgradiënt en niet door de zwaartekracht,
2. in de pijp kunnen interacties optreden tussen de korrels en de rondom aanwezige vaste wand,
3. in de pijp kan geen massa-uitwisseling plaatsvinden tussen mengselstroom en wanden,
4. de doorsnede van de pijp ligt steeds vast, terwijl bij een vrije stroming diepte en breedte zich kunnen aanpassen.

Hoewel om deze reden de stroming door de pijp niet direkt representatief voor een vrije zandwatermengselstroming genoemd kan worden zijn er toch interessante overeenkomsten in gedrag te bespeuren.

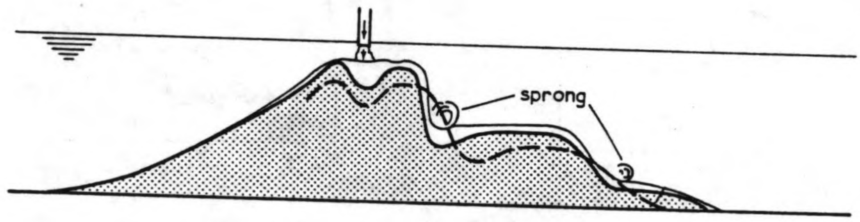
3.3 Zandwatermengselstroming en zandsluitingen.

3.3.1 Rijkswaterstaat.

Naast de specifiek ontwerp-technische rapporten over de zandsluitingen zijn er bij de Rijkswaterstaat ook rapporten verschenen over het aspect van de zandwatermengselstroming. Er zijn metingen verricht tijdens het opspuiten van de damvakken Speelmansplaten I en II en tijdens de sluiting van het Marollegat (Koster, 1985), waarvan gegevens in dit rapport zijn verwerkt.

3.3.2 Waterloopkundig Laboratorium.

Een onderzoek naar het onder water opspuiten van zandlichamen, M1118 (Jorritsma, 1973), is achteraf sterk in de belangstelling komen te staan, omdat daarbij voor het eerst een zandwaterdichtheidsstroom werd waargenomen (fig 3.5).



Figuur 3.5 Zandwaterdichtheidsstroming met mengselsprongen, (M1118, Jorritsma, 1973).

In verband met de uitvoering en de berekening van zandverliezen met de huidige rekenmodellen is er in de grote stroomgoot in de Voorst onderzoek gedaan naar het zandtransport bij hoge stroomsnelheden (van Rijn, 1985).

Momenteel vindt er in Delft in het kader van MODVLO onderzoek plaats naar meer algemene eigenschappen van zandwaterdichtheidsstromen, aansluitend op het al genoemde onderzoeksvoorstel (Moser, 1984).

3.3.3 Technische Hogeschool Delft.

Bij de vakgroep Waterbouwkunde van de afdeling Civiele Techniek, met name bij de groep Kustwaterbouwkunde van prof.dr.ir. E.W.Bijker, is er een toenemende belangstelling voor zandsluitingen, wat heeft geresulteerd zowel in laboratoriumonderzoek als in meer theoretische studies.

Er zijn afstudeerrapporten verschenen over het stroombeeld in het sluitgat (Luxemburg, 1982, Besselink, 1985), het zandtransportmechanisme op het stort (Luxemburg, 1982, Mastbergen, 1983/1984, Lantsheer/Neerings, 1984), het onderwater opspuiten van zandlichamen (Heezen/van der Stap, 1985), het zandtransport door het sluitgat (Besselink, 1985) en de bedrijfsvoering van de zandsluiting (Haasnoot/Schinkelshoek, 1985). Verder zijn er prototype- en laboratoriummetingen verricht, waarvan enige resultaten al in dit rapport verwerkt zijn, maar waarvan het eindverslag nog in voorbereiding is, (Verwoert/Delver, 1986).

Bij de vakgroep Geotechniek van prof.dr.ir. A.Verruyt wordt onderzoek gedaan naar met name korrelstromingen (Mastbergen, 1983, Küppers, 1985).

Door deelname aan het MODVLO-projekt kan het onderzoek aan de TH gestructureerd en met extra inzet voortgezet worden.

4 ZANDWATERMENGSELSTROMING OP HET BOVENWATERSTORT

4.1 Inleiding.

Dit hoofdstuk heeft betrekking op het proces, dat zich afspeelt op het gedeelte van het stort tussen de pijpmond en de waterlijn bij het opspuiten van een zanddam. Een dergelijk bovenwaterstort treedt alleen op bij een horizontale zandsluiting (zie ook 2.1.5).
Het bovenwaterstort is van belang, omdat:
1. de zijwaartse hellingen in belangrijke mate het damprofiel en daarmee de benodigde zandproduktie bepalen, er van uitgaande dat langs- en zijhellingen ongeveer even groot zijn. Op het bovenwaterstort is beinvloeding van deze hellingen door manipulatie met bulldozers, perskaden, pijpen e.d. mogelijk,
2. de zandwatermengselstroom bij de waterlijn de randvoorwaarde vormt voor het proces op het onderwaterstort,
3. er thans prototypewaarnemingen en -metingen beschikbaar zijn, waardoor theorieën aan de praktijk getoetst kunnen worden.

In paragraaf 4.2 worden in het kort de relevante meetwaarden en waarnemingen op het stort belicht, waarmee in 4.3 de ontwikkeling van het stort tijdens de spuitwerkzaamheden en onder invloed van het getij kan worden verklaard. In 4.4 worden de parameters behandeld, die voor de beschrijving van de mengselstroom belangrijk zijn, aan de hand van literatuurgegevens. In 4.5 volgt een wiskundige beschrijving van een stationair-uniforme zandwatermengselstroom, gebruikmakend van bekende zandtransportformules.

4.2 Waarnemingen en metingen op het bovenwaterstort.

Tijdens het opspuiten van de damvakken Speelmansplaten I en II is het stort regelmatig bezocht. Metingen zij uitgevoerd door ir.M.J.Koster van Rijkswaterstaat in de zomer van 1984 (Koster, 1985) en door de studenten H.Verwoert en G.Delver in het voorjaar van 1985 (Delver, Verwoert, 1986). Het betreft concentratie- en snelheidsmetingen en de bepaling van hellingen op het stort en in de geulen.

De meeste metingen zijn uitgevoerd bij laag water. Bij hoog water was het stort vrijwel ontoegankelijk door het drijfzandkarakter van het net gesedimenteerde zand. Bovendien werd er door de aannemer dan volop met bulldozers gewerkt om het stort te vereffenen en de persleiding te verlengen. In tabel 4.1 zijn de meetgegevens van Verwoert en Delver opgenomen.

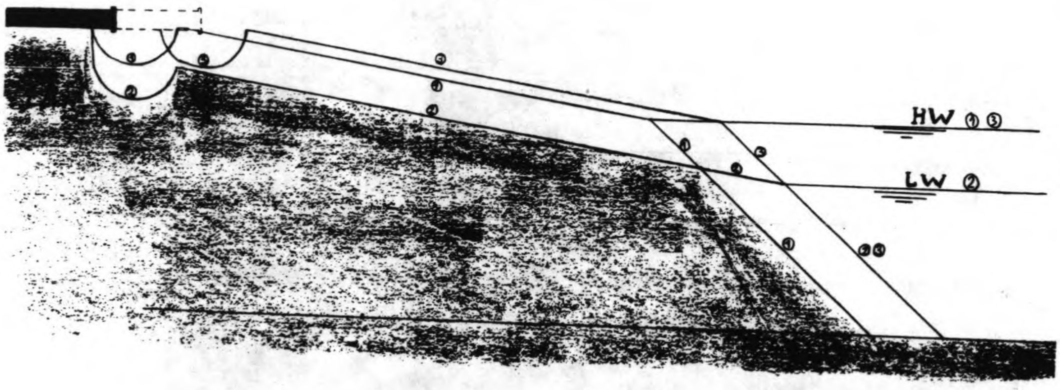
TABEL 4.1 MEETWAARDEN GEULSTROMING BOVENWATERSTORT SPEELMANSPLATEN II

Snelheid	Concen- tratie	Diepte	Helling	Specifiek debiet	Korrel- diameter
u	c	h	i	q	D
m/s	vol%	m		$m^3/s,m$	µ
1,7	18	0,30	0,0043	0,51	190
1,6	30	0,45	0,015	0,72	190
1,6	30	0,30	0,0043	0,48	220
1,5	21	0,25	0,011	0,38	219
1,4	32	0,35	0,0045	0,49	224
1,5	28	0,50	0,013	0,75	224
2,1	32	0,35	0,017	0,74	204
1,5	32	0,60	0,012	0,90	204
1,1	25	0,30	0,0036	0,33	203
1,3	30	0,35	0,0074	0,46	203
1,4	14	0,15	0,012	0,21	202
1,5	20	0,20	0,0051	0,30	202
1,35	33	0,30	0,0055	0,41	202
1,35	34	0,35	0,0092	0,47	200
1,55	37	0,65	0,023	1,01	201
1,2	38	0,45	0,012	0,54	207
1,35	32	0,35	0,015	0,47	209
1,65	32	0,50	0,013	0,83	209

Ter plaatse van het Marollegat is er een grote waterstandsvariatie ten gevolge van het getij, bijna 4 meter. Het beeld op het stort werd dan ook sterk bepaald door de fase van het getij (zie figuur 4.1):

1. bij vallend water concentreert de zandwatermengselstroom zich in sterk meanderende geulen, die zich als het ware in het stort invreten. In vrij korte tijd kan een grote hoeveelheid zand weggeërodeerd en naar het onderwaterstort afgevoerd worden. Dit proces gaat door, totdat de helling in de geul zo flauw is geworden, dat er geen erosie meer plaatsvindt en er een min of meer stabiele toestand intreedt. Dit gebeurt bij een helling (i) in de geul van ca. 1:100. De metingen zijn hoofdzakelijk in deze evenwichtssituatie uitgevoerd. De geul volgt dus steeds de waterstand.
2. bij rijzend water treedt er in eerste instantie sterke aanzanding op, waardoor de geulen weer geheel opgevuld worden. Daarna spreidt de mengselstroom zich over de gehele breedte van het stort. Het sedimentatieproces gaat vervolgens door, totdat bij een helling (i) van het stort van ca. 1:30 een nieuwe evenwichtstoestand intreedt. De stroming is nu niet stabiel, er vindt een afwisseling plaats van schietend en stromend zandwatermengsel met mengselsprongen. Er ontstaat een terrasvormig stort met trapjes, die zich langzaam stroomopwaarts bewegen (zie hoofdstuk 5).

Een aantal van deze verschijnselen, zoals sedimentatie en erosie bij waterstandsvariaties en mengselsprongen, zijn overigens ook waargenomen (en op video vastgelegd) in een modelopstelling op het Laboratorium voor Vloeistofmechanika (Mastbergen, 1984). Praktijkmetingen zijn echter nog niet voorhanden, zodat over het terrasvormige stort nog minder bekend is dan over de geulstroming.



Figuur 4.1 Ontwikkeling van het stort onder invloed van het getij.

De zandconcentraties in de mengselstroom zijn zeer hoog, er worden concentraties gemeten van 20 tot 30 volumeprocenten, vergelijkbaar met de waarden in de pijp. In dergelijke hyper-geconcentreerde mengsels bedraagt de gemiddelde vrije afstand tussen twee deeltjes nog maar enkele korreldiameters. In de geulen vindt sterke menging plaats, vooral door meer grootschalige wervelingen in bochten en kuilen. Af en toe is waarneembaar, dat een grote hoeveelheid zand naar het wateroppervlak wordt gestuwd (boils?). Het mengsel is vrijwel homogeen van samenstelling, een concentratiegradiënt is nauwelijks te constateren. In de stroming over het terrasvormig stort is de menging minder intensief, behalve in de mengselsprongen.

Het slibgehalte is hoog, het mengsel ziet er zwart uit. Het slib zet zich niet af op het bovenwaterstort, het spoelt rechtstreeks het sluitgat in. De rheologische eigenschappen van het slib zijn nog niet bekend, deze kunnen per zandwinplaats sterk verschillen. Onlangs zijn op het Waterloopkundig Laboratorium enkele monsters geanalyseerd van het stort Slaak, tijdens opspuitingen van een aanzet van de Philipsdam. De resultaten zijn opgenomen in bijlage II .

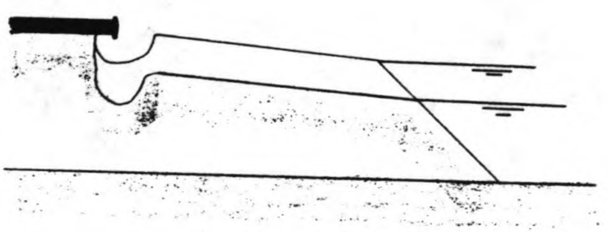
Uit de metingen blijkt dat de stromingsweerstand zeer hoog is. Bij relatief steile hellingen van 1:50 tot 1:100 blijven de stroomsnelheden gematigd, in de orde van 1 tot 2 m/s. Blijkbaar vindt er dus een intensief energieverlies plaats, tot uiting komend in een hoge turbulentie-intensiteit. De stromingstoestand wordt verder gekenmerkt door een wild regime met hoge Froudegetallen, in de geulen rond 1 en op de terrassen afwisselend kleiner en groter dan 1. De bodemschuifspanningen liggen ver boven de grens van begin van beweging. Het bodemtransport is dan ook vrijwel verwaarloosbaar ten opzichte van het suspensietransport.

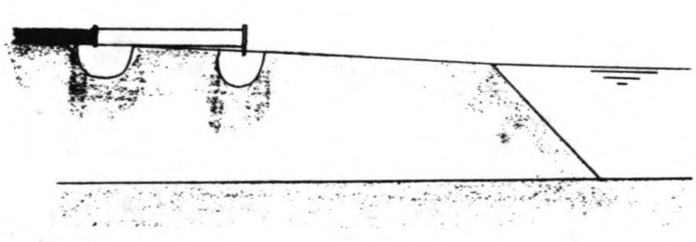
4.3 Ontwikkeling van het stort.

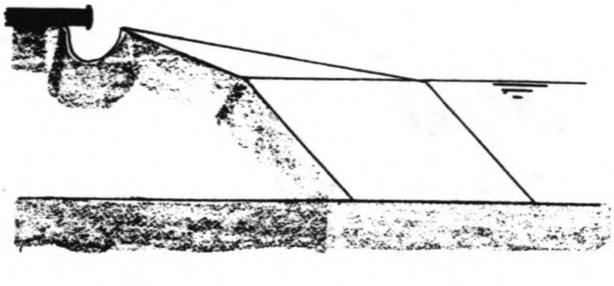
Bij laag water is er een grote zandaanvoer naar het onderwaterstort, namelijk zowel ten gevolge van de zandproduktie door de pijp als door de erosie van het bovenwaterstort. Hierdoor wordt bij laag water de dam, althans het onderwatergedeelte, versneld uitgebouwd. Bij opkomend water accumuleert het aangevoerde zand voor een deel op het bovenwaterstort. De stortvoortgang is dan minimaal. De stortvoortgang hangt verder af van de zandproduktie, de damdoorsnede en de waterdiepte in het sluitgat (zie ook 2.1.7). Bij hoge zandprodukties zal het effect van accumulatie en erosie van zand op het stort in het algemeen verwaarloosbaar zijn, waardoor de stortvoortgang meer gelijkmatig zal zijn.

De positie van de spuitmond bepaalt de stortlengte en daarmee de hoeveelheid zand welke tijdens vallend water zal eroderen. Om deze hoeveelheid te minimaliseren, teneinde een meer gelijkmatige zandaanvoer naar het onderwaterstort te bewerkstelligen, moet de pijp tijdens hoog water zo ver mogelijk vooruitgesteld worden. Bovendien wordt dan vermeden, dat tijdens de opbouw van het bovenwaterstort de spuitmond zichzelf zou ingraven en de stortvoortgang zou belemmeren. Een vrije uitstroming in de spuitkuil moet dus steeds verzekerd zijn. In de figuren 4.2, 4.3 en 4.4 is de invloed van een aantal faktoren op de stortvooruitgang geschetst.

Er moet hier wel gezegd worden, dat bij zandsluitingen met een geringere getij-amplitude als bij het Marollegat de hier beschreven getij-afhankelijke verschijnselen zich minder sterk zullen manifesteren en dan wellicht minder belangrijk zijn.


Figuur 4.2 Invloed waterstandsverlaging.


Figuur 4.3 Invloed pijpverlenging.


Figuur 4.4 Invloed taludversteiling.

4.4 Mengselstroomparameters.

4.4.1 Indeling.

Om de stroming van geconcentreerde zandwatermengsels te beschrijven zijn er drie groepen parameters te onderscheiden:

1. gegeven parameters of vrije variabelen. Dit zijn de grootheden die door menselijk handelen en keuze en inzet van materieel min of meer onafhankelijk opgelegd kunnen worden, zoals spuitdebiet (Q) en concentratie in de pijp (c) met de zuiger, korreldiameter (D) en slibgehalte door de keuze van de zandwinplaats, spreidingsbreedte (b) met behulp van bulldozers, perskaden, aantal pijpen en dergelijke en verder fysische constanten, zoals soortelijke dichtheid van korrelmateriaal (ρ_s) en water (ρ), temperatuur (T) en zoutgehalte.
2. parameters, die uit metingen of met behulp van aannamen bepaald kunnen worden, maar niet direkt te beinvloeden zijn, zoals de ruwheidscoëfficiënt (f_o of C_h) en allerlei constanten, die als getallen impliciet in experimentele formules zijn ingevoerd.
3. parameters, die onder bepaalde voorwaarden met de theorie uit de twee voorgaande groepen parameters berekend kunnen worden, zoals mengselstroomsnelheid (u), diepte (h), helling (i), schuifspanning (τ), valsnelheid (w) en suspensiegetal (Z).

De belangrijkste parameters zullen nu nader bekeken worden, mede aan de hand van de waargenomen kenmerken van de zandwatermengselstroom, zoals beschreven in 4.2. Achtereenvolgens komen aan de orde: het specifiek debiet (q), de viskositeit (ν), de valsnelheid (w), de ruwheid (f) en het suspensiegetal Z.

4.4.2 Specifiek debiet.

De breedte b waarover het gegeven spuitdebiet Q over het stort uitstroomt bepaalt de debietintensiteit of het specifieke debiet q volgens:

$$q = \frac{Q}{b} \qquad \text{m}^3/\text{s,m} \tag{4.4.1}$$

De maximale breedte wordt beperkt door de aanleg van perskaden. Bij hoog water, als de mengselstroom zich over de volle breedte van het stort spreidt, is de afstand tussen de perskaden maatgevend voor het specifiek debiet. Bij laag water is geulvorming vrijwel niet meer te voorkomen en is de geulbreedte maatgevend.

Bij metingen in sedimentvoerende kanalen en rivieren is een empirisch verband gevonden tussen de na verloop van tijd ingestelde geulbreedte en het debiet, welke luidt:

$$\frac{\sqrt{Q}}{b} = \text{constant} \qquad (4.4.2)$$

In het algemeen echter kan de breedte voldoende beheerst worden om het specifieke debiet q in plaats van het totale debiet Q als vrije variabele in te mogen voeren. Het probleem wordt dan een dimensie minder rijk. Het verband tussen de produktie (P) in m³ gestort zand per uur en het debiet (Q), met een poriëngehalte van 40% en een maximale zandconcentratie c_{max} van 100 - 40 = 60%, bedraagt:

$$Q = P \frac{1 - c_{max}}{3600} \quad m^3/s \qquad (4.4.3)$$

4.4.3 Laminaire en turbulente viskositeit.

a. Viskositeit.

De viskositeit (ν) of inwendige wrijving van een vloeistof, in dit geval een mengsel van water, zand en eventueel slib, is een eigenschap, die bepaalt in welke mate stromingsenergie verbruikt wordt en als warmte verloren gaat. Inwendige wrijving ontstaat doordat de waterdeeltjes temperatuurafhankelijke, ongerichte bewegingen maken, waardoor er diffusie van de deeltjes en van impuls optreedt (vloeistof-vloeistof interacties). De sneller bewegende lagen worden daardoor afgeremd door de langzamere zodra er een snelheidsgradiënt ontstaat.

Voor Newtonse vloeistoffen geldt per definitie een lineair verband tussen schuifspanning (τ) en snelheidsgradiënt op een bepaalde diepte:

$$\tau = \rho\nu \frac{du}{dz} \quad N/m^2 \qquad (4.4.4)$$

Bij niet-Newtonse vloeistoffen (Bingham- of plastische vloeistoffen), bijvoorbeeld sterk slibhoudend water, kan er een zwichtspanning τ_B optreden, die eerst overwonnen moet worden voordat er afschuiving kan plaatsvinden:

$$\tau = \tau_B + \rho\nu \frac{du}{dz} \qquad \mathrm{N/m^2} \qquad (4.4.5)$$

Hiermee is de kinematische viskositeit ν gedefinieerd. De viskositeit is een vloeistofeigenschap, die voor water met de volgende formule beschreven kan worden, als functie van de temperatuur T (in ^oC):

$$\nu_o = \frac{40 * 10^{-6}}{20 + T} \qquad \mathrm{m^2/s} \qquad (4.4.6)$$

b. <u>Viskositeit van een mengsel.</u>

De viskositeit is verder afhankelijk van de concentratie opgeloste stof c (Einstein sr, 1906, Vand, 1948) volgens:

$$\nu_1 = \nu_o \; (1 + 2,5\ c + 7,17\ c^2 + 16,2\ c^3) \qquad \mathrm{m^2/s} \qquad (4.4.7)$$

Bij zeer hoge concentraties gaan de opgeloste deeltjes elkaar hinderen, waardoor de viskositeit van het mengsel extra sterk toeneemt, er wordt nu gesproken van macro-viskositeit (korrel-korrel interacties). Experimenteel is gevonden (Bagnold, 1954):
1. in het "viscous" regime:

$$\nu_1 = \nu_0 \; 2,2\ \lambda^{3/2} \qquad \mathrm{m^2/s} \qquad (4.4.8)$$

waarin λ is gedefinieerd als de lineaire concentratie:

$$\lambda = \{ (\frac{c_{max}}{c})^{1/3} - 1 \}^{1} \qquad (4.4.9)$$

2. in het "grain-inertial" regime:

$$\nu_1 = 0{,}013 \frac{\rho_s}{\rho} (\lambda D)^2 \frac{du}{dz} \quad m^2/s \tag{4.4.10}$$

waarin D de korreldiameter van het opgeloste materiaal is.

Het Reynoldsgetal (Re) geeft aan in welke toestand de stroming verkeert, stabiel (gelaagd of laminair) of instabiel (gemengd of turbulent) en wordt gedefinieerd als:

$$Re = \frac{u\,h}{\nu} = \frac{q}{\nu} \tag{4.4.11}$$

c. Laminaire stroming.

In een laminaire stroming, bij kleine Reynoldsgetallen ($Re < 600 - 800$), bepaalt de viskositeit welke stroomsnelheid zal optreden onder invloed van de zwaartekracht bij gegeven debiet (q) en helling (i). Uit (4) volgt dan een parabolisch snelheidsprofiel, met als gemiddelde stroomsnelheid:

$$u = \left(\frac{gi}{3\nu} q^2\right)^{1/3} \quad m/s \tag{4.4.12}$$

d. Turbulente stroming.

In een turbulente stroming, $Re > 1000$, vindt diffusie op veel grotere schaal plaats, namelijk in wervels. De diffusie ten gevolge van de temperatuur is dan meestal verwaarloosbaar. De stromingsweerstand wordt voornamelijk bepaald door de intensiteit van de turbulente uitwisseling. De vrijkomende kinetische energie komt maar gedeeltelijk ten goede aan de stroomsnelheid en wordt uiteindelijk alsnog omgezet in warmte. Analoog aan (4) spreekt men wel van de turbulente viskositeit ν_t.

Volgens de mengwegtheorie van Prandtl geldt:

$$\nu_t = l^2 \frac{du}{dz} \qquad m^2/s \qquad (4.4.13)$$

en voor de mengweglengte (l), met een waterdiepte h en de konstante van von Karman κ, uitgaande van een logaritmisch snelheidsprofiel:

$$l = \kappa z \sqrt{(1 - \frac{z}{h})} \qquad m \qquad (4.4.14)$$

Met (4) kan hieruit het logaritmisch snelheidsprofiel weer afgeleid worden. Vervolgens kan de gemiddelde stroomsnelheid berekend worden als functie van debiet (q), helling (i) en een inwendige wrijvingsfactor, de Darcy–Weisbach coëfficiënt (f_o), die kan worden afgeleid uit de turbulente viskositeit, zie ook 4.4.5, formules (34) en (35). De formule luidt dan, in analogie met (12):

$$u = (\frac{8gi}{f_o} q)^{1/3} \qquad m/s \qquad (4.4.15)$$

4.4.4 Valsnelheid.

a. Ongestoorde valsnelheid.

De valsnelheid van een deeltje in een vloeistof is de eenparige eindsnelheid waarmee het deeltje onder invloed van de zwaartekracht beweegt. De valsnelheid is een belangrijke parameter, die bepaalt hoeveel deeltjes in suspensie kunnen verkeren bij een bepaalde turbulentie-intensiteit. Hoe groter de valsnelheid hoe sterker de ontmenging en hoe kleiner het suspensietransport ten opzichte van het bodemtransport, waardoor de eigenschappen van het mengsel als homogene, zware vloeistof verloren gaan.

De valsnelheid van een enkel deeltje kan berekend worden uit het krachtenevenwicht tussen zwaartekracht, opdrijvende kracht en weerstandskracht.

In het algemeen geldt voor een bolvormig deeltje met een vormwrijvingscoëfficiënt C_D de volgende evenwichtsvergelijking:

$$(\rho_s - \rho)\, g\, \frac{4}{3}\, \pi\, D^3 = \rho\, g\, \pi\, D^2\, C_D\, w^2 \qquad (4.4.16)$$

waarin D de korreldiameter is. Hieruit volgt:

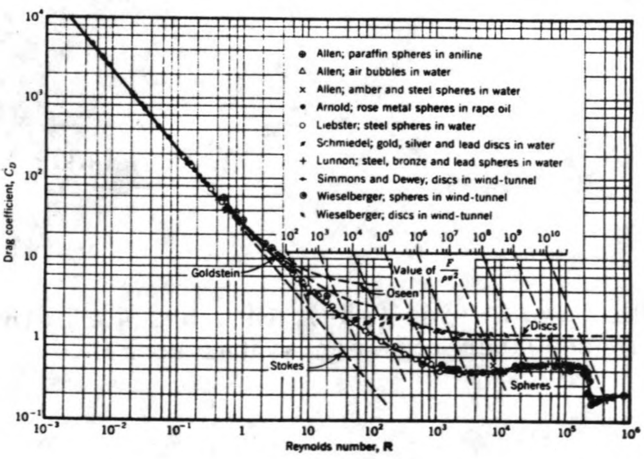
$$w_o = \sqrt{\left(\frac{4}{3}\, \frac{\Delta\, g\, D}{C_D}\right)} \qquad \text{m/s} \qquad (4.4.17)$$

met Δ de relatieve dichtheid van het korrelmateriaal, volgens:

$$\Delta = \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \qquad (4.4.18)$$

De vormfaktor C_D is afhankelijk van het Reynoldsgetal (zie figuur 4.5), gedefinieerd als:

$$Re = \frac{w_o\, D}{\nu} \qquad (4.4.19)$$



Figuur 4.5 Vormwrijvingscoëfficiënt C_D als functie van het Reynoldsgetal, (Vanoni, 1977).

Voor kleine Reynoldsgetallen, Re < 1, waarvoor $C_D = 24/Re$, gaat (17) over in de bekende Stokes-formule:

$$w_o = \frac{1}{18} \frac{\Delta g D^2}{\nu} \quad \text{m/s} \qquad (4.4.20)$$

Bij grote Reynoldsgetallen, $10^3 < Re < 10^5$, is de stroming rond het vallende deeltje turbulent en heeft de vormfaktor een vrijwel constante waarde van 0,4, voor bolvormige deeltjes, zodat:

$$w_o = 1{,}8 \sqrt{(\Delta g D)} \quad \text{m/s} \qquad (4.4.21)$$

Bij nog grotere Reynoldsgetallen, $Re > 10^5$, verandert de vormfactor weer plotseling. In het tussenliggende gebied, geldig voor de meeste zandsoorten in water, zijn zowel turbulente als viskeuze invloeden van belang. Door Rubey is een interpolatieformule opgesteld, die indertijd is verbeterd en thans luidt, met een vormfaktor van ca. 1,2 voor natuurlijk afgeronde zanddeeltjes:

$$w_o = \frac{10\nu}{D} \{\sqrt{(1 + \frac{\Delta g D^3}{100\nu^2})} - 1\} \quad \text{m/s} \qquad (4.4.22)$$

geldig voor $100\ \mu m < D < 1000\ \mu m$ en

$$w_o = 1{,}1 \sqrt{(\Delta g D)} \quad \text{m/s} \qquad (4.4.23)$$

geldig voor $1000\ \mu m < D < 3000\ \mu m$ (van Rijn, 1984). In tabel 4.2 zijn de valsnelheden berekend van zand in zeewater voor een aantal korrel diameters.

TABEL 4.2 VALSNELHEID VAN ZANDKORRELS IN ZEEWATER

$T = 15^oC$ $\rho = 1030\ kg/m^3$ $\rho_s = 2650\ kg/m^3$ $\Delta = 1,57$

Korreldiameter D µm	Valsnelheid w_o m/s	Reynoldsgetal Re
40	0,00120	0,0421
80	0,00480	0,337
120	0,0927	0,976
160	0,0156	2,19
200	0,0225	3,95
240	0,0296	6,23
280	0,0365	8,96
320	0,0431	12,1
360	0,0492	15,5
400	0,0550	19,3
440	0,0604	23,3
480	0,0654	27,5
520	0,0702	32,0
560	0,0748	36,7
600	0,0789	41,5

b. Gereduceerde valsnelheid.

In een suspensie, waarin een groot aantal deeltjes gelijkmatig verdeeld aanwezig zijn, is de valsnelheid (w_s) kleiner naarmate de concentratie (c) groter is. Dit effect (hindered settling, gestoorde of gereduceerde valsnelheid) wordt veroorzaakt door twee effekten:

1. door de naar beneden bewegende deeltjes ontstaat er, uit het oogpunt van continuiteit, een omhooggerichte vloeistofstroom. Door de geringe afstand tussen de deeltjes neemt de de relatieve snelheid van de vloeistofstroom ten opzichte van de deeltjes sterk toe, zodat de snelheid van de deeltjes ten opzichte van de bodem sterk afneemt (korrel-vloeistof-interacties). Dit verschijnsel is te vergelijken met de stroming van water door een zandlichaam, waarbij w_s de rol speelt vande filtersnelheid in de Wet van Darcy.
2. door de hoge concentratie gaan de deeltjes elkaar ook direkt hinderen (korrel-korrel interacties), waardoor de val van de deeltjes vertraagd wordt.

Door een aantal onderzoekers is experimenteel onderzoek verricht naar dit verschijnsel en zijn formules afgeleid, die de valsnelheid als funktie van de concentratie en de ongestoorde valsnelheid, bij c=0, geven. Bekend is de formule van Richardson en Zaki:

$$w_s = w\ (1 - c)^{\alpha} \qquad m/s \qquad (4.4.24)$$

met $2 < \alpha < 5$, afhankelijk van het Reynoldsgetal. Meestal wordt voor α de waarde 4 genomen. Door Oliver is op basis van theorie en experimenten een wat nauwkeurigere formule opgesteld (Oliver, 1961), die luidt:

$$w_s = w\,(1 - 0{,}75\ c^{1/3})\ (1 - 2{,}15\ c) \qquad \text{m/s} \qquad (4.4.25)$$

Uit beide formules, maar die van Oliver in het bijzonder, blijkt hoe sterk de concentratie van invloed is op de valsnelheid. In geconcentreerde zandwatermengsels wordt de uitzakking en de ontmenging dus sterk vertraagd, waardoor het mengsel zich zelf helpt in stand te houden. Bij zeer hoge concentraties (50–60%) kan de gereduceerde valsnelheid gerelateerd worden aan de doorlatendheid van een zandbodem. In tabel 4.3 is de valsnelheidsreduktie gegeven, gedefinieerd als de werkelijke valsnelheid bij een bepaalde concentratie (w_s), gedeeld door de ongestoorde valsnelheid (w).

TABEL 4.3 EFFEKT REDUKTIE VALSNELHEID DOOR CONCENTRATIE

IN % VAN DE OORSPRONKELIJKE VALSNELHEID

Concentratie c	Oliver	Richardson/Zaki met $\alpha = 4$
	90,16	
0,2	90,72	
0,17	w_s/w_o	w_s/w_o
% 0,3	% 80,61	%
0,6	85,26	
0	100,0	100,0
5	82,04 64,59	80,45
10	51,17	65,61
15	40,75	52,20
20	32,00	40,96
25	24,40	31,64
30	17,68	24,01
35	11,67	17,85
40	6,263	12,96
45	1,382	9,151
50	–	6,250

Wanneer het zandwatermengsel ook nog een zekere hoeveelheid slib bevat kan de valsnelheid nog verder afnemen. Slib en water vormen dan een zwaardere en meer viskeuze vloeistof, waarin het zand in suspensie verkeert. Bovendien kan het mengsel plastische eigenschappen vertonen (zie 4.4.3), waardoor het gewicht van de fijne deeltjes niet meer in staat is de zwichtspanning (τ_B) te overwinnen, zodat deze deeltjes in het geheel niet meer bezinken. Grovere deeltjes zullen langzamer bezinken. In het Stokes-gebied geldt bijvoorbeeld (Zhaohui Wan, 1985):

$$w = \frac{1}{18}\,\frac{\Delta g D^2}{\nu} - \frac{7}{24}\,\frac{D}{\rho\nu}\,\tau_B \qquad \text{m/s} \qquad (4.4.26)$$

c. Sedimentatie.

Uit de valsnelheid en de zandconcentratie kunnen de maximale sedimentatie (S_{max}) en bodemophoogsnelheid ($v_{b,max}$), die optreden als er geen enkele opwerveling van de bodem is, berekend worden:

$$S_{max} = \rho_s \, w_s \, c \qquad \text{kg/s,m}^2 \qquad (4.4.27)$$

en

$$v_{b,max} = w_s \frac{c}{c_{max}} \qquad \text{m/s} \qquad (4.4.28)$$

In tabel 4.4 zijn valsnelheid en maximale sedimentatie en bodemophoogsnelheid van een veel voorkomende korreldiameter gegeven als functie van de concentratie, volgens de formule van Richardson en Zaki. In grafiek 4.1 is het verband tussen sedimentatie en concentratie grafisch weergegeven. Daaruit blijkt dat een optimum wordt bereikt voor een concentratie van iets boven de 20 % Met de formule van Oliver ligt dit optimum nog lager, rond de 20 % Toepassing van zowel hogere als lagere concentraties geeft dus in eerste instantie een mindere bodemophoging (zie ook 4.5.5).

TABEL 4.4 VALSNELHEID, SEDIMENTATIE EN BODEMOPHOGING

D = 200 μm T = 15°C c_{max} = 60 % Δ = 1,57

Concentratie c	Valsnelheid w_s	Sedimentatie S_{max}	Bodemophoging $v_{b,max}$
%	m/s	kg/s,m²	m/s
0	0,0225	0	0
5	0,0183	2,43	0,00153
10	0,0148	3,91	0,00246
15	0,0117	4,67	0,00294
20	0,00922	4,88	0,00307
25	0,00712	4,72	0,00297
30	0,00540	4,29	0,00270
35	0,00402	3,73	0,00234
40	0,00292	3,09	0,00194
45	0,00206	2,46	0,00154
50	0,00141	1,86	0,00117

Het lijkt aanbevelenswaardig om voor elke zandwinput niet alleen zeefkrommen, maar ook valsnelheidsanalyses te doen. Dit kan bijvoorbeeld door monsters van het mengsel te nemen met de juiste concentratie zand en slib en met een valkolom de valsnelheidsgradatie te bepalen. Verder kunnen in het laboratorium de eigenschappen van het slib bepaald worden, zoals viskositeit, gehalte en dichtheid en zwichtspanning (τ_B).

4.4.5 Bodemwrijving.

De hydraulische wrijving van het stort bepaalt welke stroomsnelheid uiteindelijk, in de stationair-uniforme toestand, zal optreden bij een bepaald verhang en debiet. Voor stationaire, turbulente stroming, welke in de natuur het meest voorkomt, kan worden afgeleid, dat de bodemschuifspanning (τ_o) evenredig is met het kwadraat van de gemiddelde stroomsnelheid (u) (zie figuur 4.6):

$$\tau_o = \frac{1}{8} \rho_m u^2 f_o \qquad N/m^2 \quad . \qquad (4.4.29)$$

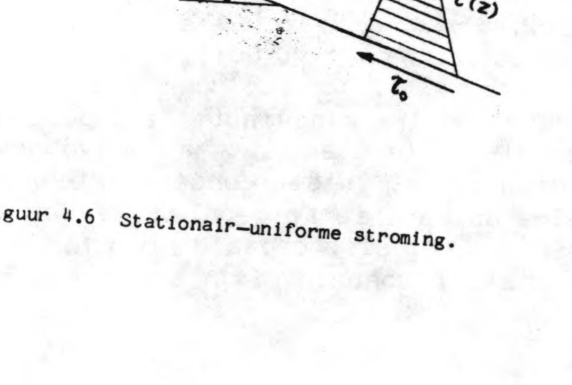
Hierin is f_o de Darcy-Weisbach wrijvingsscoëfficiënt, afgeleid van de turbulente viskositeit en ρ_m de mengseldichtheid, waarvoor geldt:

$$\rho_m = \rho + (\rho_s - \rho)\, c = \rho\, (1 + \Delta c) \qquad kg/m^3 \qquad (4.4.30)$$

en omgekeerd:

$$c = \frac{\rho_m - \rho}{\rho_s - \rho} \quad . \qquad (4.4.31)$$

In tabel 4.5 is de mengseldichtheid als functie van de zandconcentratie gegeven.



Figuur 4.6 Stationair-uniforme stroming.

TABEL 4.5 MENGSELDICHTHEID EN ZANDVOLUMECONCENTRATIE

ρ_s = 2650 kg/m³ ρ = 1030 resp 1000 kg/m³ Δ = 1,57 resp 1,65

Concentratie c vol%	Mengseldichtheid ρ_m kg/m³ Zeewater	Zoet water
0	1030	1000
5	1111	1083
10	1192	1165
15	1273	1248
20	1354	1330
25	1435	1413
30	1516	1495
35	1597	1578
40	1678	1660
45	1759	1743
50	1840	1825
55	1921	1908
60	2002	1990
65	2083	2073

De schuifspanningssnelheid u* is gedefinieerd als:

$$u^* = \sqrt{\left(\frac{\tau_o}{\rho_m}\right)} \qquad \text{m/s} \qquad (4.4.32)$$

Uit de evenwichtsvoorwaarde voor een stationair-uniforme stroming volgt:

$$\tau_o = \rho_m \; g \; h \; i \qquad \text{N/m}^2 \qquad (4.4.33)$$

zodat

$$u^* = \sqrt{(g \; h \; i)} \qquad \text{m/s} \qquad (4.4.34)$$

en met (29):

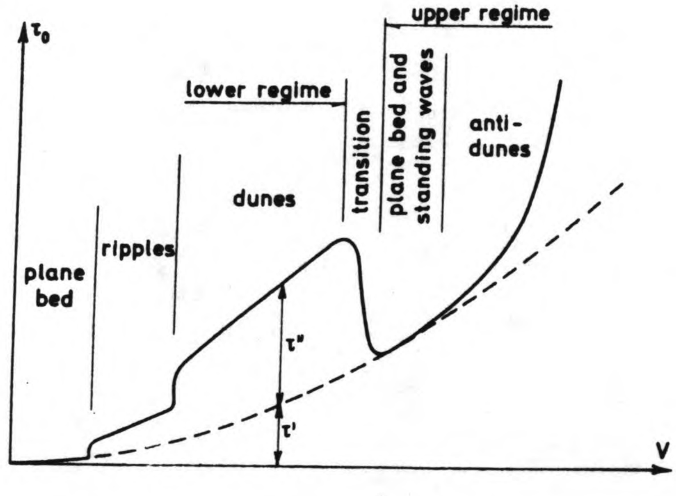
$$u = u^* \sqrt{\left(\frac{8}{f_o}\right)} \qquad \text{m/s} \qquad (4.4.35)$$

De totale wrijving van het stort wordt door een aantal effecten veroorzaakt:
1. wrijving langs het bodemoppervlak, bepaald door viskositeit en korrelruwheid van het bodemmateriaal, waardoor in eerste instantie mikro-turbulentie (in kleine wervels) opgewekt wordt,
2. vertragings- of vormverliezen in bochten en rond kuilen en duinen, waardoor makro-turbulentie (in grote wervels) opgewekt wordt, bepaald door beddingvormen en meandering van de geul.
Hoewel met het gebruik van de bodemwrijvingsscoëfficiënt f_0 impliciet verondersteld wordt, dat alle turbulentie aan de bodem opgewekt wordt, worden alle andere effecten die energieverliezen veroorzaken ook in deze coëfficiënt opgenomen.

Afhankelijk van het regime van de stroming spelen de genoemde effecten een meer of minder belangrijke rol. Het regime wordt bepaald door het Reynoldsgetal en het Froudegetal. Het Froudegetal is gedefinieerd als:

$$Fr = \frac{u}{\sqrt{(gh)}} \tag{4.4.36}$$

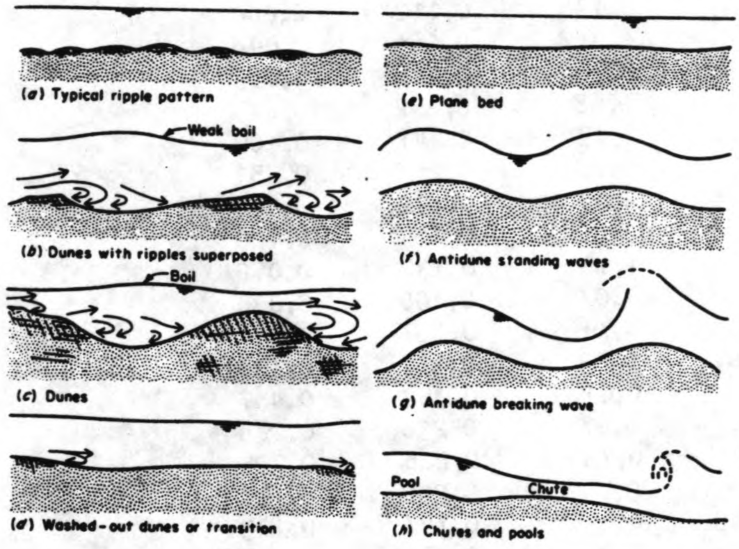
Bij zeer rustige, laminaire stroming (kleine Reynoldsgetallen) overheerst de viskeuze wandwrijving, de wrijving wordt dan voornamelijk bepaald door de viskositeit van het mengsel. Bij turbulente stroming met een kalm regime is de bodem-korrelruwheid het belangrijkst, terwijl bij een wild regime, met hoge Froudegetallen, de vertragingsverliezen overheersen. In fig 4.7 (Engelund en Hansen, 1967) is aangegeven, hoe groot de totale wrijving (getrokken lijn) is ten opzichte van de korrelwrijving (stippellijn) bij verschillende regimes.



Figuur 4.7 Bodemschuifspanning as functie van de gemiddelde stroomsnelheid, (Engelund, Hansen, 1967).

Op het stort is het regime meestal erg wild. Een algemeen beeld van chutes and pools (fig 4.8) ontstaat als het Froudegetal de kritieke waarde van Fr=1 af en toe overschrijdt en de stroming afwisselend sub- en superkritisch is. Hieruit volgt voor de kritieke helling i_{kr}, waarbij mengselsprongen kunnen optreden, met (34) en (35):

$$i_{kr} = \frac{f_o}{8} . \qquad (4.4.37)$$



Figuur 4.8 Classificering van de verschillende stroomregimes, (Simons et al, 1961).

De numerieke waarde van de ruwheidscoëfficiënt kan uit metingen bepaald worden met behulp van (34) en (35). In tabel 4.6 zijn de metingen van het stort Speelmansplaten II opgenomen (Delver/Verwoert, 1986), inklusief enkele (met een K aangegeven) waarden van eerdere metingen (Koster, 1985), met Froudegetal, schuifspanningssnelheid en de daaruit berekende f-waarde.

Hoewel er een vrij grote spreiding is in de f-waarden, vanwege voortdurende veranderingen in de bodemgeometrie en de geulligging, kan uit de tabel wel een gemiddelde waarde van 0,15 gedestilleerd worden.

N.B. Het verband tussen de Darcy-Weisbach wrijvingsscoëfficiënt (f_o) en de nog veel gebruikte, niet-dimensieloze Chezy-coëfficiënt (C_h) is als volgt:

$$C_h = \sqrt{\left(\frac{8g}{f_o}\right)} \qquad (4.4.38)$$

TABEL 4.6 MEETWAARDEN GEULSTROMING BOVENWATERSTORT SPEELMANSPLATEN II

Snelheid	Diepte	Helling	Froude-getal	Schuif-spannings-snelheid	Wrijvings-coëfficiënt
u	h	i	Fr	u^*	f_o
m/s	m			m/s	
1,7	0,30	0,0043	0,99	0,112	0,035
1,6	0,45	0,015	0,76	0,257	0,206
1,6	0,30	0,0043	0,93	0,112	0,040
1,5	0,25	0,011	0,96	0,164	0,096
1,4	0,35	0,0045	0,76	0,124	0,063
1,5	0,50	0,013	0,68	0,252	0,226
2,1	0,35	0,017	1,13	0,241	0,105
1,5	0,60	0,012	0,62	0,265	0,251
1,1	0,30	0,0036	0,64	0,102	0,070
1,3	0,35	0,0074	0,70	0,159	0,120
1,4	0,15	0,012	1,15	0,132	0,072
1,5	0,20	0,0051	1,07	0,100	0,036
1,35	0,30	0,0055	0,79	0,127	0,071
1,35	0,35	0,0092	0,73	0,177	0,138
1,55	0,65	0,023	0,61	0,382	0,487
1,2	0,45	0,012	0,57	0,230	0,294
1,35	0,35	0,015	0,73	0,226	0,225
1,65	0,50	0,013	0,75	0,252	0,187
1,25	0,20	0,0143	0,89	0,167	0,143
1,5	0,20	0,02	1,07	0,197	0,139

4.4.6 Suspensiegetal.

Het suspensiegetal (Z) geeft de verhouding aan tussen twee transporten van in suspensie verkerende deeltjes, het neerwaarts transport onder invloed van de zwaartekracht en het opwaarts gerichte transport ten gevolge van de turbulentie, beide vertaald in snelheden:

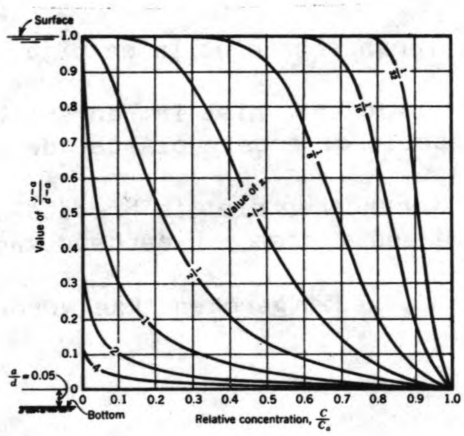
$$Z = \frac{w_s}{\kappa u^*} \quad . \qquad (4.4.39)$$

De grootte van dit getal bepaalt de vorm van het concentratieprofiel: hoe kleiner de Z-waarde, hoe voller het profiel en hoe groter het suspensietransport ten opzichte van het bodemtransport.

Door Rouse is een formule afgeleid (afgeleid in Einstein jr, 1952) voor het concentratieprofiel in een turbulente stroming. Deze formule is bevestigd door metingen van Vanoni (Vanoni, 1947, zie fig 4.9) en luidt:

$$c(z) = c(a) \left(\frac{a}{h-a} \; \frac{h-z}{z} \right)^{Z} . \qquad (4.4.40)$$

In deze formule is h de waterdiepte, z de coördinaat loodrecht op de bodem, Z het suspensiegetal en a een zekere referentiediepte, waar de concentratie c(a), de referentieconcentratie, gegeven moet zijn. In het algemeen is deze referentieconcentratie echter niet bekend.



Figuur 4.9 Relatieve concentratieprofielen volgens Rouse met a = 0,05 h, (Vanoni, 1977).

De valsnelheid en daarmee Z zijn concentratie-afhankelijk. Bij wat hogere concentraties zou daarom op elke hoogte het suspensiegetal opnieuw berekend moeten worden om een korrekte concentratieverdeling te vinden. Dergelijke berekeningen zijn uitgevoerd door van Rijn (van Rijn, 1984). Op het stort echter varieert de waarde van Z van 0,01 tot 0,25 en bij dergelijke lage waarden is het mengsel vrijwel homogeen en kan worden volstaan met dieptegemiddelde waarden voor de concentratie, de valsnelheid en het suspensiegetal Z.

Een ander effect, dat de concentratie op het suspensiegetal kan hebben is de demping van de turbulentie, uit te drukken in een kleinere waarde voor de constante van von Karman (κ) of in een geringere effektieve schuifspanningssnelheid ($u_{*,eff}$). Vooral kleinschalige turbulenties kunnen snel uitdempen door wrijvingsverliezen van de mikrostroming tussen de korrels (verhoogde viscositeit, 4.4.3). Maar in 4.4.5 is al gezien, dat op het stort veel grootschalige turbulenties optreden, die juist de meeste kinetische energie bevatten. Het effect van de demping van de turbulentie op het stort is daarom van gering belang. Ook door een zekere gelaagdheid, uitgedrukt in het Richardsongetal (zie 6.5.4) kan de turbulentie gedempt worden. Maar door de geringe concentratiegradiënten op het stort zal ook dit effekt klein zijn.

4.5 Stationair-uniforme zandwatermengselstroming.

4.5.1 Aannamen voor de berekeningen.

De meest geschematiseerde situatie van een zandwatermengselstroom op het bovenwaterstort is een eenparige of stationaire, uniforme, ééndimensionale stroming, waarbij de eigenschappen zowel in de tijd als in plaats constant blijven. De terrasvorming door afwisseling van stromend en schietend zandwatermengsel wordt hier dus niet beschouwd, of kan geschematiseerd worden tot een uniforme stroming. Maar in het algemeen wordt hier meer gedacht aan de situatie, zoals deze optreedt in de geulen op het stort. In een laboratoriumgoot kan een dergelijke geschematiseerde stroming goed gesimuleerd worden.

De aannamen hebben betrekking op de mengselsamenstelling en de stromingswijze. Puntsgewijs luiden zij:

1. de stroming en de mengselsamenstelling veranderen niet in de tijd (stationair),
2. de stroming en de mengselsamenstelling veranderen niet in langsrichting (uniform), er vindt dus geen netto sedimentatie of erosie plaats, de stroming is in evenwicht,
3. de stroming en de mengselsamenstelling veranderen niet in breedterichting (ééndimensionaal), er kan dus gerekend worden per eenheid van breedte,
4. zand en water vormen een homogeen mengsel, zodat gerekend kan worden met één mengselsnelheid (dieptegemiddeld).

4.5.2 Poging tot direkte afleiding van het zandtransport.

In het kader van deze studie is een poging gedaan om snelheids- en concentratieprofielen van een hooggeconcentreerde zandwatermengselstroming af te leiden, waaruit direkt het zandtransport berekend kan worden. Deze profielen zullen afwijken van de gangbare, omdat door de hoge concentratie verschijnselen als valsnelheidsreduktie en korrelkorrelinteracties een rol gaan spelen. Dit zal met name vlak boven de bodem, waar de schuifspanning, de concentratie en de snelheidsgradiënt het grootst zijn, het geval zijn. Er zal dan een drie-lagensysteem ontstaan met een bodem- of dispersielaag, waar korrel-korrelinteracties overheersen, een overgangslaag en een suspensielaag, waar korrel-vloeistofinteracties overheersen. Het ligt in de bedoeling deze wiskundig wat gecompliceerde studie later af te ronden. Om sneller met praktisch bruikbare resultaten te komen zijn reeds bestaande zandtransportformules toegepast en waar nodig en mogelijk aangepast aan de situatie op het stort.

4.5.3 Toepassing zandtransportformules op het bovenwaterstort.

4.5.3.1 Analyse van enkele zandtransportformules.

Studie naar de structuur van een aantal zandtransportformules, geldig voor suspensietransport of voor hogere regimes, dat wil zeggen ver voorbij de grens van begin van beweging, zoals de formules van Engelund-Hansen, Ackers-White, van Rijn, Bagnold, maar bijvoorbeeld niet Meyer-Peter en Müller (Engelund en Hansen, 1967, van Rijn, 1984, Bagnold, 1966), gaf, met de nodige schematisaties, steeds een zelfde beeld te zien:

$$S \sim U_*^{\alpha} \, U^{\beta} \qquad (4.5.1)$$

waar, in deze formule, S een dimensieloos zandtransport, U_* een dimensieloze schuifspanningssnelheid en U een dimensieloze stroomsnelheid voorstelt. De eerste factor in het rechterlid kan gezien worden als een soort opwervelingsparameter en de tweede als een soort transportparameter. Typische bodemtransportformules, geldig voor kalme regimes, dus lage Reynolds- en Froudegetallen en een hoog suspensiegetal Z, (zie 4.4.5 en 4.4.6), vertonen deze structuur niet. Immers de transportsnelheid van het materiaal is dan niet gelijk aan de stroomsnelheid. In de volgende paragrafen worden een aantal formules nader geanalyseerd.

4.5.3.2 Engelund-Hansen Totaaltransportformule.

De zandtransportformule van Engelund en Hansen luidt, met de Darcy-Weisbach wrijvingscoëfficiënt f_o (Engelund en Hansen, 1967):

$$f_o \ \Phi = 0{,}4 \ \Theta^{5/2} \tag{4.5.2}$$

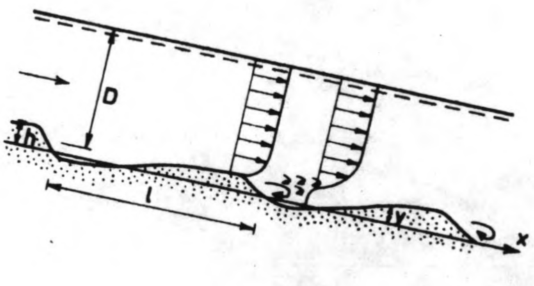
waarin Φ een soort zandtransportparameter is en s het zandtransport in massa-eenheden per tijds- en per breedte-eenheid, volgens:

$$\Phi = \frac{s}{\rho_s \sqrt{(\Delta g D^3)}} \tag{4.5.3}$$

en Θ een schuifspanningsparameter volgens:

$$\Theta = \frac{\tau_o}{\rho \Delta g D} \quad . \tag{4.5.4}$$

Deze formule is afgeleid voor vrij hoge stroomregimes, waarbij duinvorming optreedt (zie 4.4.5 en fig 4.10). Door deze beddingvormen ontstaan vertragingsverliezen, een toestand, die zich op het stort in nog veel sterkere mate voordoet.



Figuur 4.10 Duinvormige bedding, (Engelund, Hansen, 1967).

Met de in 4.4.5 gevonden formules voor u en u*:

$$u^* = \sqrt{(ghi)} \qquad m/s \tag{4.5.5}$$

$$u = u^* \sqrt{\left(\frac{8}{f_o}\right)} \qquad m/s \tag{4.5.6}$$

kan de transportformule worden herschreven in de algemene, dimensieloze vorm:

$$\frac{s}{\rho_s \sqrt{(\Delta g D^3)}} = 0{,}05 \left\{\frac{u^*}{\sqrt{(\Delta g D)}}\right\}^3 \left\{\frac{u}{\sqrt{(\Delta g D)}}\right\}^2 \tag{4.5.7}$$

In de praktisch meest hanteerbare vorm, waarin het zandtransport uitgedrukt wordt in massa-eenheden zand per tijdseenheid en per eenheid van breedte, wordt de formule:

$$s = 0{,}05 \left(\frac{f_o}{8}\right)^{1.5} \rho_s \frac{u^5}{(\Delta g)^2 D} \qquad kg/s,m \tag{4.5.8}$$

De constante 0,05 is door Engelund en Hansen gekozen op grond van experimenten en is dus een soort ijkfactor. Opmerkelijk is de eenvoudige struktuur van de formule. De betrouwbaarheid van de formule kan beoordeeld worden door vergelijking met metingen. Wanneer de berekende waarde niet meer dan een faktor 0,5 tot 2 afwijkt van de gemeten waarde is de betrouwbaarheid goed te noemen (van Rijn, 1984, 1985).

De zandtransporten op het stort zijn gemakkelijk te bepalen uit de gemeten stroomsnelheden, diepten en concentraties. Immers, in 4.4.6 is gezien, dat het suspensietransport van overheersend belang is en dat het zandwatermengsel vrijwel homogeen van samenstelling is, zodat:

$$s = \rho_s\ u\ h\ c = \rho_s\ q\ c \qquad kg/s,m \tag{4.5.9}$$

Hieruit volgt tevens, dat er een bovengrens is aan het zandtransport bij een bepaald debiet, namelijk:

$$s_{max} = \rho_s \, q \, c_{max} \qquad \text{kg/s,m} \qquad (4.5.10)$$

waarin c_{max} 50 tot 60% bedraagt. De zandtransporten op het stort komen in de buurt van deze bovengrens, wat blijkt uit de hoge gemeten concentraties. In tabe 4.7 (einde paragraaf 4.5.3) zijn de meetwaarden van het stort Speelmansplaten II opgenomen (zie ook de tabellen 4.1 en 4.6) met daarbij de gemeten zandtransporten en ter vergelijking de berekende zandtransporten volgens enkele zandtransportformules, zoals (8), met $f_o = 0{,}15$ als meetgegeven. In grafiek 4.2.1 zijn de concentraties berekend uit het zandtransport volgens de Engelund-Hansenformule weergegeven. De bijbehorende getalwaarden zijn opgenomen in de tabellen 4.8.1, 4.8.2 en 4.8.3 (aan het einde van paragraaf 4.5.3).

Uit tabel 4.7 blijkt, dat de uitkomsten in het algemeen te laag zijn. De zandtransporten op het stort zijn namelijk extreem hoog, terwijl de gemeten waarden globaal gezien evenwichtswaarden zijn en er dus geen sprake is van oververzadiging. Toepassing van de Engelund-Hansen transportformule betekent daarom, ondanks het feit, dat deze voor vrij hoge regimes is afgeleid, toch een extrapolatie tot ver buiten het gebied, waarvoor deze is geijkt. De formule kan eventueel aangepast worden door de ijkconstante van 0,05 te vergroten. Een waarde 0,25 à 0,3, waardoor de berekende zandtransporten een factor 5 à 6 groter worden, lijkt wel reëel.

Verklaringen voor de relatief hoge gemeten zandtransporten ten opzichte van de berekende waarden kunnen zijn:

1. de valsnelheid op het stort is veel geringer dan op grond van alleen de korreldiameter (D) verwacht kan worden. Dit ten gevolge van de invloed van de concentratie en eventueel het slibgehalte (zie 4.4.4).
2. het regime van de stroming op het stort is nog veel wilder dan waarvoor de formule is afgeleid (zie 4.4.5) door bochten, kuilen en mengselsprongen. De energieverliezen zijn groter, er wordt meer energie in turbulentie omgezet.

Beide effekten hebben tot gevolg, dat het suspensiegetal Z kleiner wordt en dat er dus meer deeltjes in suspensie gaan (zie 4.4.6).

4.5.3.3 van Rijn Suspensie- en Bodemtransportformule.

Op het Waterloopkundig Laboratorium is een methode ontwikkeld om, gebruikmakend van empirische coëfficiënten, het concentratieprofiel te berekenen uit bekende stromingsparameters, rekening houdend met tot nog toe vaak verwaarloosde effekten, zoals temperatuur, verschil in diffusie van impulsie en deeltjes, reduktie van de valsnelheid, demping van de turbulentie, korrelgradatie en verschil in korreldiameter van gesuspendeerd- en bodemmateriaal (van Rijn, 1984). Het bodemtransport wordt bepaald uit empirische relaties voor de deeltjessnelheid, de laagdikte (saltation height) van en de concentratie in de bodemlaag. Door vervolgens de concentratie in de bodemlaag te verdelen over een referentiediepte a, samenhangend met de schaal van de bodemoneffenheden, kan een bruikbare referentieconcentratie c(a) gevonden worden als randvoorwaarde voor het concentratieprofiel. Met het bekende logaritmische snelheidsprofiel kan dan ook het suspensietransport berekend worden.

De formules luiden achtereenvolgens:

$$s_s = F \rho_s u h c(a) \quad \text{, kg/s,m, het suspensietransport,} \qquad (4.5.12)$$

$$s_b = 0{,}0053\, \rho_s \sqrt{(\Delta g D^3)}\, \frac{T^{2.1}}{D^{*0.3}} \text{, kg/s,m, het bodemtransport,} \qquad (4.5.13)$$

$$c(a) = 0{,}015\, \frac{D}{a}\, \frac{T^{1.5}}{D^{*0.3}} \text{, de referentieconcentratie,} \qquad (4.5.14)$$

$$T = \frac{(u^{*}!)^2 - (u^{*}_{cr})^2}{(u^{*}_{cr})^2} \text{, een transportparameter,} \qquad (4.5.15)$$

$$D^{*} = D \left(\frac{\Delta g}{\nu^2}\right)^{1/3} \text{, een korrelparameter,} \qquad (4.5.16)$$

waarin voor D de mediane korreldiameter, D_{50}, wordt genomen. De korrelgradatie wordt hier dus verwaarloosd. Verder

$$a = k_s \text{ en } 0{,}01\, h \le a \le 0{,}05\, h \text{ , m, de referentiediepte,} \qquad (4.5.17)$$

waarin k_s de Nikuradse-ruwheid en h de waterdiepte is,

$$u^{*!} = u \frac{\sqrt{g}}{C!} \text{, m/s, de effektieve schuifspanningssnelheid,} \quad (4.5.18)$$

$$C! = 18 \log \frac{12\ h}{3\ D_{90}} \text{, } m^{0.5}/s\text{, de korrel-Chézy-coëfficiënt,} \quad (4.5.19)$$

$$u^*_{cr} = \sqrt{(\Delta g D \Theta_{cr})} \text{, m/s, de kritieke schuifspanningssnelheid,} \quad (4.5.20)$$

$$\begin{aligned}
\Theta_{cr} &= 0{,}24 \,/\, D^* && \text{voor } D^* \leq 4, \\
\Theta_{cr} &= 0{,}14 \,/\, D^{*.64} && \text{voor } 4 < D^* \leq 10, \\
\Theta_{cr} &= 0{,}04 \,/\, D^{*0.1} && \text{voor } 10 < D^* \leq 20, \qquad (4.5.21) \\
\Theta_{cr} &= 0{,}013\ D^{*0.29} && \text{voor } 20 < D^* \leq 150, \\
\Theta_{cr} &= 0{,}055 && \text{voor } D^* > 150,
\end{aligned}$$

de Shieldsparameter voor het begin van beweging van de korrels,

$$F = \frac{\left(\frac{a}{h}\right)^{Z!} - \left(\frac{a}{h}\right)^{1.2}}{\left(1 - \frac{a}{h}\right)^{Z!} (1{,}2 - Z!)} \text{, een korrektiefaktor} \quad (4.5.22)$$

Met

$$Z! = Z + \phi \text{, waarin} \quad (4.5.23)$$

$$Z = \frac{w_s}{\beta \kappa u^*} \text{, het suspensiegetal,} \quad (4.5.24)$$

met w_s de valsnelheid van het in suspensie verkerende zand, bijvoorbeeld te berekenen met formule (21) van 4.4.4,

$$\phi = 2{,}5 \left(\frac{w}{u^*}\right)^{0.8} \left(\frac{c(a)}{c_{max}}\right)^{0.4} \quad \text{, een dempingsfaktor,} \qquad (4.5.25)$$

$$\beta = 1 + 2 \left(\frac{w}{u^*}\right)^2 \text{ en } \beta < 2\text{, een verhoudingsfaktor voor diffusie,} \qquad (4.5.26)$$

$$u^* = \sqrt{\left(\frac{8}{f_o}\right)}\, u \quad \text{of} \quad \sqrt{(ghi)} \quad \text{m/s, de schuifspanningssnelheid.} \qquad (4.5.27)$$

Voor de specifieke situatie op het stort zijn een aantal vereenvoudigingen en aanpassingen mogelijk op deze berekeningsmethode:
1. de demping van de turbulentie ten gevolge van de hoge concentratie wordt verwaarloosd, vanwege de grootschalige wervelingen op het stort (zie 4.4.6) en de geringe concentratiegradiënten, dus

$$\phi = 0 \text{ ,} \qquad (4.5.25a)$$

$$Z' = Z \text{ .} \qquad (4.5.23a)$$

2. de reduktie van de valsnelheid kan in rekening gebracht worden, bijvoorbeeld middels formule (24) van 4.4.4. Om het voorspellende karakter van de berekening wat betreft het zandtransport te behouden is het echter niet mogelijk bij voorbaat een waarde voor de gemiddelde concentratie c in te voeren. Wel kan middels een iteratieve berekening de waarde van Z en het bijbehorende suspensietransport, benaderd worden. De invloed van de valsnelheidsreduktie is vrij groot. De toename van de β-faktor is steeds gering, gemakshalve wordt verder de waarde 1 aangehouden, dus

$$\beta = 1 \text{ ,} \qquad (4.5.26a)$$

$$Z = \frac{w\,(1 - c)^{\alpha}}{\kappa u^*} \quad \text{met } \alpha = 4 \quad \text{en} \quad c = \frac{s}{\rho_s\, q} \text{ .} \qquad (4.5.24a)$$

3. de referentiediepte a wordt gelijkgesteld aan de minimumwaarde, dus

$$a = 0{,}01\ h \tag{4.5.17a}$$

waarmee de grootste waarde voor de referentieconcentratie c(a) wordt verkregen. Deze rekengrootheid zou in feite bepaald moeten worden uit de ruwheid van het bed, maar op het stort is de effektieve ruwheid ten gevolge van andere effekten (zie 4.4.5) zo groot, dat de daaruit berekende Nikuradse-waarde k_s van de orde van grootte van de waterdiepte h zou zijn. Dit zou leiden tot veel te grote a-waarden. Op het stort is de referentiediepte a dus niet in verband te brengen met de bodemoneffenheden. Wellicht zijn er andere kriteria, bijvoorbeeld door a te koppelen aan de diepte waar korrelinteracties gaan overheersen, in de laag tussen bodem- en suspensietransport (zie 4.5.2).

4. vanwege het wilde regime en de kleine suspensiegetallen (Z) kan het bodemtransport verwaarloosd worden ten opzichte van het suspensietransport en de kritieke schuifspanningssnelheid ten opzichte van de effektieve schuifspanning, dus

$$s_b \ll s_s \quad \text{en}$$

$$u_{*cr} \ll u_{*}' .$$

De korrektiefaktor voor het concentratieprofiel kan nu vereenvoudigd worden tot:

$$F \sim \frac{0{,}01^Z - 0{,}01^{1{,}2}}{0{,}99^Z\ (1{,}2 - Z)} \sim \frac{0{,}01^Z}{(1{,}2 - Z)} \tag{4.5.22a}$$

en de transportparameter tot:

$$T \sim \left(\frac{u_{*}'}{u_{*cr}}\right)^2 \tag{4.5.15a}$$

Dit alles ingevuld in (12) en dimensieloos geschreven, analoog aan de Engelund-Hansen formule, (7), geeft:

$$\frac{s}{\rho_s \sqrt{(\Delta g D^3)}} = 1{,}5\ F \frac{(u^*!)^3\ u}{(\Delta g D)^2\ D^{*0.3}\ \Theta_{cr}^{1.5}} \qquad (4.5.28)$$

De overeenkomstige struktuur is duidelijk te herkennen. Met behulp van (21), waarbij is aangenomen, dat $4 < D^* \leq 10$, geldig voor de meeste zandsoorten, wordt dit, analoog aan (8):

$$s = \rho_s \left(\frac{\sqrt{g}}{C!}\right)^3 \frac{0{,}01^Z}{0{,}035\ (1{,}2 - Z)} \frac{D^{0.16}\ u^4}{(\Delta g)^{1.28}\ \nu^{0.44}} \quad \text{kg/s,m} \qquad (4.5.29)$$

Met deze formule kunnen weer berekeningen voor de zandtransporten op het stort uitgevoerd worden. Om de juiste waarde voor de valsnelheid en daarmee het suspensiegetal Z te vinden worden vijf iteraties toegepast, te beginnen met een willekeurige startwaarde voor de concentratie en vervolgens de uit het berekende zandtransport bepaalde nieuwe concentratie opnieuw in te voeren. De convergentie blijkt goed te zijn. Verder wordt weer de f_o-waarde van 0,15 aangehouden en wordt in (19) voor de grove korrelfractie D_{90} een waarde van 1,2 D genomen, geldig voor de meeste korrelgradaties. De resultaten zijn opgenomen in tabel 4.7, weer samen met de gemeten waarden op het stort. In grafiek 4.2.2 en de tabellen 4.8.1, 4.8.2 en 4.8.3 zijn de berekende concentraties uitgezet als functie van het specifiek debiet en de helling. Vergelijking met de Engelund-Hansen formule geeft een minder sterke toename te zien van c met q. Overigens geldt hier ook de beperking aan het zandtransport (zie 4.5.3.2) middels formule (10). Uiteindelijk moet de concentratie of zandtranportintensiteit voor een toenemende q naar een constante, maximale waarde gaan. Het zandtranport kan dan alleen nog maar toenemen doordat het debiet toeneemt, dan geldt (10).

Evenals de Engelund-Hansen formule geeft de van Rijn-formule te lage waarden voor de stortsituatie, de formule komt duidelijk buiten het ijkgebied, dat wil zeggen het gebied met concentraties tot hooguit 5%. Ondanks de aanpassingen blijven de Z-waarden nog aan de te hoge kant. De redenen hiervoor zijn, zoals ook al in 4.5.3.2 is gezegd:

1. door de hoge beginconcentraties uit de pijp en eventueel het slibgehalte is de valsnelheid al direkt veel lager dan iteratief, onafhankelijk van de startwaarde, met (24a) berekend kan worden,
2. het regime van de stroming is erg wild, er wordt lokaal wellicht nog meer turbulentie geproduceerd dan uit de gemiddelde f-waarde van 0,15 volgt, dus de effektieve schuifspanning is nog groter.

4.5.3.4 Bagnold Suspensietransportformule.

Door Bagnold is veel vernieuwend werk verricht op het gebied van zandtransport en de beweging van korrelig materiaal onder invloed van schuifspanning in het algemeen. Onder meer in de hiervoor genoemde werken van Engelund en Hansen en van Rijn is op zijn theorieën voortgebouwd.

Op basis van energiebeschouwingen leidt Bagnold een formule af voor het suspensietransport. De formule geeft een relatie tussen het ondergedompeld gewicht van het gesuspendeerde materiaal, de valsnelheid en de per tijdseenheid in de stroming vrijkomende potentiële energie. Deze energie wordt omgezet in kinetische energie van de stroming en in turbulentie, welke weer verantwoordelijk is voor het suspensietransport. In de originele vorm luidt de formule, per eenheid van breedte (Bagnold, 1966):

$$w_o \; m_s!g = \omega \; e_s(1 - e_b) \;, \qquad (4.5.30)$$

waarin $m_s!g$ het ondergedompeld gewicht is volgens:

$$m_s!g = (\rho_s - \rho)cgh \;, \qquad N/m, \qquad (4.5.31)$$

ω de per tijdseenheid vrijkomende energie (streampower) volgens:

$$\omega = \tau_o \; u = \rho(1 + \Delta c) \; ghiu \;, \qquad W/m^2, \qquad (4.5.32)$$

en e_s en e_b efficiëntiefaktoren voor suspensie- respektievelijk bodemtransport. Bagnold leidt af, dat deze faktoren samen een waarde van 0,01 geven.

Het suspensietransport bedraagt dan, uitgedrukt in de gangbare eenheden:

$$s = \frac{\rho_s}{(\rho_s - \rho)} m_s! \; u = 0{,}01 \frac{\rho_s}{(\rho_s - \rho)} \frac{\omega \; u}{w \; g} \qquad kg/s,m \qquad (4.5.33)$$

Dit geeft, met de eerder gegeven definities van u*, f_o en Δ:

$$s = 0{,}01\ \rho_s \frac{u^{*2}\ u^2}{w\ \Delta g} = 0{,}01\ \rho_s \frac{f_o}{8} \frac{u^4}{\Delta g\ w} \quad \text{kg/s,m} \quad . \tag{4.5.34}$$

In de algemene, dimensieloze vorm geschreven wordt dit:

$$\frac{s}{\rho_s \sqrt{(\Delta g D^3)}} = 0{,}01 \left\{\frac{w}{\sqrt{(\Delta g D)}}\right\}^3 \left(\frac{u^*}{w}\right)^2 \left(\frac{u}{w}\right)^2 \tag{4.5.35}$$

De overeenkomst met de Engelund-Hansen- (7) en de van Rijn- (28) formules is opvallend. In de Bagnoldformule echter wordt het korrelmateriaal uitsluitend met de valsnelheid w en niet met de korreldiameter D gerepresenteerd. Voor de valsnelheid kan overigens weer de reduktieformule (24) van 4.4.4 toegepast worden. Het blijkt echter, dat de berekeningen voor wat hogere concentraties niet convergeren (zie ook 4.5.5). De valsnelheid gaat naar nul en het zandtransport gaat naar oneindig hoge waarden. De valsnelheidsreduktie is daarom hier niet toegepast. Dat het zandtransport onbeperkt kan toenemen als de valsnelheid naar nul gaat lijkt uit de energiebeschouwing wel aannemelijk (vergelijk washload, waarvan grote hoeveelheden klaarblijkelijk onafhankelijk van de stromingscondities getransporteerd kunnen worden, (de Vries, 1981)). De concentratie van sediment is echter altijd aan een maximum gebonden.

De onzekerheid in de formule geldt met name de efficiëntiefaktoren e_b en e_s, die aangeven hoeveel van de vrijkomende energie benut wordt om het bodem- respektievelijk het suspensietransport in gang te houden. De afleiding van de waarde van 0,01 is nog in diskussie. In ieder geval is deze waarde op het stort duidelijk te laag, het in suspensie houden van het materiaal kost blijkbaar minder energie dan het geval is in minder geconcentreerde stromingen, waarvoor de formule is afgeleid. Dit gold ook al voor de beide andere formules, blijkbaar is door de hoge beginconcentratie (uit de pijp) het in stand houden van extreem hoge zandtransporten eenvoudiger dan het op gang brengen van een dergelijk transport vanuit de situatie met helder water en een loskorrelige bodem. Omdat de theorie achter de formule interessant is, maar de ijkingsfactor matig, worden de berekeningen met deze formule met een aangepaste efficiëntiefaktor van 0,1 uitgevoerd. De resultaten, vergeleken met de metingen op het stort, zijn weer opgenomen in tabel 4.7, terwijl in grafiek 4.2.3 en in de tabellen 4.8.1, 4.8.2 en 4.8.3 het gedrag van de formule is weergegeven.

TABEL 4.7 ZANDTRANSPORTEN GEULSTROMING BOVENWATERSTORT SPEELMANSPLATEN II, GEMETEN EN BEREKENDE WAARDEN.

ρ_s = 2650 kg/m³ ρ = 1030 kg/m³ Δ = 1,57 g = 9,8 m/s² D = 200 μm

f_o = 0,15 w = 0,0225 m/s ν = 1,14*10⁻⁶ m²/s T = 15 °C

GEMETEN				BEREKEND		
q	c	s	u	s_{EH}	s_{vR} [1]	s_B [2]
m³/s,m	%	kg/s,m	m/s	kg/s,m	kg/s,m	kg/s,m
0,51	18	243	1,7	102,0	82,4	119,8
0,72	30	572	1,6	75,3	56,0	94,0
0,48	30	382	1,6	75,3	59,2	94,0
0,38	21	211	1,5	54,6	42,9	72,6
0,49	32	416	1,4	38,6	28,4	55,2
0,75	28	557	1,5	54,6	39,6	72,6
0,74	32	628	2,1	293,4	252,3	279,2
0,90	32	763	1,5	54,6	39,1	72,6
0,33	25	219	1,1	11,6	7,9	21,0
0,46	30	362	1,3	26,7	19,1	41,0
0,21	14	78	1,4	38,6	32,5	55,2
0,30	20	159	1,5	54,6	45,0	72,6
0,41	33	359	1,35	32,2	23,7	47,6
0,47	34	426	1,35	32,2	23,4	47,6
1,01	37	990	1,55	64,3	46,0	82,8
0,54	38	544	1,2	17,9	12,3	29,8
0,47	32	399	1,35	32,2	23,4	47,6
0,83	32	704	1,65	87,9	65,0	106,4

[1]) met aangepast suspensiegetal (zie 4.5.3.3).

[2]) met aangepaste efficiëntiefaktor (zie 4.5.3.4).

TABEL 4.8.1 ZANDTRANSPORT ALS FUNCTIE VAN HET SPECIFIEK DEBIET EN DE TALUDHELLING VOLGENS ENGELUND-HANSEN, VAN RIJN EN BAGNOLD

D = 200 μm   T = 15 °C $\nu = 1{,}14 \cdot 10^{-6}$ m²/s   w = 0,0225 m/s

i = 0,01   1:100

q	u	u*	h	c_{EH}	c_{vR}	c_B
m³/s,m	m/s	m/s	m	%	%	%
0,01	0,374	0,051	0,027	0,20	0,29	1,05
0,02	0,471	0,065	0,042	0,31	0,28	1,33
0,05	0,639	0,088	0,078	0,58	0,51	1,81
0,1	0,806	0,110	0,124	0,92	0,81	2,28
0,2	1,02	0,139	0,197	1,46	1,22	2,87
0,3	1,16	0,159	0,258	1,91	1,51	3,29
0,4	1,28	0,175	0,313	2,32	1,74	3,62
0,5	1,38	0,189	0,362	2,69	1,94	3,90
0,6	1,46	0,200	0,410	3,04	2,11	4,14
0,7	1,54	0,211	0,454	3,36	2,25	4,36
0,8	1,61	0,221	0,500	3,68	2,39	4,56
0,9	1,68	0,229	0,537	3,98	2,51	4,74
1,0	1,74	0,238	0,576	4,27	2,62	4,91
1,1	1,79	0,245	0,614	4,55	2,72	5,07

TABEL 4.8.2 ZANDTRANSPORT ALS FUNCTIE VAN HET SPECIFIEK DEBIET EN DE TALUDHELLING VOLGENS ENGELUND-HANSEN, VAN RIJN EN BAGNOLD

D = 200 μm   T = 15 °C $\nu = 1{,}14 \cdot 10^{-6}$ m²/s   w = 0,0225 m/s

i = 0,02   1:50

q	u	u*	h	c_{EH}	c_{vR}	c_B
m³/s,m	m/s	m/s	m	%	%	%
0,01	0,471	0,065	0,021	0,63	0,82	2,66
0,02	0,594	0,081	0,034	1,00	1,28	3,36
0,05	0,806	0,110	0,062	1,84	2,37	4,56
0,1	1,01	0,139	0,099	2,92	3,59	5,75
0,2	1,28	0,175	0,156	4,63	5,16	7,24
0,3	1,46	0,200	0,205	6,07	6,22	8,28
0,4	1,61	0,221	0,248	7,36	7,02	9,12
0,5	1,74	0,238	0,288	8,54	7,67	9,82
0,6	1,84	0,253	0,325	9,64	8,22	10,4
0,7	1,94	0,266	0,361	10,7	8,69	11,0
0,8	2,03	0,278	0,394	11,7	9,11	11,5
0,9	2,11	0,289	0,426	12,6	9,48	12,0
1,0	2,19	0,299	0,457	13,6	9,82	12,4
1,1	2,26	0,309	0,487	14,4	10,1	12,8

TABEL 4.8.3 ZANDTRANSPORT ALS FUNCTIE VAN HET SPECIFIEK DEBIET EN DE TALUDHELLING VOLGENS ENGELUND-HANSEN, VAN RIJN EN BAGNOLD

$D = 200\ \mu m$ $T = 15\ ^oC$ $\nu = 1{,}14*10^{-6}\ m^2/s$ $w = 0{,}0225\ m/s$

$i = 0{,}04$ 1:25

q	u	u*	h	c_{EH}	c_{vR}	c_B
m³/s,m	m/s	m/s	m	%	%	%
0,01	0,594	0,081	0,017	2,00	4,60	6,72
0,02	0,784	0,102	0,027	3,17	8,15	8,46
0,05	1,02	0,139	0,049	5,84	15,8	11,5
0,1	1,28	0,175	0,078	9,27	22,5	14,48
0,2	1,61	0,221	0,124	14,7	28,4	18,2
0,3	1,84	0,253	0,163	19,3	31,5	20,9
0,4	2,03	0,278	0,197	23,4	33,5	23,0
0,5	2,19	0,299	0,229	27,1	34,9	24,8
0,6	2,32	0,318	0,258	30,6	36,1	26,3
0,7	2,45	0,335	0,286	33,9	37,1	27,8
0,8	2,56	0,350	0,313	37,0	38,0	29,0
0,9	2,66	0,364	0,338	40,1	38,7	30,1
1,0	2,75	0,377	0,363	43,0	39,4	31,2
1,1	2,84	0,389	0,387	45,8	40,0	32,0

4.5.4 Bepaling storthelling.

Op het bovenwaterstort is de variatie in het zandtransport gering. De grootte van dit zandtransport wordt bepaald door de zuigerproduktie, waarmee het spuitdebiet (Q) en de zandconcentratie (c) zijn vastgelegd. Deze concentratie blijft op het stort, in de tijd gemiddeld, gehandhaafd, wanneer er sprake is van een evenwichtssituatie. De zandsoort en de korrelverdeling zijn bepaald door de lokatiekeuze van de zandwinput. Daarmee liggen de parameters ρ_s en D vast. Als het zandwatermengsel bij de spuitmond het stort bereikt en zich in geulen of verspreid over de breedte een weg naar de waterlijn baant, zijn dus de volgende stortparameters bekend:

1. debiet (Q),
2. zandconcentratie (c),
3. korreldiameter (D).

Het is belangrijk te weten welke helling (i) zich nu als functie van deze parameters op het stort zal instellen. De storthelling bepaalt immers de damdoorsnede en daarmee de stortvoortgang bij een bepaalde produktie (zie 2.1.7). Bovendien zullen ook de stroomsnelheid (u) en de diepte (h) zich als functies van de genoemde stortparameters instellen. De stroomsnelheid op het stort is van belang om iets over de erosie van de perskaden te kunnen zeggen. De mengseldiepte bepaalt de inzetbaarheid van allerlei materieel, zoals bulldozers. De onbekende stortparameters zijn dus:

1. taludhelling (i),
2. stroomsnelheid (u),
3. diepte (h).

Om de onbekende parameters u, h en i, alsmede de hulpparameters q, het specifiek debiet, s, het specifiek zandtransport en u*, de schuifspanningssnelheid te kunnen berekenen bij gegeven debiet Q, geulbreedte b, concentratie c en korreldiameter D zijn er zes vergelijkingen nodig. Ten eerste twee continuiteitsvergelijkingen (zie 4.4.2), met de aanname, dat de breedte b constant is:

$$q = \frac{Q}{b} \qquad m^3/s,m \qquad (4.5.36)$$

$$q = uh \qquad m^3/s,m \qquad (4.5.37)$$

De derde vergelijking volgt uit de aanname, dat al het zandtransport als suspensietransport plaatsvindt (zie 4.5.1):

$$s = \rho_s\, q\, c \qquad \text{kg/s,m} \qquad (4.5.38)$$

De vierde vergelijking volgt uit de afleiding van een turbulent, logaritmisch snelheidsprofiel (zie ook 4.4.5):

$$u = u^* \sqrt{\left(\frac{8}{f_o}\right)} \qquad \text{m/s} \qquad (4.5.39)$$

waarin voor de schuifspanningssnelheid u* de vijfde vergelijking geldt:

$$u^* = \sqrt{(ghi)} \qquad \text{m/s} \qquad (4.5.40)$$

De zesde vergelijking tenslotte geeft het zandtransport als functie van de helling of de stroomsnelheid. Hier is gekozen voor de Engelund-Hansen-formule (4.5.3.2), omdat deze zonder aanpassingen toch vrij redelijke resultaten geeft voor de stortsituatie en bovendien eenvoudig van vorm is. Deze vergelijking luidt:

$$s = 0{,}05\, \rho_s \left(\frac{f_o}{8}\right)^{1.5} \frac{u^5}{(\Delta g)^2 D} \qquad \text{kg/s,m} \qquad (4.5.41)$$

De eigenschappen van sediment en water, zoals korreldiameter (D), korreldichtheid (ρ_s, in het algemeen 2650 kg/m³) en dichtheid van het zeewater (ρ, hier wordt een waarde van 1030 kg/m³ aangehouden, zodat Δ = 1,57) zijn bekend. De waarde voor de wrijvingscoëfficiënt f_o tenslotte is een onbekende stortparameter, waaraan echter op grond van waarnemingen een waarde van 0,15 kan worden toegekend (zie 4.4.5).

Uit de vergelijkingen (36) t/m (41) kan nu achtereenvolgens worden afgeleid, voor de storthelling:

$$i = \left(\frac{f_o}{8}\right)^{0.1} \left(\frac{\Delta c}{0,05}\right)^{0.6} \frac{(\Delta D)^{0.6} g^{0.2}}{q^{0.4}} \qquad (4.5.42)$$

voor de mengselstroomsnelheid:

$$u = \left(\frac{qcD}{0,05}\right)^{0.2} \left(\frac{8}{f_o}\right)^{0.3} (\Delta g)^{0.4} \quad \text{m/s} \qquad (4.5.43)$$

en voor de mengselstroomdiepte:

$$h = \frac{q}{u} = \left(\frac{q^2}{\Delta g}\right)^{0.4} \left(\frac{0,05}{cD}\right)^{0.2} \left(\frac{f_o}{8}\right)^{0.3} \quad \text{m} \qquad (4.5.44)$$

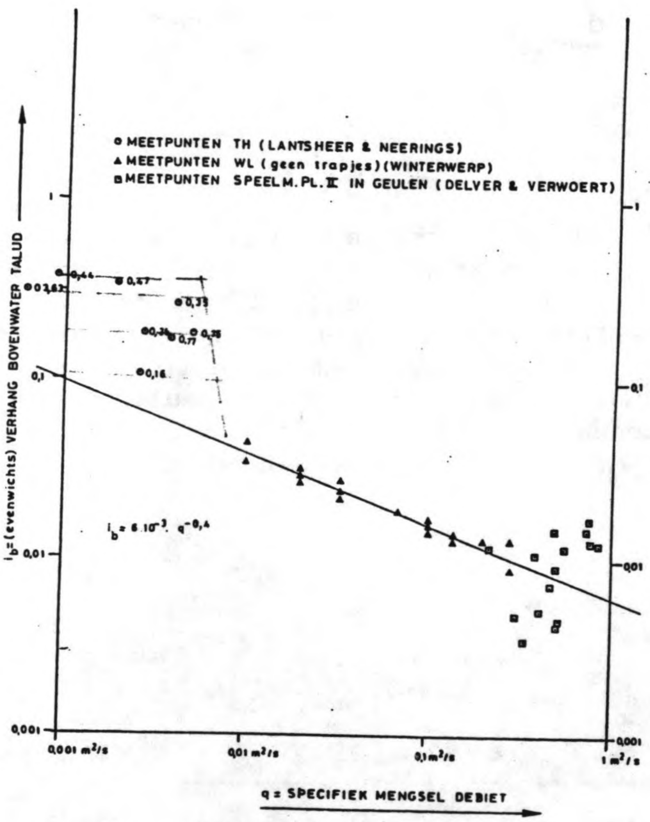
Uit (42) blijkt, dat behalve de concentratie en zoals te verwachten de korreldiameter ook het specifiek debiet van invloed is op de helling, die op het stort zal ontstaan. Hoe groter het debiet (Q) hoe flauwer deze helling, maar ook hoe meer spreiding van dit debiet (b groter) hoe steiler de helling. Bij opkomend water zal de mengselstroom zich vanzelf gaan spreiden (zie 4.2). Extra spreiding of het voorkomen van geulvorming kan wellicht ook bewerkstelligd worden door bulldozers.
In de grafieken 4.3.1, 4.3.2 en 4.3.3 is het gedrag van de vergelijkingen (42) t/m (44) weergegeven.

4.5.5 Analyse formule storthelling.

De in 4.5.4 afgeleide formule voor de storthelling wordt hier nogmaals gegeven en vervolgens zullen de hierin voorkomende parameters worden behandeld:

$$i = \left(\frac{f_o}{8}\right)^{0.1} \left(\frac{\Delta c}{0{,}05}\right)^{0.6} \frac{(\Delta D)^{0.6}\, g^{0.2}}{q^{0.4}} \qquad (4.5.42)$$

Het verband tussen de storthelling en het specifiek debiet, $i \sim q^{0.4}$, wordt bevestigd door combinatie van de metingen op het stort (Delver/ Verwoert, 1986) en recentelijk uitgevoerde gootmetingen op het Waterloopkundig Laboratorium (M2081, Winterwerp, 1986), zie fig 4.11.
In de conclusies van het rapport naar de studie van onderwater opgespoten zand (Waterloopkundig Laboratorium, M1118, 1973) werd ook al op een zeker verband gewezen. Wel moet de constante, die in formule (43a) gebaseerd op de Engelund-Hansen transportformule een waarde 0,05 heeft, aangepast worden aan de situatie op het stort.



Figuur 4.11 Evenwichtshelling als functie van het specifiek debiet, (Winterwerp, 1986).

Het verband tussen storthelling en korreldiameter, $i \sim D^{0.6}$, is vrij voor de hand liggend. Hoe grover het materiaal, hoe steiler het zandtalud opgebouwd kan worden.

Verder volgt uit de formule een verband tussen storthelling en concentratie. Echter zowel op het stort als in de gootmetingen op het WL werd er geen noemenswaardige invloed van de concentratie op de evenwichtshelling geconstateerd. Alleen enkele proeven met een heel lage concentratie gaven een afwijkend beeld te zien. Daarentegen werd in kleinschalige gootproeven op de Technische Hogeschool wel een duidelijk verband gevonden (Lantsheer/Neerings, 1985). Een mogelijke verklaring voor dit verschijnsel wordt gegeven in de twee volgende subparagrafen.

a. <u>Turbulente stroming; invloed concentratie op valsnelheid.</u>

Op het stort en in de vrij grootschalige goot op het WL was de stroming turbulent, het Reynoldsgetal (zie 4.4.3) heeft dan een hoge waarde (Re > 1000). Het zand verkeert in suspensie, wat betekent, dat de valsnelheid van de zandkorrels door turbulente diffusie wordt gecompenseerd. De valsnelheid en niet de korreldiameter is dus een maatgevende grootheid voor de grootte van het suspensietransport. In de Engelund-Hansen totaaltransportformule komt alleen de korreldiameter voor. Maar zoals gebleken is in 4.4.4 is deze bij hoge concentraties niet meer representatief voor de valsnelheid.

Voor kleine deeltjes en/of een hoge viskositeit geldt de Stokesformule, (19) van 4.4.4:

$$w_o = \frac{1}{18} \frac{\Delta g D^2}{\nu} \qquad \text{m/s} \qquad (4.5.45)$$

Voor zand met D = 100–200 µm in zandwatermengsels is deze formule een redelijke benadering, afgezien van de valsnelheidsreduktie ten gevolge van hoge concentraties. Deze valsnelheidsreductie kan worden weergegeven met bijvoorbeeld de Richardson-Zaki formule, (24) van 4.4.4:

$$w_s = w_o (1 - c)^4 \qquad \text{m/s} \qquad (4.5.46)$$

Om het effect van de valsnelheidsreduktie toch in de Engelund-Hansen formule in te brengen kan uit (4.4.17), de Stokes-formule, de korreldiameter als functie van de ongehinderde valsnelheid w_o berekend worden:

$$D_o = \sqrt{\left(\frac{18\,\nu\,w_o}{\Delta g}\right)} \quad \text{m} \qquad (4.5.47)$$

Vervolgens kan hierin de valsnelheidsreduktie (4.4.24), volgens Richardson enn Zaki, ingevoerd worden:

$$D_s = \sqrt{\left(\frac{18\,\nu\,w_o\,(1-c)^4}{\Delta g}\right)} = D_o\,(1-c)^2 \quad \text{m} \qquad (4.5.48)$$

Voor overwegend suspensietransport is de korreldiameter D in de Engelund-Hansen transportformule vooral een maat voor de valsnelheid. Wordt nu in plaats van de korreldiameter deze valsnelheidsparameter D_s met de dimensie van een lengte in de zandtransportformule ingevoerd, dan krijgt deze dezelfde structuur als de Bagnold-formule, (34) of (35), met de valsnelheid in de noemer. De formule voor de storthelling wordt dan:

$$i = \left(\frac{f_o}{8}\right)^{0.1} \left\{\frac{\Delta c}{0{,}05}\right\}^{0.6} \frac{(\Delta D_o)^{0.6}\,(1-c)^{1.2}\,g^{0.2}}{q^{0.4}} \qquad (4.5.42a)$$

Hierin staat het produkt van c en $(1 - c)^{\alpha}$, dat ook al naar voren kwam in de formule voor de maximale sedimentatie, (4.4.27). Ook dit produkt heeft een soort optimumverloop, vergelijkbaar met grafiek 4.1. Berekening van (42a) geeft aan, dat in het gebied van de hogere concentraties, ongeveer bij c = 30%, de functie een optimum heeft en dat variatie van c dan slechts een zeer geringe invloed heeft op de resulterende storthelling (zie grafiek 4.4, welke het verband tussen q en i geeft bij verschillende concentraties c). Bij kleine concentraties is het effect te verwaarlozen, de concentratie is dan wel degelijk van invloed. Immers, er kan alleen een concentratie van nul zijn als er geen stroming is, de evenwichtshelling is dan ook nul. Zodra er enige stroming op gang komt, bij een i > 0, wordt er ook wat zand van de bodem opgewerveld en getransporteerd, zodat c > 0. Een drempeleffect, zoals bij bodemtransport optreedt, is in deze beschouwing niet meegenomen, de kritieke schuifspanning is verwaarloosd ten opzichte van de optredende.

Combinatie van de vergelijkingen (36) t/m (41) met (48) levert de volgende algemene relatie tussen het zandtransport in een suspensiestroom, uitgedrukt in de concentratie c, het specifiek debiet q, de helling i en de korreldiameter D, gebaseerd op de formules van Engelund en Hansen, Stokes en Richardson en Zaki:

$$q = \left(\frac{cD}{0{,}05}\right)^{1.5} \frac{(1-c)^3 \Delta^3 g^{0.5}}{i^{2.5}} \left(\frac{f_o}{8}\right)^{0.25} \quad m^3/s,m \qquad (4.5.49)$$

Deze relatie is grafisch weergegeven in grafiek 4.5 voor een korreldiameter van 200 µm. Opmerkelijk is, dat er bij één specifiek debiet nul, één of twee oplossingen voor de concentratie mogelijk zijn. In de meest voorkomende gevallen van zandtransport in rivieren en kanalen, waarbij de helling meestal kleiner dan 0,01 is is er slechts één reëele oplossing, bij geringe concentraties tot enkele procenten. De andere oplossing is niet reëel, omdat deze ligt in het gebied met concentraties boven de 50%

Bij steilere hellingen kan de concentratie tamelijk hoog oplopen, tot 20 à 30% toe. Het vermoeden, dat de reductie van de valsnelheid een reden zou kunnen zijn, waarom de gebruikte zandtransportformules te lage waarden gaven voor de situatie op het stort, zie 4.5.3.2, lijkt hiermee bevestigd.

Er zijn nu twee oplossingen mogelijk, bij het optimum samenvallend tot één, afhankelijk van de beginvoorwaarde, bijvoorbeeld een heldere waterstroom, waarin zand van de bodem wordt opgewerveld of een mengsel met reeds een hoge concentratie, afkomstig uit een pijp. Tussen de twee oplossingen ligt een gebied, waar de concentratie gemakkelijk kan variëren onder vrijwel gelijkblijvende hydraulische omstandigheden.

Tenslotte is er een gebied waar helemaal geen oplossing bestaat, de concentratie en daarmee het zandtransport is daar onbepaald. De concentratie kan alle waarden aannemen, mits lager dan de maximale concentratie waarbij nog een suspensiestroom mogelijk is (ca 40%). Dit verschijnsel is ook waargenomen bij het transport van zandwatermengsels in pijpleidingen (zie 3.2.6), waar de kritieke snelheid, te vergelijken met de evenwichtshelling, evenredig is met $\sqrt{(g\ \Phi_{pijp})}$ en niet afhankelijk is van de concentratie, zie 3.2.5. Het verklaart ook waarom toepassing van de valsnelheidsreduktie in 4.5.3.4 bij hogere concentraties geen oplossingen gaf.

Formule (42a) kan nu vereenvoudigd weergegeven worden door:

$$i = 0{,}06 \frac{w_o^{0.3}}{q^{0.4}} \qquad (4.5.42b)$$

waarin $\Delta = 1{,}57$, $\nu = 1{,}14*10^{-6}$ m²/s, $f_o = 0{,}15$ en voor de concentratie de optimumwaarde van 30% is ingevuld, hoewel de precieze waarde nauwelijks nog van invloed is en w_o en q in S.I. eenheden zijn uitgedrukt. In deze formule komt verder de ijkconstante van 0,05 uit de Engelund-Hansen formule voor.

Uit vergelijking van de berekende zandtransporten met de gemeten op het stort (tabel 4.7) kwam al naar voren, dat deze factor aangepast moet worden om voor het stort redelijke waarden te krijgen. Behalve de correctie door gebruikmaking van de valsnelheidsreduktie met (48) resteert er nog een noodzakelijke aanpassing, vanwege het extra wilde regime op het stort. Met gebruikmaking van een ijkconstante van 0,25 in plaats van de waarde 0,05 in de Engelund-Hansenformule en een korreldiameter van 200 μm volgt dan, met q in S.I. eenheden:

$$i = \frac{0,006}{q^{0.4}} \qquad (4.5.42c)$$

of, zoals geformuleerd door de Groot ter bepaling van de taludhellingen van een zanddam (de Groot, 1985):

$$i = 0,01 \left(\frac{q_{0,01}}{q}\right)^{0.4} , \quad q_{0,01} = 0,3 \quad m^3/s,m \qquad (4.5.42d)$$

b. Laminaire stroming; invloed korreldispersiedruk.

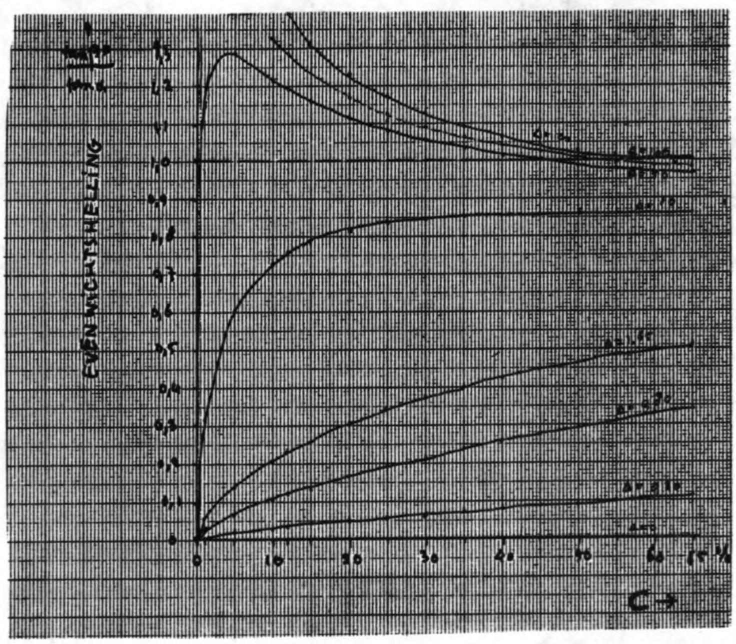
Bij de kleinschalige gootproeven op de TH (Lantsheer/Neerings, 1985) met geconcentreerde zandwatermengselstromen (slurries) op een bovenwatertalud was de stroming van het mengsel waarschijnlijk laminair. Het specifiek debiet was klein, terwijl de viskositeit van de slurry vrij hoog was. In een dergelijke slurrystroom zijn het niet de korrel-vloeistofinteracties of turbulente diffusie, maar de korrel-korrelinteracties of korreldispersiedrukken, welke de korrels nog als een beweeglijke massa in stand houden (zie 3.2.2). De evenwichtshelling van een dergelijke slurrystroom kan worden afgeleid uit het verband tussen schuifspanning en dispersiedruk (Mastbergen, 1983, figuur 4.12):

$$\rho_m\, g\, h\, i = (\rho_s - \rho)\, c\, g\, h\, i_o \quad N/m^2 \qquad (4.5.50)$$

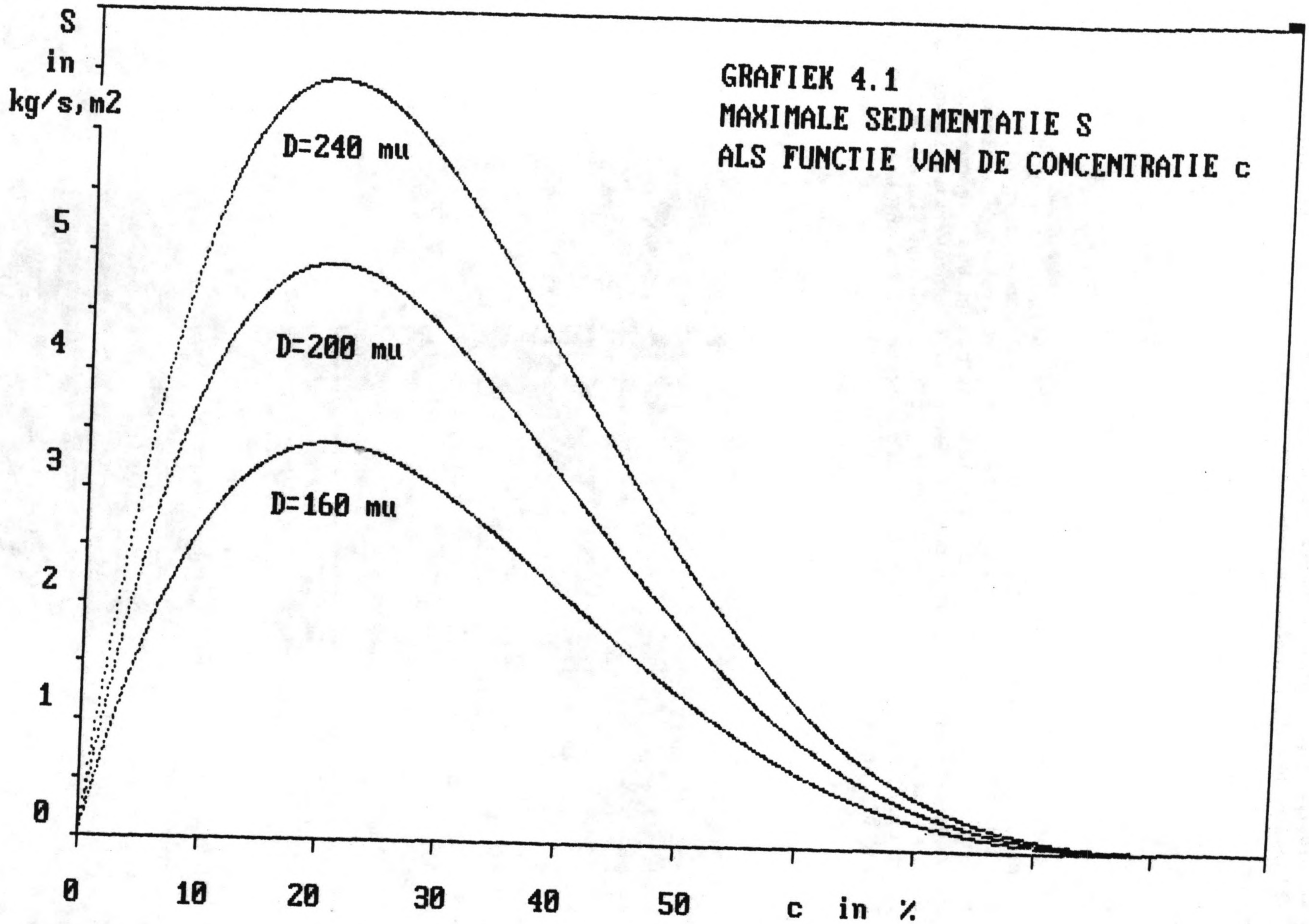
waarin i_o de tangens van de inwendige wrijvingshoek van het zand is, in het algemeen 0,63. Hieruit volgt:

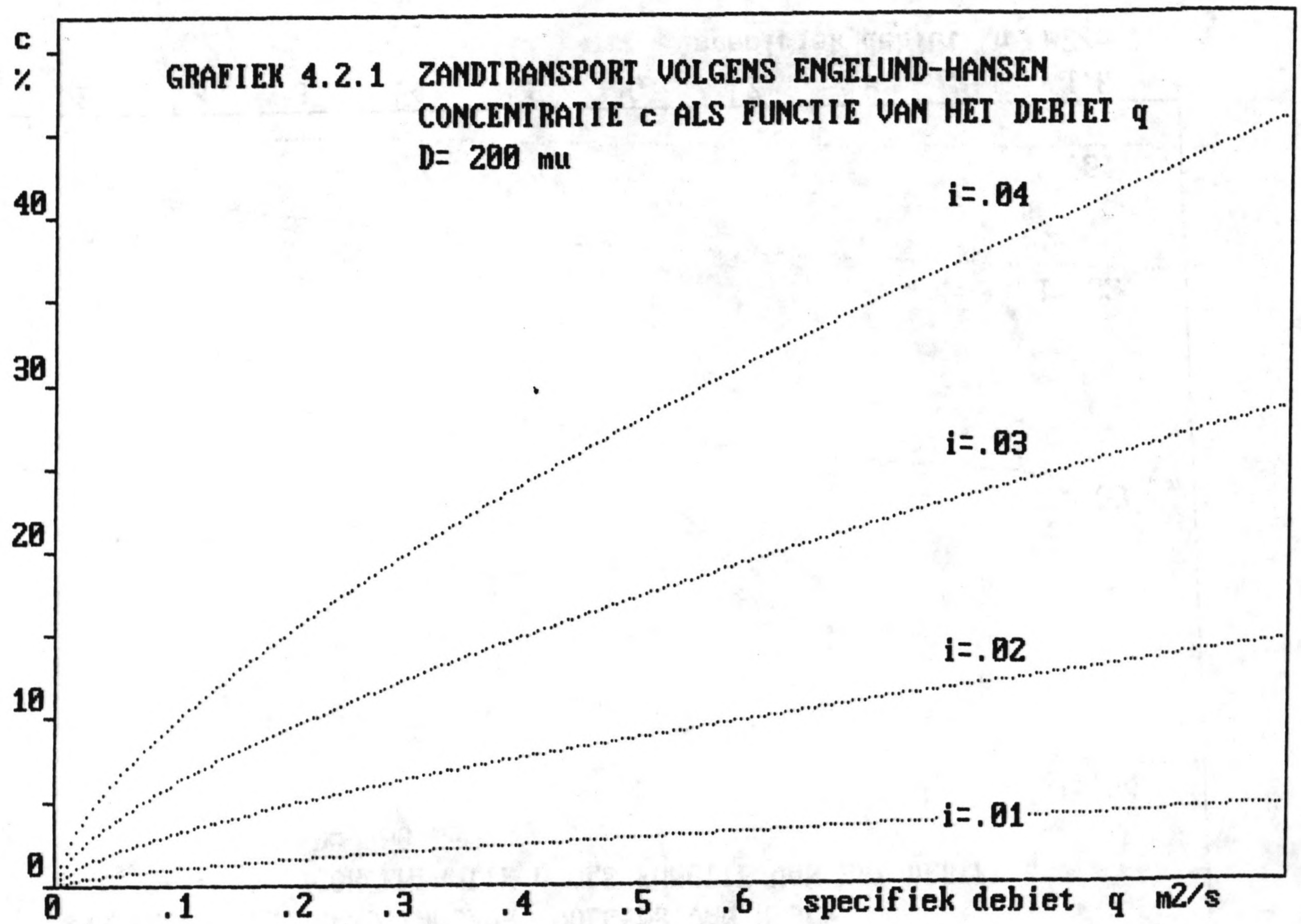
$$i = i_o \frac{\Delta c}{1 + \Delta c} \qquad (4.5.51)$$

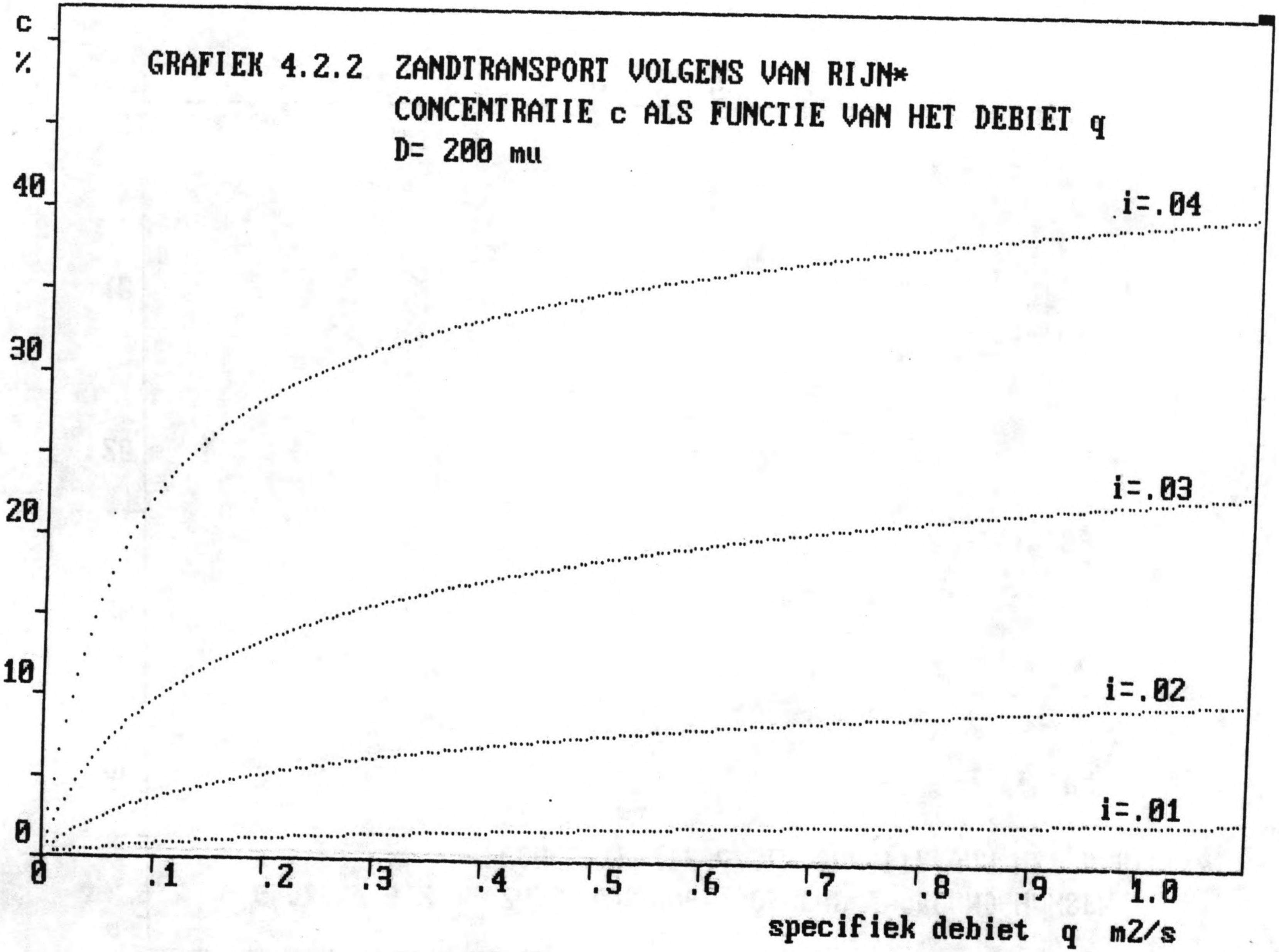
Dit verband werd door de gootproeven bevestigd. Het specifiek debiet is niet van invloed, mits het Reynoldsgetal voldoende klein blijft. De invloed van de korreldispersiedruk is vergelijkbaar met de invloed van de reduktie van de valsnelheid in turbulente stroming. Waar de concentratie het hoogst is wordt de zwaartekracht het meest tegengewerkt. Dit kan tot uiting komen in de vorm van het concentratieprofiel van slurry- en suspensiestromen; de uitzakking wordt als het ware vertraagd en het profiel wordt boller bij de bodem.



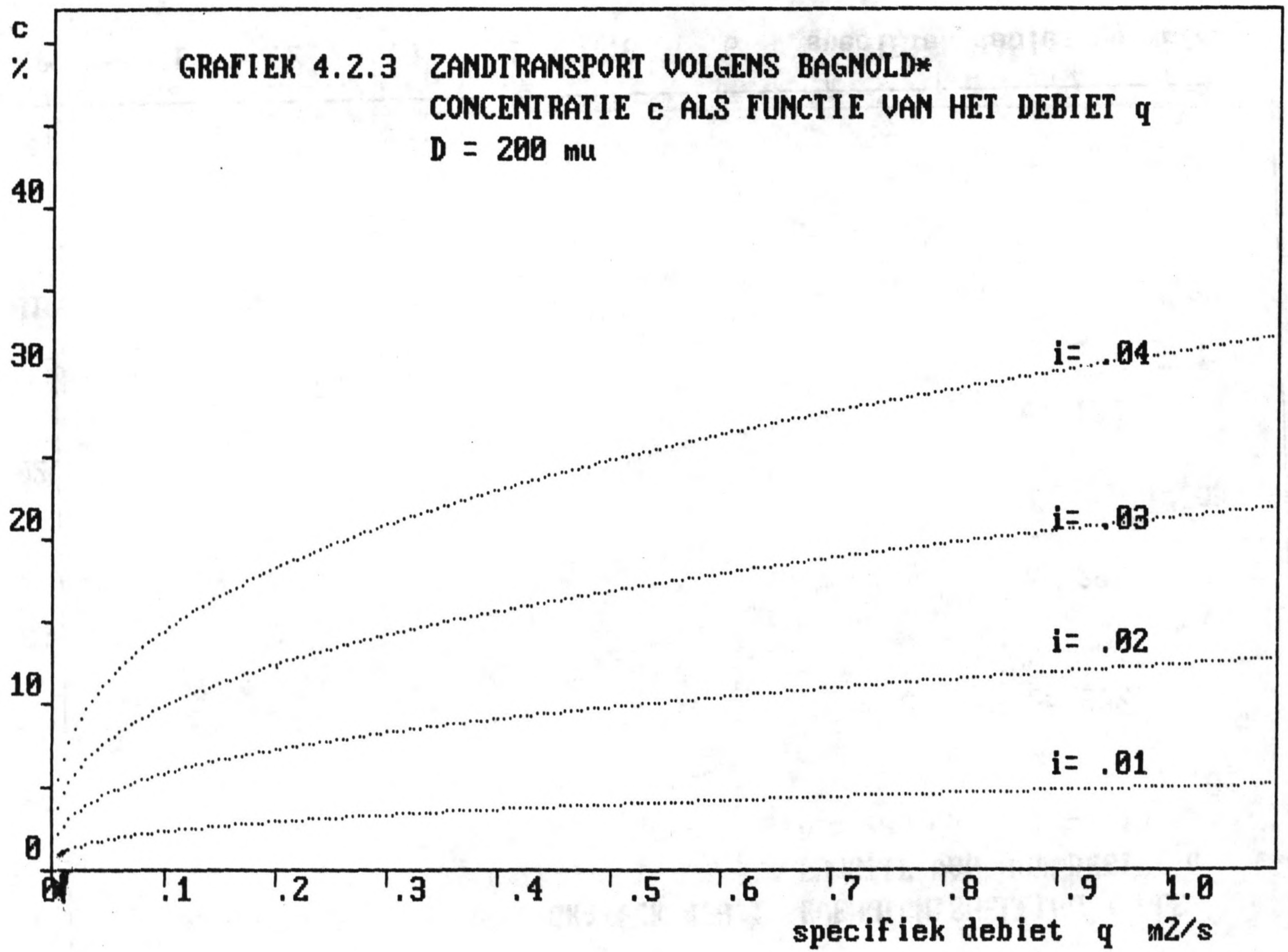
Figuur 4.12 Evenwichtshelling als functie van de concentratie, (Mastbergen, 1983).

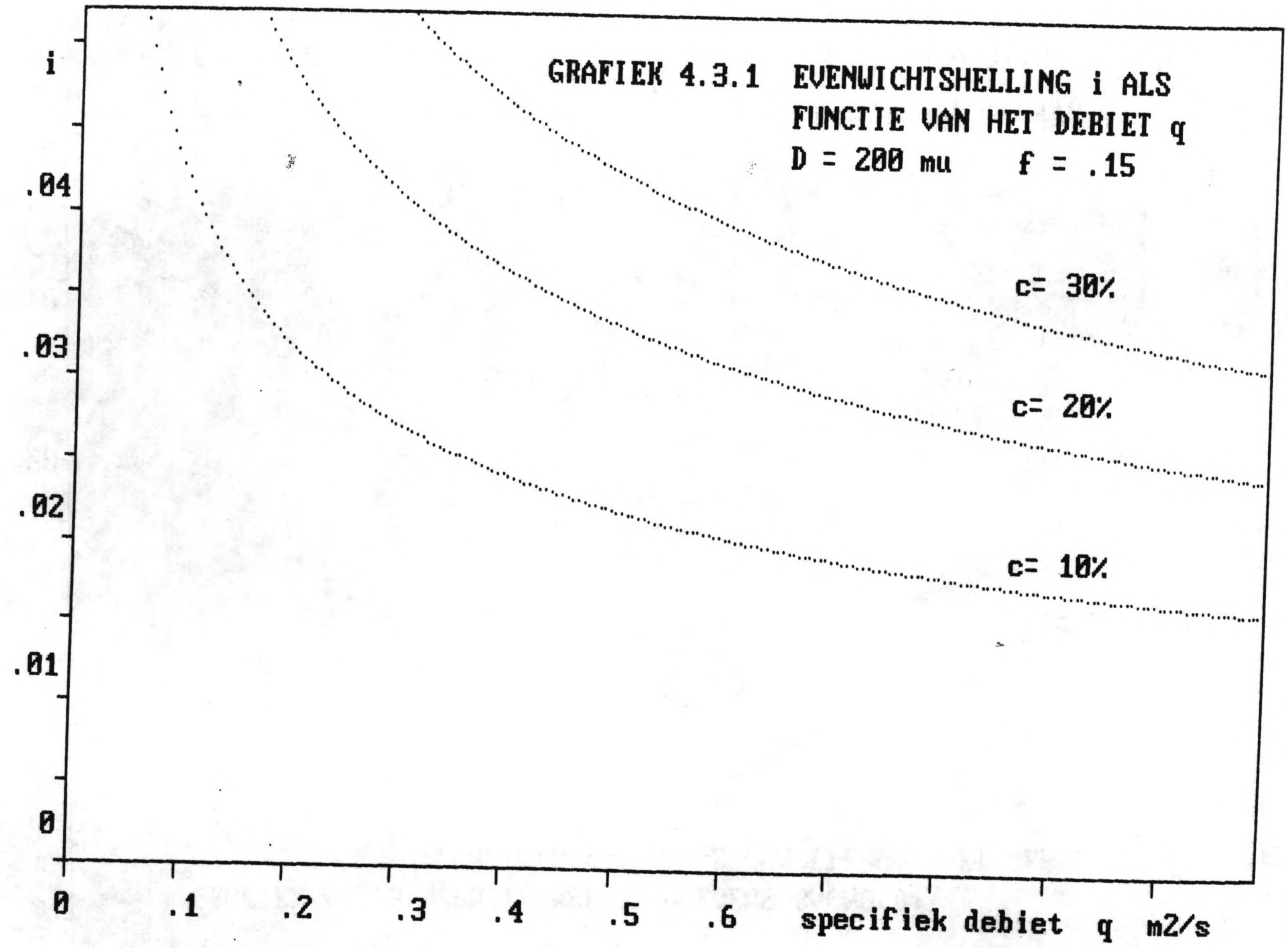

S
in
kg/s,m2
5
4
3
2
1
0
0
10
20
30
40
50
c in %
GRAFIEK 4.1
MAXIMALE SEDIMENTATIE S
ALS FUNCTIE VAN DE CONCENTRATIE c
D=240 mu
D=200 mu
D=160 mu

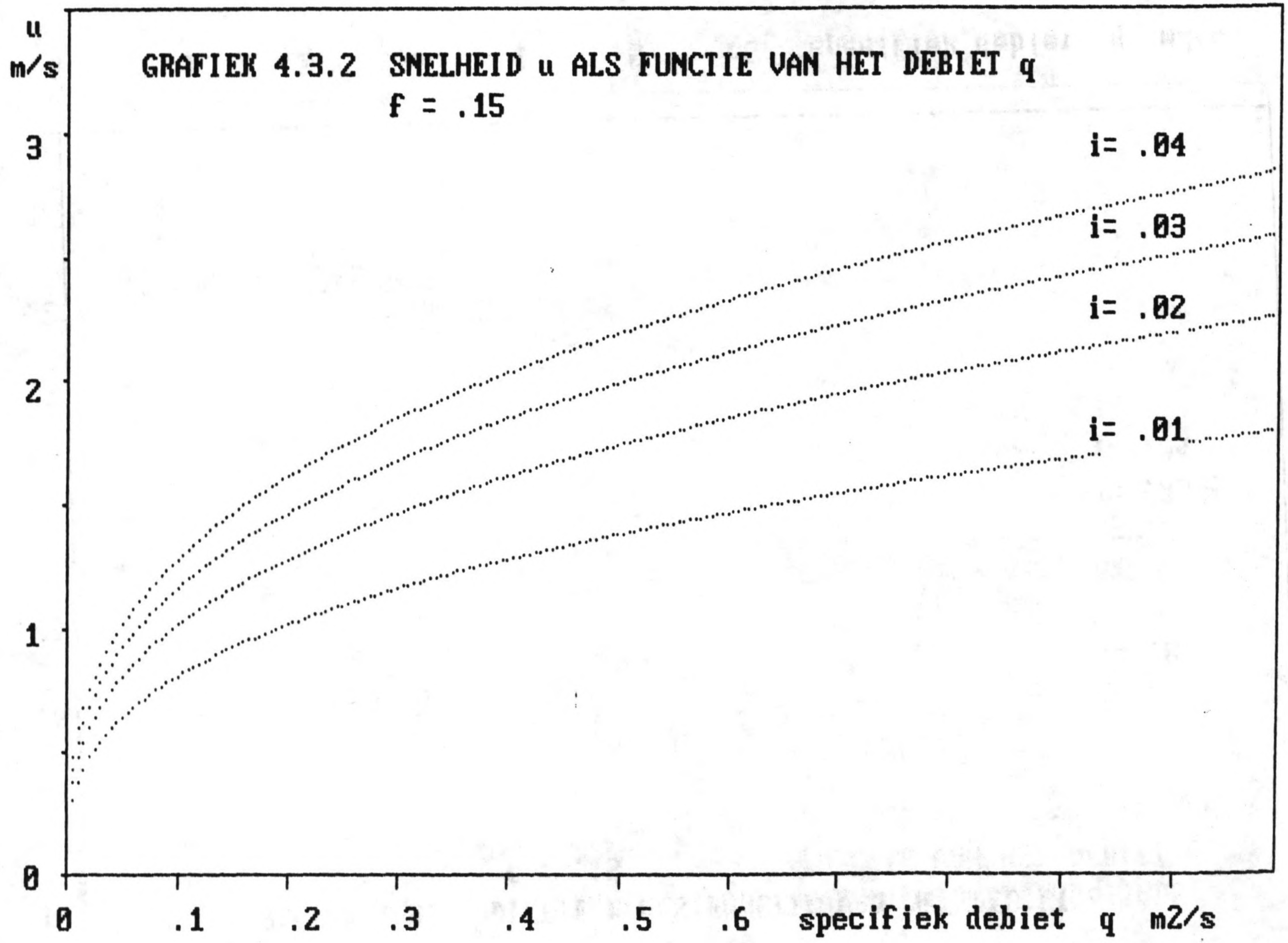

GRAFIEK 4.2.1 ZANDTRANSPORT VOLGENS ENGELUND-HANSEN
CONCENTRATIE c ALS FUNCTIE VAN HET DEBIET q
D= 200 mu
c
%
40
30
20
10
0
i=.04
i=.03
i=.02
i=.01
0
.1
.2
.3
.4
.5
.6
specifiek debiet q m2/s



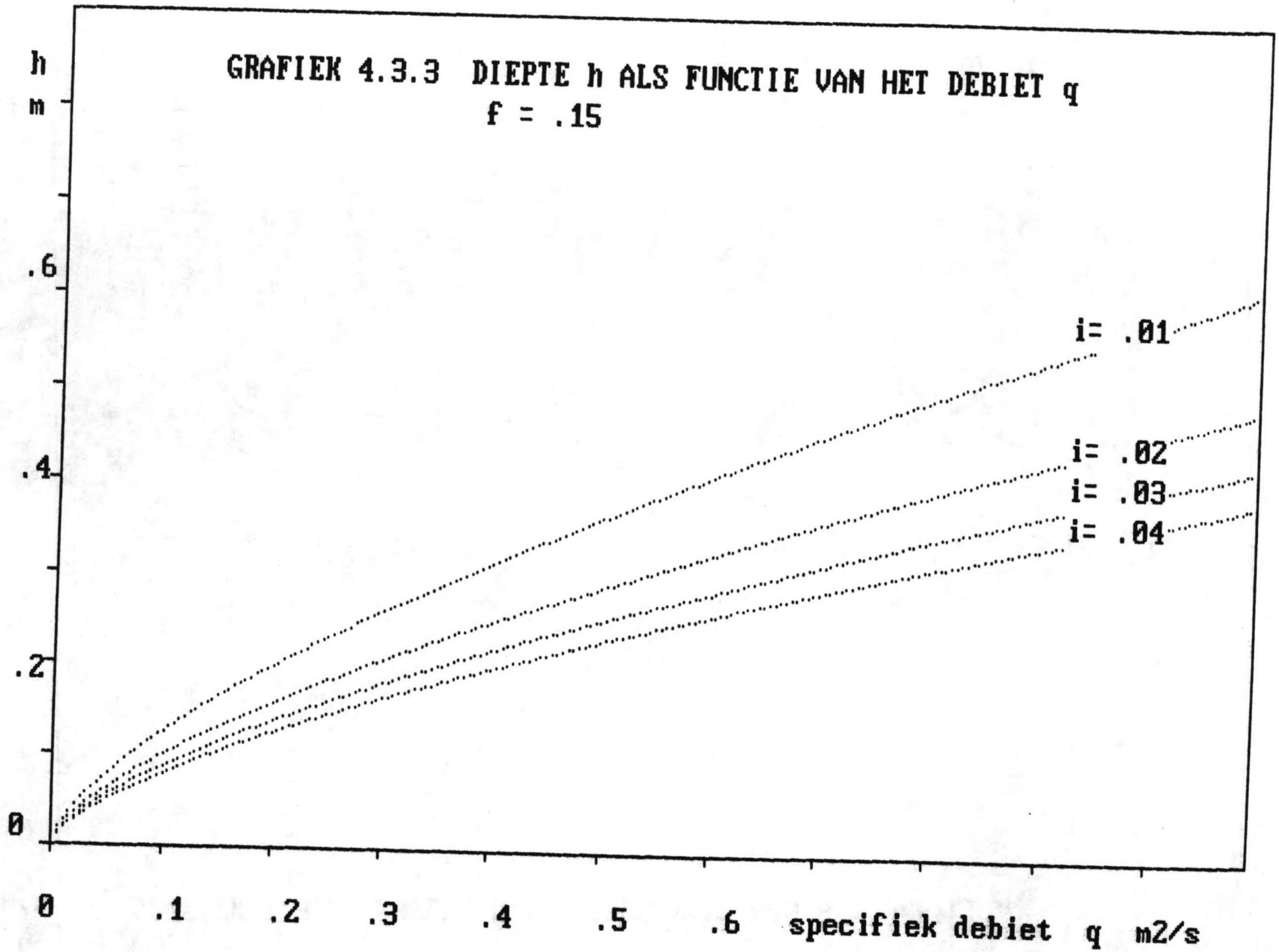
GRAFIEK 4.2.2 ZANDTRANSPORT VOLGENS VAN RIJN*
CONCENTRATIE c ALS FUNCTIE VAN HET DEBIET q
D= 200 mu

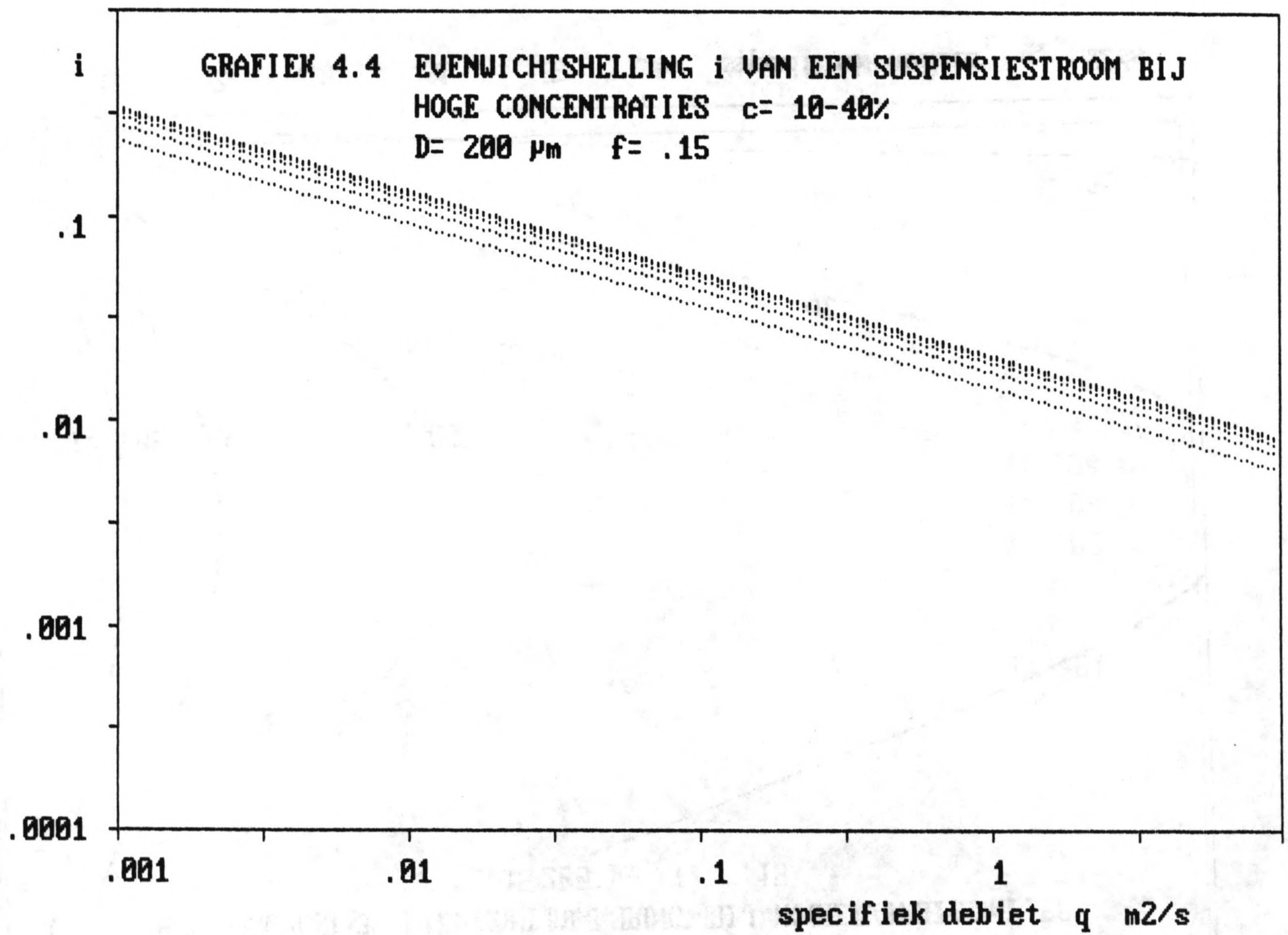

GRAFIEK 4.2.3 ZANDTRANSPORT VOLGENS BAGNOLD*
CONCENTRATIE c ALS FUNCTIE VAN HET DEBIET q
D = 200 mu
c
%
40
30
20
10
0
0
.1
.2
.3
.4
.5
.6
.7
.8
.9
1.0
specifiek debiet q m2/s
i= .04
i= .03
i= .02
i= .01

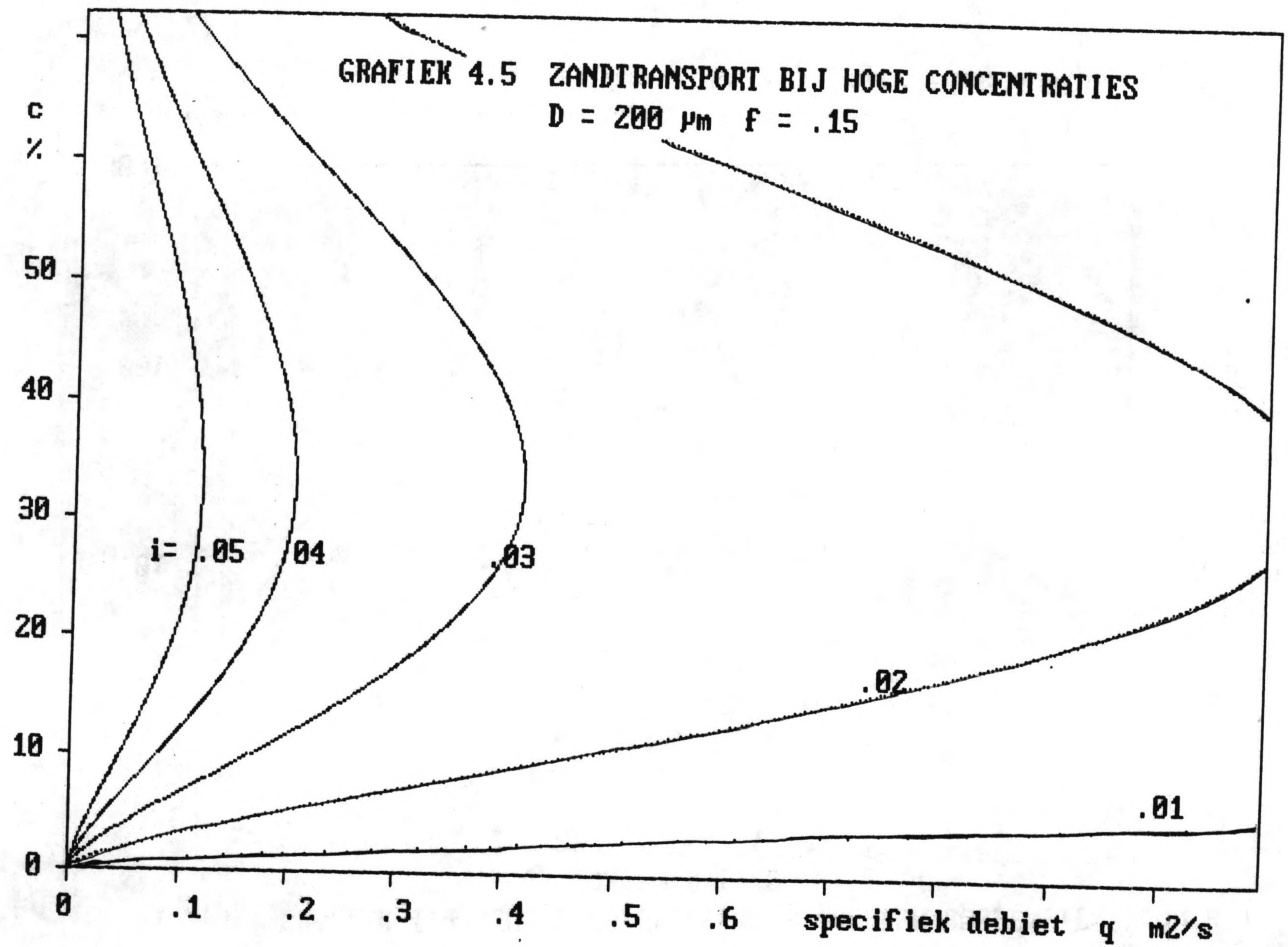

GRAFIEK 4.3.1 EVENWICHTSHELLING i ALS
FUNCTIE VAN HET DEBIET q
D = 200 mu f = .15
c= 30%
c= 20%
c= 10%
i
.04
.03
.02
.01
0
.1
.2
.3
.4
.5
.6
specifiek debiet q m2/s

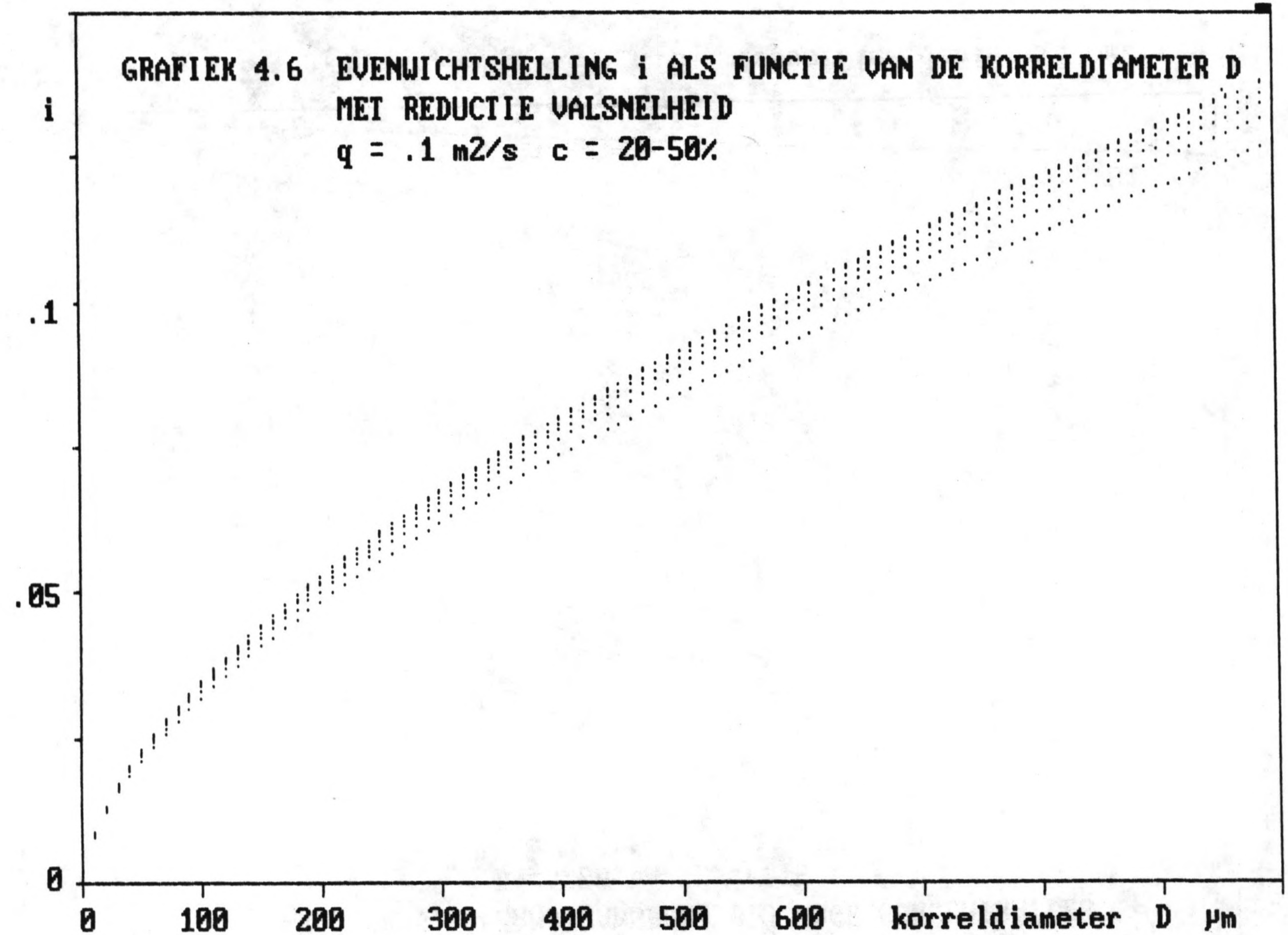


u
m/s
GRAFIEK 4.3.2 SNELHEID u ALS FUNCTIE VAN HET DEBIET q
f = .15
3
2
1
0
i= .04
i= .03
i= .02
i= .01
0
.1
.2
.3
.4
.5
.6
specifiek debiet q m2/s


GRAFIEK 4.3.3 DIEPTE h ALS FUNCTIE VAN HET DEBIET q
f = .15
h
m
.6
.4
.2
0
i= .01
i= .02
i= .03
i= .04
0
.1
.2
.3
.4
.5
.6
specifiek debiet q m2/s


GRAFIEK 4.4 EVENWICHTSHELLING i VAN EEN SUSPENSIESTROOM BIJ
HOGE CONCENTRATIES c= 10-40%
D= 200 μm f= .15
i
.1
.01
.001
.0001
.001
.01
.1
1
specifiek debiet q m2/s


GRAFIEK 4.5 ZANDTRANSPORT BIJ HOGE CONCENTRATIES
D = 200 μm f = .15
c
%
50
40
30
20
10
0
i= .05
.04
.03
.02
.01
0
.1
.2
.3
.4
.5
.6
specifiek debiet q m2/s


GRAFIEK 4.6 EVENWICHTSHELLING i ALS FUNCTIE VAN DE KORRELDIAMETER D
MET REDUCTIE VALSNELHEID
q = .1 m2/s c = 20-50%
i
.1
.05
0
0
100
200
300
400
500
600
korreldiameter D µm

5 ZANDWATERMENGSELSTROMING OP EEN TERRASVORMIG STORT

5.1.1 Inleiding

Uit waarnemingen op het stort kan in de meeste gevallen worden geconstateerd, dat de stroming van het zand-water mengsel plaats vindt over een terrasvormige bodem. Hierbij vormen deze terrassen een min of meer regelmatig patroon met nader te bepalen karakteristieke dimensies. Het zonder meer toepassen van conventionele zandtransportbeschrijvingen lijkt dan ook vooralsnog diskutabel.
Omdat de belangrijke karakteristieken van het stort, zoals helling en zandverliezen, worden beinvloed door de aanwezigheid van terrassen op het bovenwaterstort, dient deze terrasvorming appart te worden onderzocht. Door deze terrasvorming krijgt de stroming op het bovenwaterstort een niet-uniform karakter. Vooral indien mede door de inrichting van het bovenwaterstort de helling en de zandverliezen kunnen worden beinvloed , wordt deze aparte beschouwing erg zinvol. Binnen een model voor de niet-uniforme stroming en zandtransporten, vormen de hellingen en de zandverliezen de uiteindelijke en praktisch belangrijke grootheden.

5.1.2 Het bovenwaterstort

Het zand-water mengsel wordt in het algemeen via een of meer spuitmonden op het stort aangevoerd. Tijdens de stroming over het bovenwaterstort vindt een zekere ontmenging plaats. Als gevolg van de zwaartekracht zal het meegevoerde zand zich in eerste instantie nabij de bodem concentreren. Door turbulente uitwisseling in vertikale zin zal zich ook hoger in de vertikaal een zekere concentratie handhaven. De concentratievertikaal wordt dus bepaald door enerzijds de valsnelheid,w, van het zand en anderzijds door de turbulente diffusie van het zand. Overigens worden beide in een hoog-geconcentreerde stroming gereduceerd ten opzichte van de standaardwaarden, welke geldig zijn voor de in rivieren gebruikelijke lage concentraties van minder dan 1% . Afhankelijk van de waarde van de suspensieparameter, Z, gedefinieerd als:

$$\frac{w}{\kappa\, u^*} \qquad (5.1)$$

wordt een deel van het zand als suspensietransport en de rest als bodemtransport meegevoerd. In een niet-uniforme stroming zijn concentratievertikaal en suspensietransport slechts gedeeltelijk aangepast bij de lokale waarde van Z. De afwijking van de aangepaste waarde neemt toe met de hoogte boven de bodem. Hoewel het onderscheid tussen bodem-en suspen-

sietransport strikt genomen niet scherp valt te maken, wordt dit verderom zuiver praktische redenen - toch gedaan. Omdat het over het bovenwaterstort meegevoerde zand als bovenstroomse randvoorwaarde dient voor de transporten over het onderwaterstort, is met het oog op het mogelijke zandverlies, het genoemde onderscheid niet onbelangrijk. Voor de opbouw van een concentratievertikaal is, via u*, de bodemruwheid een bepalende faktor. In de uniforme stromings- en transportmodellen wordt deze verdisconteerd middels de equivalente bodemruwheid, r, van Nikuradse. Hieruit worden ook de Chezy-ruwheidsparameter C_h en de Darcy-Weissbach wrijvingsfaktor, f_o, bepaald. De invoerparameter voor de conventionele transportberekeningen met behulp van transportformules is u*, welke uiteindelijk uit de stroomsnelheid ,u, wordt bepaald. Vanwege het vooralsnog ontbreken van een eenduidige formulering met betrekking tot r, voor het geval ook bodemribbels bijdragen tot de bodemruwheid, wordt r veelal als ijkingsparameter gebruikt. Bij de stroming over een terrasvormig stort echter, gaat de ruwheid als gevolg van de terrassen (of duinen) het stroombeeld zo sterk domineren , dat het gebruik van een ruwheidsmaat discutabel wordt. De terrassen gaan dus de turbulentieintensiteit en zelfs de waterspiegel bepalen.
Op het stort wordt veelvuldig een min of meer regelmatig patroon van terrassen waargenomen, dat zich in tegenstroomse zin over het bovenwaterstort voortplant. De randen van deze terrassen hebben een hoogte, die van dezelfde orde van grootte is als de waterdiepte. Het zand-water mengsel gaat afwisselend schietend (Fr>1) en stromend (Fr<1) langs het bovenwaterstort omlaag. Stromend- en schietend water is gebonden aan resp. de terrassen en aan de steile randen van de terrassen. Hierbij gaat het schietende water via een watersprong over in stromend water. De relatief steile terrasranden worden ook aangeduid als "trapjes". Vanwege deze watersprongen en het hooggeconcentreerde mengsel, wordt ook de aanduiding "mengselsprongen" gebruikt. Een principeschets is gegeven in fig.5.1.

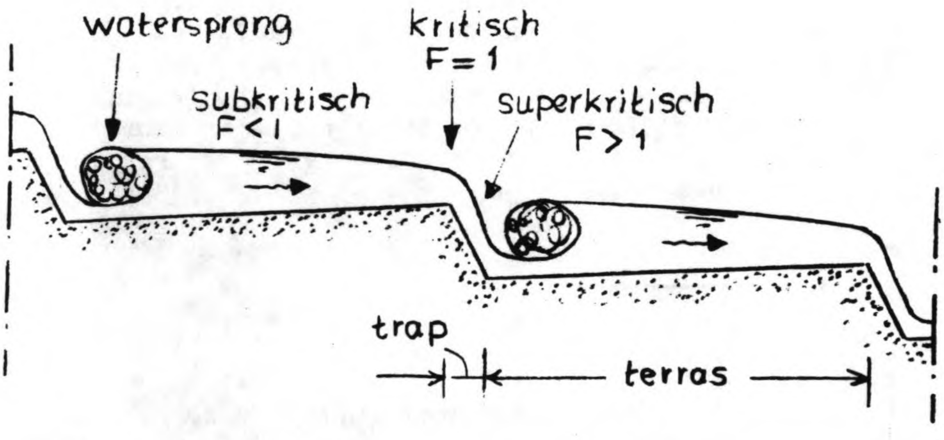


fig.5.1 Principeschets van een terrasvormig stort

Een nadere analyse van de terrasvorming zal worden gegeven in par.5.1.3. Hier zal slechts het belang worden geschetst van de terrasvorming in relatie tot een efficiente uitvoering van een zandsluiting in het algemeen. Veruit de belangrijkste grootheden in dit verband zijn :

- de hellingen van het (bovenwater)stort
- de zandverliezen

Wat betreft de hellingen van het bovenwaterstort speelt vooral de grootte van de trappen onderaan de terrassen een belangrijke rol. Dit is schematisch weergegeven in fig.5.2.

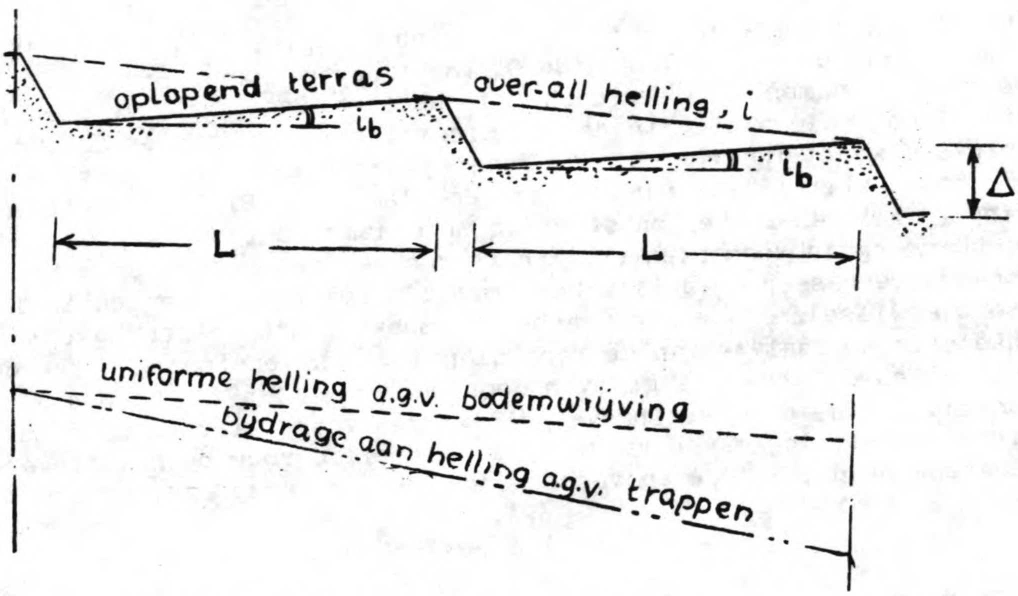


fig.5.2 De invloed van de trappen op de helling van het stort

In het algemeen zullen de terrassen en trappen een helling veroorzaken, die anders is dan die, welke zonder terrassen tot stand komt. Kenmerkend voor de terrasvorming zijn de regelmatig optredende lokale energieverliezen, onderaan de terrassen, waar door middel van watersprongen schietend water overgaat in stromend water. Ook wat betreft het tweede kriterium voor een efficiente zandsluiting kan het trapjesfenomeen van invloed zijn. Wel is de invloed van de terrasvorming op de zandverliezen een indirekte. Omdat het zandverlies uiteindelijk optreedt op het onderwaterstort, zal slechts via de zandaanvoer naar het onderwaterstort de terrasvorming op het bovenwaterstort van invloed kunnen zijn op de verliezen.
Dit zal tot uiting komen in de bovenrandvoorwaarden voor het onderwaterstort, gekarakteriseerd door:

- stroomsnelheid
- zandaanbod
- verdeling van het zandaanbod

De grootte en de hoedanigheid van het aanbod van zand ter plaatse van de waterlijn zullen, tesamen met de in het sluitgat heersende stroomcondities, bepalen of meteen onder de waterlijn sedimentatie optreedt dan wel dat een deel van het aangeboden zand in suspensie blijft (of gaat) en uiteindelijk bij het zandverlies moet worden geboekt.

5.1.3 Analyse van de terrasvorming

De ontwikkeling van beddingvormen onder invloed van stroming over een zandbed is een algemeen optredend verschijnsel. Aan de beddingvormen kunnen karakteristieke lengteschalen worden toegekend als hoogte ,δ_b en lengte ,λ_b. Voor uniforme stroming zijn langs empirische weg relaties gevonden tussen δ_b en λ_b enerzijds en de bodemschuifspanning, uitgedrukt in de Shields-parameter anderzijds. Deze schuifspannings- of Shields parameter wordt algemeen alsvolgt gedefinieerd:

$$\Theta = u_*^2 /(\rho \; g \; D) \tag{5.2}$$

In het algemeen neemt de relatieve ribbelhoogte, δ_b/λ_b, toe met Θ, om voor Θ > 10 maal de kritieke waarde Θ_c voor "begin transport" weer af te nemen. In een subkritische stroming (Fr<1) verplaatsen de ribbels of duinen zich in de stromingsrichting. Wanneer de stroming kritisch wordt (Fr=1), zijn de beddingvormen al zover afgevlakt, dat het transport weer plaats vindt over een vlak bed. Bij superkritische stroming (Fr>1) tenslotte, ontstaan de zogenaamde antiduinen, welke zich tegen de stroming in voortplanten. Er is dus een zekere analogie tussen de lopende terrassen en antiduinen, met als belangrijk verschil, dat op het stort afwisselend superkritische- en subkritische stroming optreedt. Een theoretische analyse van de voortplanting van verstoringen van de waterspiegel en de bodem is gegeven door De Vries (1969). Op basis van de continuiteits- en bewegingsvergelijkingen voor water en zand is voor kleine verstoringen een vergelijking afgeleid voor de relatieve voortplantingssnelheid ,ϕ=c/u, van verstoringen van waterspiegel en bodem:

$$\phi^3 - 2\,\phi^2 + (1-(1+\Psi)/Fr^2)\,\phi + \Psi/Fr^2 = 0 \tag{5.3}$$

Hierin is Ψ = b s / q
- s = zandtransport in [$m^2 s^{-1}$]
- q = specifiek debiet in [$m^2 s^{-1}$]
- b = exponent in de algemene transportformulering:

$$s = a\,u^b \tag{5.4}$$

Een van de drie oplossingen van vgl.(5.3) heeft betrekking op de loopsnelheid, c_s, van bodemverstoringen.
De zuiver theoretische benadering van de lopende terrassen, welke leidt tot vgl.(5.3), is gebaseerd op de geldigheid van transportformules als volgens vgl.(5.4). Dit houdt in dat het transport slechts bepaald wordt door de lokale stroomsnelheid of schuifspanning. Voor puur bodemtransport is dit acceptabel, doch wanneer suspensietransport een belangrijke bijdrage vormt tot het totale transport, maken naijlings effecten een dergelijke benadering in feite onhoudbaar. Omdat de traphoogte in werkelijkheid niet te verwaarlozen is ten opzichte van de waterdiepte, vallen de trapjes strikt genomen buiten het toepassingsgebied van vgl.(5.3).
Daar in de loop van dit hoofdstuk zal blijken, dat de loopsnelheid van terrassen een van de belangrijkste parameters is bij de beschrijving van het evenwichtsstort met terrassen, wordt in par.5.1.6 nog uitvoerig aandacht besteed aan de voortplanting van de terrassen.

Allereerst wordt nu het systeem van terrassen meer in detail beschouwd en wel met name de hydraulische parameters als waterdiepte en stroomsnelheid en de variaties daarvan over de terrassen.
Karakteristiek voor de stroming over het bovenwaterstort is het aanbod – bovenstrooms uit de pijp – van een hoog geconcentreerd mengsel van zand (en slib) in water. De zandconcentraties bedragen veelal 20 tot 30 volume % . Ter plaatse van de spuitmond ontstaat in eerste instantie een kuil, waarin als gevolg van het neerstortende water de turbulentie groot is. Hierdoor zal veel van het aangeboden zand nog niet kunnen bezinken doch worden meegevoerd over de rand van de kuil (fig.5.3).
Op een terrasvormig stort wisselen sedimentatie en erosie elkaar af. Een sterke vertikale uitwisseling van zand op het stort, als gevolg van enerzijds hoge turbulentieintensiteit en anderzijds hoge zandconcentraties met een zekere valsnelheid, zijn de voorwaarden voor terrasvorming op het stort.

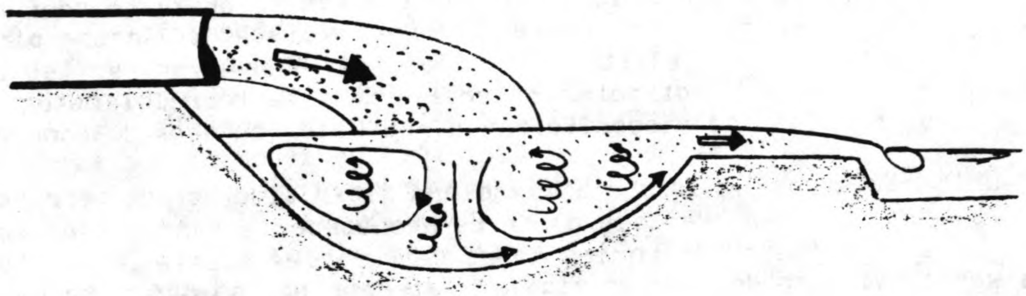


fig.5.3 De zandaanvoer op het stort

5.1.4 Schematisatie en parameters

Voor de beschrijving van een terrasvormig stort wordt eerst een zo realistisch mogelijke schematisatie gemaakt. In fig.5.4 is een schets gegeven van de schematisatie met daarin de belangrijkste parameters voor de geometrie van het stort.

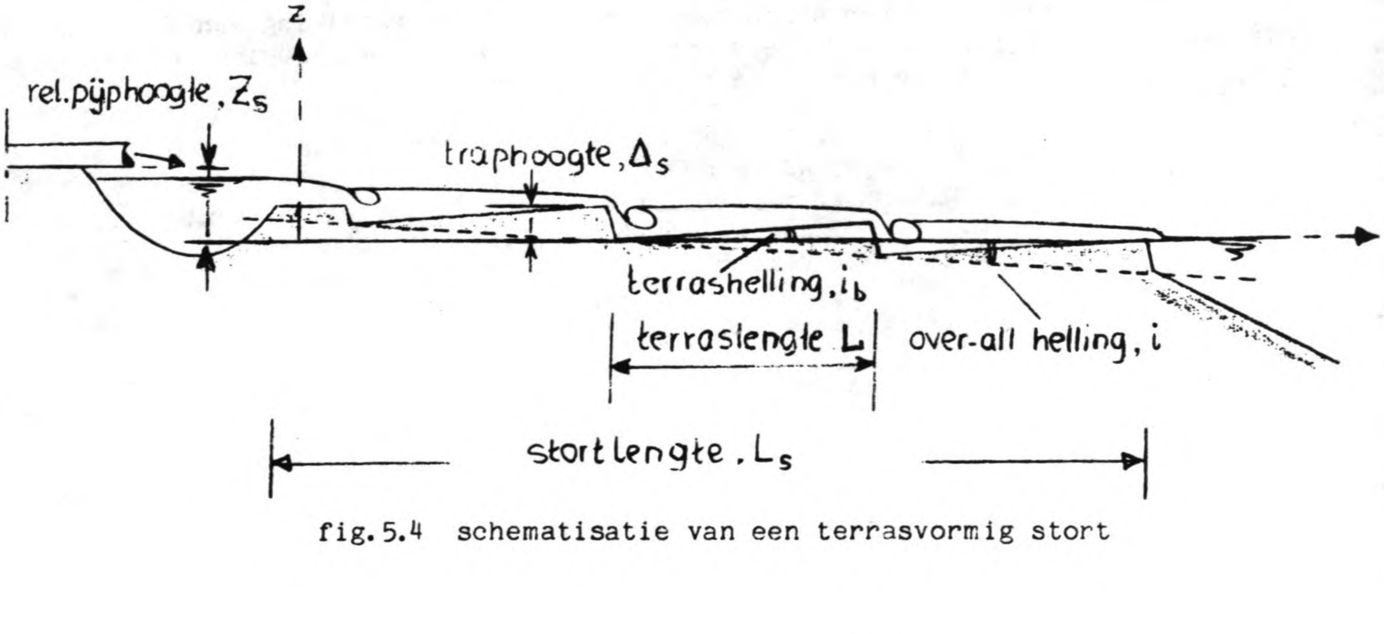


fig.5.4 schematisatie van een terrasvormig stort

Hieronder volgt een introduktie van de belangrijkste parameters voor de hydraulica van het stort. Allereerst van belang en tevens de meest in het oog springende kenmerken van het terrasvormige stort zijn de terraslengte, L en de traphoogte ,Δ_s. Van direkt praktische betekenis is de "over-all" helling, i, van het stort. Deze wordt grotendeels bepaald Δ_s en L, doch ook door de helling, i_b, van de (oplopende) terrassen.
De lengte van het bovenwaterstort, van de spuitmond tot aan de waterlijn, is L_s en het hoogteverschil tussen pijp en waterlijn is Z_s. De horizontale- en vertikale coordinaten zijn resp. x en z.
De waterdiepte is h en deze is in het algemeen een funktie van x, evenals de stroomsnelheid, u . Het specifieke debiet, q, is gerelateerd aan de mengselproduktie, Q en de stroomvoerende breedte, b, van het stort. Hoewel b in het algemeen een funktie van x is, is in deze studie per geval aangenomen, dat b constant is. De relatie tussen Q en q luidt algemeen:

$$q = Q / b \tag{5.6}$$

Een voor de stroming belangrijke parameter is de equivalente bodemruwheid, r . Voor een geribbelde bodem is r een funktie van δ_b en λ_b en voor een vlak bed is $r=2D_{90}$, waarbij D de korreldiameter voorstelt. Andere parameters van het zand zijn de relatieve dichtheid, $\Delta = (\rho s-\rho)/\rho$, van het zand en de vasnelheid, W. W wordt primair bepaald door de korreldiameter, D, doch daarnaast ook door de viscositeit van het water en door de concentratie, c .
De niet-uniforme stroming is dus afwisselend subkritisch op de terrassen en gaat via een volkomen overlaat op de benedenstroomse rand van de terrassen over in superkritische stroming langs de relatief steile trap. Vervolgens wordt, vlak na de trap en via een watersprong, de stroming weer subkritisch. Het verloop van de waterspiegel op de terrassen en dus ook van de stroomsnelheden als funktie van x, wordt bepaald met een verhanglijnberekening. Als randvoorwaarde bij deze berekening geldt, dat juist op de benedenstroomse rand van een terras de waterdiepte gelijk is aan de grensdiepte. Over de relatief korte afstand langs het steile tal.ud van de trap, waar de stroming superkritisch is, wordt Bernou lli toegepast om een uitdrukking te krijgen voor de maximale stroomsnelheid onderaan de trap. De vergelijkingen voor de hydraulica van het stort zijn nu allereerst de continuiteitsvoorwaarde :

$$q = u\ h \tag{5.7}$$

Voor de stuwkromme op de terrassen geldt de bekende vergelijking van Bélanger, welke kan worden afgeleid door kombinatie van de bewegings en continuiteitsvergelijkingen voor de stroming:

$$\frac{\partial h}{\partial x} = i_b \frac{h^3 - h_e^3}{h^3 - h_g^3} \tag{5.8}$$

Hierin is

$$h_e = \sqrt[3]{\left(\frac{q^2}{C_h{}^{2}\ i_b}\right)} \quad \text{(evenwichtsdiepte)} \tag{5.9}$$

$$h_g = \sqrt[3]{\left(\frac{q^2}{g}\right)} \qquad \text{(grensdiepte)} \qquad (5.10)$$

Met vgl.(5.10) geldt dus voor de bijbehorende stroomsnelheid:

$$u_g = \sqrt[3]{(g\ q)} \qquad (5.11)$$

Als randvoorwaarde voor de waterspiegel op een terras geldt dus:

$$h = h_g \quad ; \quad x = 0 \qquad (5.12)$$

Een en ander is geschetst in fig.5.5.

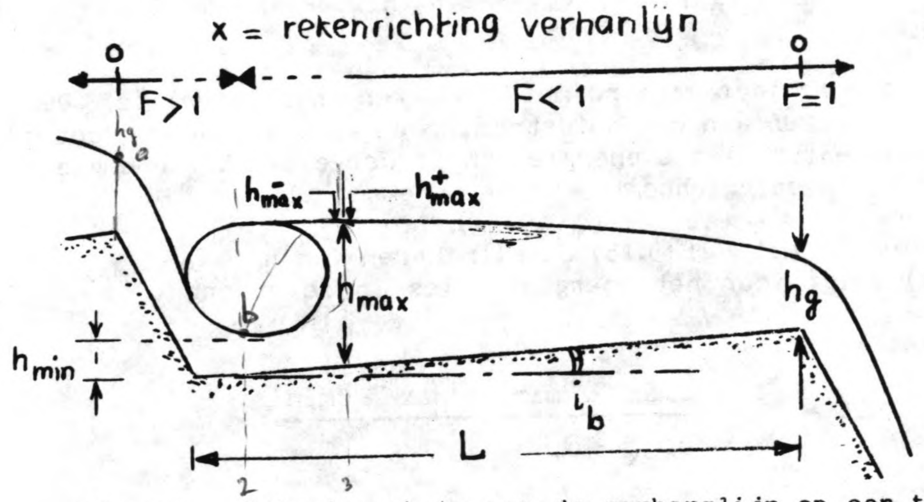


fig.5.5 Principeschets van de verhanglijn op een terras

De vergelijkig van Bernoulli voor de superkritische stroming tot aan de watersprong luidt:

$$h_{min} - \Delta s + u_{max}^2 / (2g) = 3/2\ h_g \qquad (5.13)$$

Hierin is :

u_{max} = maximum stroomsnelheid onderaan de trap
h_{min} = minimum waterdiepte onderaan de trap

Op de rand van de terrassen geldt Fr=1, zodat daar de snelheidshoogte 1/2 h_g en de energiehoogte 3/2 h_g bedraagt. Substitutie van vgl.(5.7) geeft een derdegraads vergelijking in u_{max}, met als parameters q en Δ_s:

$$u_{max}^3 - 2g\left[\Delta s + 3/2 \sqrt[3]{(q^2/g)}\right]u_{max} + 2g\ q = 0 \qquad (5.14)$$

Met de toepassing van Bernoulli op de trap is impliciet de bodemwrijving verwaarloosd, wat gezien de korte afstand tussen beide raaien zeker verantwoord is. Vlak na de watersprong, als de stroming weer subkritisch is, treden de maximale waterdiepte, h_{max} en de kleinste stroomsnelheid, u_{min}, op. Toepassen van de impulsbalans over de watersprong voor een horizontale bodem geeft:

$$
\begin{aligned}
& (1/2\, \rho\, g\, h_{min}^2 - 1/2\, \rho\, g\, h_{max}^2)\, dt = \\
= \; & (\rho\, q\, u_{min} - \rho\, q\, u_{max})\, dt
\end{aligned} \qquad (5.15)
$$

Substitutie in vgl.(5.15) van q volgens vgl.(5.7) levert na enig omwerken een vierkantsvergelijking in h_{max} met als relevante oplossing:

$$h_{max} = 1/2\; h_{min}\; [\, -1 + \sqrt{(1 + 8(h_g/h_{min})^3)}\,] \qquad (5.16)$$

De watersprong gaat gepaard met een zeker energieverlies. Deze energie wordt onttrokken aan de hoofdstroming en komt voor een groot deel ten goede aan de turbulente energie van de wervels. Dit energieverlies, uitgedrukt in energiehoogte, wordt berekend als
$h_{min} + u_{max}^2/2g - (h_{max} + u_{min}^2/2g)$.
Na combinatie met vgl.(5.15) en elimineren van h_{min} en h_{max} met behulp van vgl.(5.7) volgt voor het energieverlies in de sprong:

$$\Delta E = \frac{u_{max} - u_{min}}{u_{max} + u_{min}} \; \frac{(u_{max} - u_{min})^2}{2g} \qquad (5.17)$$

De aldus verkregen turbulente energie wordt door de hoofdstroming getransporteerd over het terras. Als gevolg van de overdracht van energie naar kleinschaliger wervels en de uiteindelijke dissipatie zal de "turbulentie" op het terras geleidelijk uitdempen. De minimale waarde wordt bereikt in het gebied van de stroomcontractie, vlak voor de rand van het terras. Aangezien zowel vgl.(5.16) als vgl.(5.17) uit de lokale impulsbalans zijn afgeleid en vgl.(5.7) algemeen geldig is, wordt aan vgl.(5.17) en vgl.(5.16) steeds simultaan voldaan.
ΔE bepaalt dus het lokale energieverlies in de sprong en is alszodanig impliciet een funktie van de terrashelling (via de verhanglijn) en van de traphoogte (via de relatie Δ_s–u_{max}–> h_{min}).
In bijlage III is beschreven, hoe door ir. W.T.Bakker met behulp van bovenstaande vergelijkingen en enkele vereenvoudigingen, langs analytische weg getracht is de terrasparameters te berekenen. Echter, in het vervolg van dit hoofdstuk zullen deze parameters numeriek worden bepaald met de volledige vergelijkingen(IV).

5.1.5 Zandtransporten op het bovenwaterstort

Het zandtransport in rivieren, waar doorgaans van een (quasi-) uniforme stroming kan worden uitgegaan, wordt berekend met een van de conventionele zandtransportformules. Met de dimensieloze transportcapaciteit en de dimensieloze schuifspanningsparameter, gedefinieerd volgens resp.

$$\Phi = s \,/\, \sqrt{(g \Delta D^3)} \tag{5.18}$$

$$\Theta = u_*^2 \,/\, (\Delta\ g\ D) \tag{5.19}$$

wordt de transportcapaciteit algemeen benaderd door:

$$\Phi = f(\Theta) \tag{5.20}$$

Hierbij is de funktie f in veel gevallen een machtsrelatie, waarin Φ evenredig is met Θ tot een zekere macht. Deze transportformules voor uniform zandtransport kunnen ook worden geschreven in termen van stroomsnelheid middels de principeformulering:

$$s = a\ u^b \tag{5.21}$$

Het transport wordt dus evenredig gesteld met u^b. In het algemeen geven deze formules het transport als volume gesedimenteerd zand, dus inclusief poriën.
Voor de herleiding van vgl.(5.20) tot vgl.(5.21) en vv. wordt gebruik gemaakt van een bodemwrijvingscoefficient als de verhouding tussen de schuifspanningssnelheid, u_* en de stroomsnelheid ,u.
De fysische achtergrond van formules als vgl.(5.20) en vgl.(5.21) bestaat in feite uit de meer fundamentele relaties tussen de (verdeling van de) stroomsnelheid enerzijds en de opwerveling of "entrainment", de concentratieverdeling en de turbulente diffusie anderzijds. Deze relaties zijn in het algemeen zeer complex en de resulterende transportfunkties f zijn dan ook in het algemeen van empirische aard. Voor zowel de opwerveling of entrainment als voor de turbulente diffusie of "eddy viscosity" en voor de vertikale concentratieverdeling bestaan standaardfunkties voor het geval van uniforme stroming. In par.4.5 is beschreven, hoe de transportformules kunnen worden gebruikt om een expliciete uitdrukkig te krijgen voor een (afhankelijke) parameter uit de acht (q,u,h,D,c,u_*,i,s) als funktie van de overige zeven (onafhankelijke) parameters. De belangrijkste onafhankelijke parameters zijn in de praktijk de korreldiameter, D, de over de diepte gemiddelde concentratie, c en het specifiek debiet, q. De bodemwrijvingscoëfficiënt is daarbij gebruikt als ijkingsparameter. Na aanpassing van de constante in een van de conventionele transportformules (Engelund-Hansen), die ook de vorm heeft van vgl.(5.20), bleken de berekende- en op het stort gemeten hellingen, i, overeen te komen. Voor de stroming over terrassen, met trapjes en watersprongen, is een uniform transportmodel in principe niet van toepassing. Naast de aanpassing van de ijkingsparameter en van de constante in een der conventionele transportformules is daarom ook het niet-uniforme karakter van het transport op de terrassen meer in detail beschouwd.

Als gevolg van de afwisselend subkritische- en superkritische stroming zal ook het transport variaties vertonen in de stromingsrichting. In het algemeen geldt, dat het bodemtransport wordt bepaald door de bodemschuifspanning, terwijl het suspensietransport bovendien in belangrijke mate wordt bepaald door de turbulente eddy viscosity en de stroomsnelheid. Vooral de regelmatig optredende watersprongen veroorzaken de hoge waarden van de eddy viscosity, die nodig zijn voor een aanzienlijk suspensietransport.
Ter plaatse van de trapjes, waar relatief hoge stroomsnelheden optreden, wordt zand vrijgemaakt van de bodem. In de watersprong wordt dit zand, als gevolg van de hoge waarden van de eddy viscosity , in suspensie gebracht. Dit leidt ter plaatse tot een piek in de suspensielast en daarmee van de concentratie: $\hat{c}$.
In de subkritische stroming op de terrassen neemt de turbulentieintensiteit geleidelijk af en zal een deel van de in de watersprong ontstane extra-suspensielast bezinken. Een en ander heeft tot gevolg, dat op de terrassen de sedimentatie overheerst, terwijl de trappen eroderen. Waneer de sedimentatie op de terrassen juist gelijk is aan de erosie op de trappen, is het terrasvormige stort als geheel stabiel. Het gemiddelde transport op een terras is dan gelijk aan de zandproduktie bij de spuitmond. Bij overheersen van sedimentatie of erosie zal het stroomvoerende stort als geheel aangroeien resp. eroderen.

In een geschematiseerde vorm ziet het zandtransport er uit als in het schema van fig.5.6.

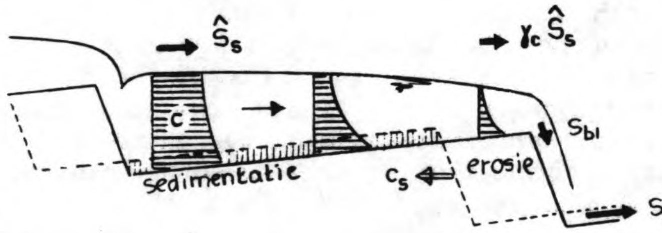


fig.5.6 Geschematiseerd zandtransport op een terras

Op het terras neemt het suspensietransport geleidelijk af door uitzakking, van de piekwaarde, s_s^, tot de restsuspensielast, γ_c s_s^. Het bodemtransport neemt toe met de stroomsnelheid, tot een waarde s_{b1} op de rand van het terras, om vervolgens langs de trap sterk toe te nemen tot een waarde s_{b2}. Ter plaatse van de watersprong wordt dit tot s_{b2} toegenomen bodemtransport, tesamen met de suspensierest γ_c s_s^, over de gehele vertikaal opgevoerd. Het zand wordt hier dus weer als de maximum suspensielast,s^, verder getransporteerd.
De erosie van de trap, welke in eerste instantie het bodemtransport- en uiteindelijk dus het suspensietransport ten goede komt, leidt tot een tegenstroomse voortplanting van de trap. De voortplantingssnelheid wordt aangegeven met c_s. Het gevolg van het eroderen van de trappen is een tegenstroomse verplaatsing van het gehele systeem van terrassen.

Het verloop van het suspensietransport op het terras is een gevolg van het uitzakken van het zand. Voor zover dit zand niet als bodemtransport wordt meegevoerd, zal het ten goede komen aan de ophoging van de terrassen. Wanneer wordt aangenomen, dat de stroomsnelheid op een terras voldoende is gekarakteriseerd door een representatieve gemiddelde waarde, u, dan kan voor het verloop van het suspensietransport en de gemiddelde concentratie als funktie van x een eenvoudige uitdrukking worden gevonden.
Hierbij is x positief gekozen in de stromingsrichting.
Voor de over de vertikaal gemiddelde concentratie, c, en voor zand met een constante valsnelheid, w, luidt de continuiteitsvoorwaarde:

$$h \frac{\partial c}{\partial t} = -w\,c - h\,u \frac{\partial c}{\partial x} \qquad (5.22)$$

In een met snelheid u meebewegend coordinatenstelsel wordt dit:

$$w\,c = -h \frac{\partial c}{\partial t} \qquad (5.23)$$

Als beginvoorwaarde, vlak na de watersprong, geldt: t=0 ; c=c^, zodat de oplossing van vgl.(5.23) luidt:

$$c = c\hat{}\ \exp(-w\ t\ /\ h) \qquad (5.24)$$

Aangezien $\partial x/\partial t = u$, met x=0 voor t = 0, geldt x = u t, zodat met vgl.(5.24) voor c wordt gevonden :

$$c = c\hat{}\ \exp(-w\ x\ /\ q) \qquad (5.25)$$

Volgens vgl.(5.25) zal dus voor de fractie γ_c van de initiele concentratie (c^ voor x=0) aan het einde van het terras (x=L) gelden, dat:

$$\gamma_c = \exp(-w\ L\ /\ q) \qquad (5.26)$$

$\ln \gamma_c = -wL/q \quad \Rightarrow L = -\frac{q}{w} \ln \gamma_c$

De concentratie zal dus sterker afnemen bij:

- grotere valsnelheid ,w, ofwel, grotere korreldiameter,D
- grotere terraslengte, L
- kleiner specifiek debiet ,q

In het algemeen ligt de valsnelheid vast bij gegeven korreldiameter, echter, bij hoge concentraties en/of hoog slibgehalte zal de valsnelheid worden gereduceerd. Als gevolg van het niet-uniforme karakter van de stroming op een terras zal u met x varieren, zodat in het algemeen geldt, dat $u(x) < u_{gem}$ voor $x/L \ll 1$ en $u(x) > u_{gem}$ voor $x/L \gg 0$.
Ten opzichte van de benadering met $u(x)=u_{gem}=u$ en het concentratieverloop volgens vgl.(5.22) zal de concentratie in werkelijkheid een iets afwijkend gedrag vertonen (zie fig.5.7).

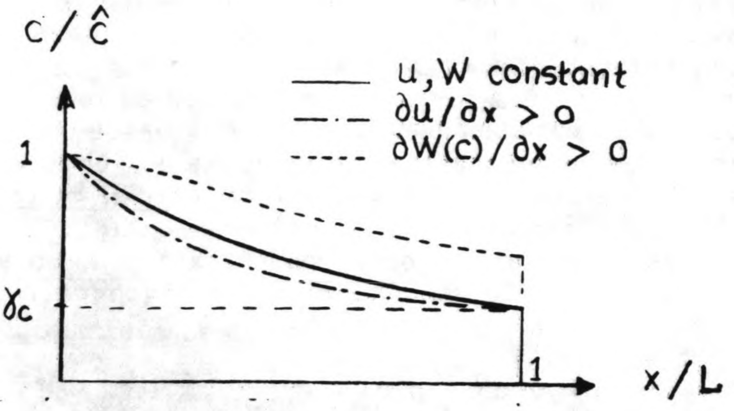


fig.5.7 Het concentratieverloop op een terras

Voor dit verloop lijkt vooralsnog vgl.(5.25) een bruikbare benadering. De reduktie van de valsnelheid als gevolg van hoge concentraties en slib, zoals behandeld in par.4.3.3 resp. par.n4.3.2 kan op eenvoudige wijze in de gevolgde benadering worden verdisconteerd. De effecten van valsnelheidsreductie en toename van de stroomsnelheid zijn tegengesteld, echter bij een sterke valsnelheidsreductie kan de restfractie γ_c behoorlijk toenemen.

In fig.5.8 is schematisch de sedimenthuishouding van een terras weergegeven.

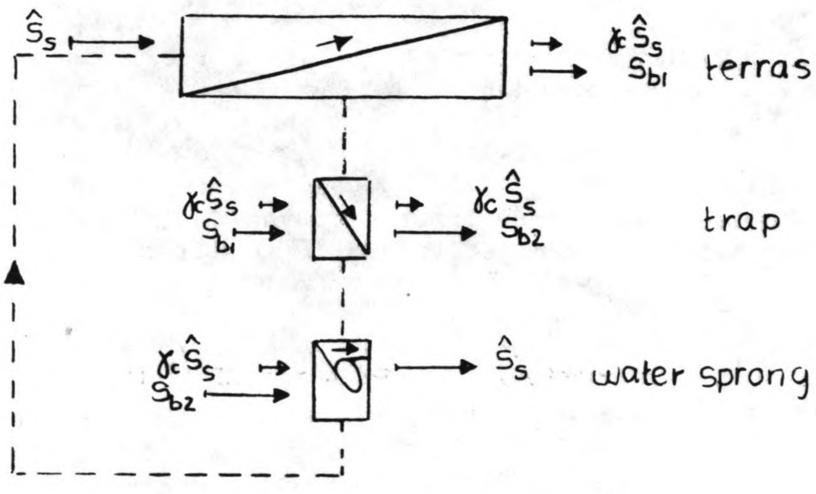


fig.5.8 De sedimenthuishouding op een terrasvormig stort

5.1.6 De trapjessnelheid

Voor de beoordeling van de stabiliteit van een terrasvormig stort speelt bij de faktor erosie de loopsnelheid van de trapjes(tegen de stromingsrichting in) een doorslaggevende rol.

Immers, een trap ter hoogte van Δ_s, die zich verplaatst met een snelheid c_s in de richting van de hoge zijde verpaatst, geeft een lokaal zandverlies van Δ_s c_s (zie fig.5.9).

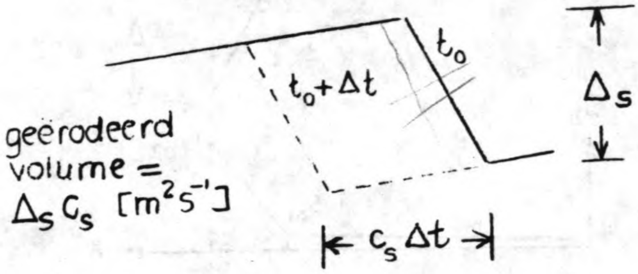


fig.5.9 Zandverlies bij een terugschrijdend terras

Voor de berekening van de snelheid c_s staat een aantal mogelijke concepten ter beschikking. Hierbij wordt er van uitgegaan, dat het proces, dat verantwoordelijk is voor de terugschrijding, voornamelijk hydraulisch – morfologische –, dan wel grondmechanische elementen bevat.
Hoewel het verschijnsel van een terugschrijdend terras als zodanig nooit in detail is bestudeerd, zijn er toch analogieën aan te geven, die bij de beschrijving ervan kunnen helpen. Deze analogieën zijn:

a) de ontwikkeing van een ontgrondingskuil achter een bodembestorting.
b) de voortplanting van bodemribbels in een uniforme stroming over een zandbed.
c) bresvorming bij de zandwinning met behulp van zandzuigers.

Deze analogieën zullen in een aantal afzonderlijke paragrafen worden behandeld.
Wanneer de trap terugschrijdt als gevolg van pure erosie moet in principe een zandbalans voor de trap de gezochte terugschrijdingssnelheid opleveren. Onder de aanname, dat in eerste instantie vooral de bodemtransportgradiënt de erosie bepaalt (slechts het bodemtransport past zich momentaan aan bij de lokale bodemschuifspanning), geldt op grond van continuiteit (fig.5.10):

$$c_s \; \Delta s = s_{b2} - s_{b1} \qquad (5.27)$$

Hierbij is $s_b = s_b(u^*)$. Echter transportformules zijn in principe niet geijkt bij versnellende, superkritische stroming en zijn daarom in feite niet bruikbaar. Voor praktisch gebruik is dus vgl.(5.27) niet zonder meer geschikt.

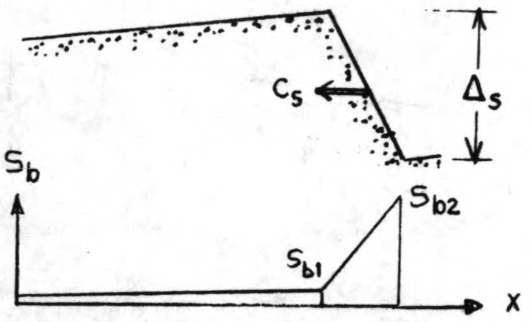


fig.5.10 Erosie door een bodemtransportgradiënt

Een iets andere benadering voor c_s gaat uit van de entrainment vanuit een (dunne) laag vlak boven de bodem. In deze (bodem)laag heerst een bodemconcentratie, c_b, welke lokaal bepaald wordt door voornamelijk u* en D (zie fig.5.11). Er bestaan dan ook diverse empirische relaties van de vorm $c_b = c_b(u^*, D, \ldots..)$.
Tesamen met de stroomsnelheid in de bodemlaag, welke in het algemeen van de orde van grootte van 10u* is, bepaalt deze c_b de grootte van het bodemtransport. In een evenwichtssituatie zijn entrainment ,E en sedimentatie uit de bodemlaag ,wc_b, aan elkaar gelijk. Door nu te stellen, dat voor niet-evenwichtssituaties de entrainment vanuit de bovenlaag hetzelfde is als onder dezelfde - doch nu uniforme -stromingscondities (snelheid,schuifspanning), geldt voor de entrainment ,E:

$$E = w\, c_b \tag{5.28}$$

De korrels op de bodem 'weten' als het ware niet dat er geen evenwichtstoestand is en reageren slechts op de op de lokale schuifspanning.
Voor een trap met helling β en een poriengehalte n van het terras geldt dan (zie fig.5.11) :

$$c_s = \frac{\sin(\beta)}{1 - n}\, w\, c_b \tag{5.29}$$

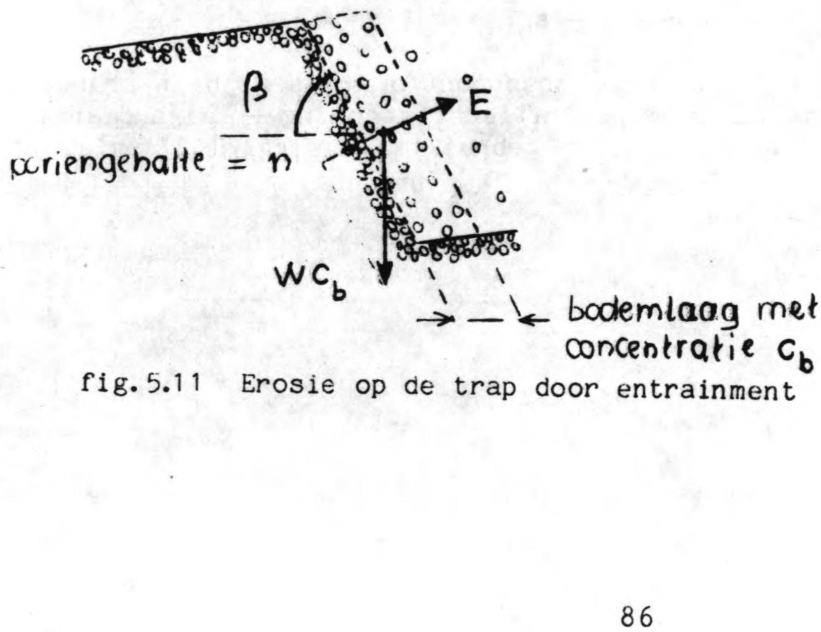


fig.5.11 Erosie op de trap door entrainment

Een bovengrens voor c_s wordt gevonden door voor c_b te substitueren de maximale concentratie in een gesedimenteerd korrelpakket : $1-n$.
De hierboven gedane aanname impliceert meteen dat c_s evenredig is met de valsnelheid ,w en daardoor toeneemt met de korreldiameter. Dit volgt overigens ook uit de bresanalogie (zie par.5.1.6 c). De orde van grootte voor de bovengrens van c_s zal volgens vgl.(5.29) liggen tussen 10^{-3} en 10^{-2} m/s.

ad a) De ontgrondingskuilanalogie

Wanneer een eroderende bodem in (bijvoorbeeld) een rivier, gedeeltelijk wordt vastgelegd met behulp van een beschermingsconstructie van (bijvoorbeeld) stortsteen, zal juist benedenstrooms van de bescherming een ontgrondingskuil ontstaan (zie fig.5.12).

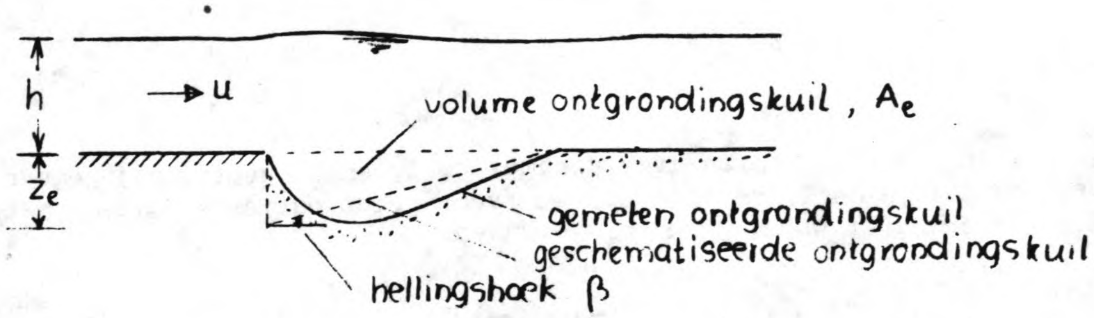


fig.5.12 Ontgronding achter een bodembescherming

Laboratoriumproeven, uitgevoerd om de deze ontgrondingen kwantitatief te beschrijven als funktie van gegeven stomings- en zand parameters, resulteerden in een empirische ontgrondingsformule (De Graauw,Pylarczyk, 1980):

$$z_e = K\ (\alpha\ u - u_c\ )^{1.7}\ h^{0.2}\ t^{0.4} \tag{5.30}$$

Hierin is z_e = maximale ontgrondingsdiepte
u = bovenstroomse stroomsnelheid
u_c = kritieke stroomsnelheid voor initieel transport
h = bovenstroomse waterdiepte
t = tijd
α = de zg. ontgrondingscoëfficiënt (= 1 tot 10 !)
K = $10\ \Delta^{0.7}$ (=0.07 [$s^{1.3} m^{-0.9}$]) voor Δ=1.65

In feite geeft de coefficient α de invloed van verschillende faktoren, welke niet in de basisformule zijn vertegenwoordigd. De belangrijkste daarvan zijn:

- de aanstroomcondities, welke behalve door u, ook worden bepaald door de bodemruwheid en de turbulentiekarakteristieken.
- verschillende interaktieve relaties tussen de ontgrondingsgeometrie enerzijds en het stroombeeld in de kuil anderzijds.

Wat van belang is zijn de exponenten in vgl.(5.30). Deze geven een indicatie voor het relatieve belang van variaties in de stroomsnelheid, de waterdiepte en de tijd.
De analogie met de erosie bij een trap is het omlaag stromende of schietende water, waardoor lokaal zand erodeert. In deze analogie zit impliciet de aanname dat onderaan de trap permanent een ontgrondingskuil wordt gevormd, welke, ook permanent, weer gedeeltelijk wordt opgevuld door van de trap afglijdend zand. De actieve parameter is hier dus de stroomsnelheid of bodemschuifspanning , terwijl de reactie wordt gevormd door dichtheid en diameter van het zand en door grondmechanische parameters, welke het afglijden tegenwerken. Op het stort geldt, wanneer de traphoogte Δ_s constant is, dat evenveel zand van de trap omlaag glijdt als er onderaan de trap erodeert. Concreet luidt dan de analogie, dat de erosiecapaciteit of de toename van het volume van de ontgrondingskuil , dA_e/dt (zie fig.5.12), gelijk is aan de afname per tijdseenheid van het zandvolume op de trap, $c_s \Delta_s$.
Wanneer wordt uitgegaan van de geschematiseerde kuil van fig.5.12, met een oplopende helling van tg(β), dan geldt voor de momentane kuilinhoud A_e:

$$A_e = 1/2 \; z_e^2 \; / \; tg(\beta) \tag{5.31}$$

Gelijkstellen van de beide analoge parameters Δ_s en z_e geeft, bij gegeven waarde voor u, u_c, h en α, de tijd t_s, waarvoor geldt dat $\Delta_s = z_e(t)$. Met vgl.(5.30) voor $z_e(t)$ wordt voor t_s gevonden:

$$t_s = K^{-2.5} \; \Delta_s^{2.5} \; (\alpha \; u - u_c)^{-4.3} \; h^{-0.5} \tag{5.32}$$

Juist op dit tijdstip is van belang hoeveel zand van de trap omlaag glijdt ofwel, hoe groot de erosiecapaciteit, dA_e/dt, is op $t=t_s$.
Substitutie van $z_e(t)$ volgens vgl.(5.30) in vgl.(5.31) voor $A_e(z_e)$, differentiëren naar t en substitutie van t_s volgens vgl.(5.32) geeft een uitdrukking voor de momentane erosiecapaciteit:

$$\frac{dA_e}{dt} = \frac{0.4 \; K^{2.5}}{tg(\beta)} \; \Delta_s^{-0.5} \; (\alpha \; u - u_c)^{4.3} \; h^{0.5} \tag{5.33}$$

De analogie leidt tot de volgende voorwaarde:

$$c_s \; \Delta_s = dA_e/dt \quad ; \; t=t_s \tag{5.34}$$

Combinatie van vgl.(5.32) tm vgl.(5.34) geeft ten slotte de gezochte empirische relatie voor c_s:

$$c_s = \frac{0.4 \; K^{2.5}}{tg(\beta)} \; \Delta_s^{-1.5} \; (\alpha \; u - u_c)^{4.3} \; h^{0.5} \tag{5.35}$$

5.1.7 Onbeperkte suspensie in de watersprong

Bij de schematisatie van de stroming en de zandbeweging op een terrasvormig stort is er van uitgegaan, dat al het op de trap geerodeerde zand bij de watersprong in suspensie gaat.
Met een eenvoudige energiebeschouwing wordt in deze paragraaf onderzocht of hierbij de beschikbare energie niet een beperkende faktor vormt.
De stroming langs de trap bevat naast het van de trap eroderende zand ook nog de rest- suspensielast, afkomstig van het bovenstroomse terras. Al dit gesuspendeerde zand, wat met de stroomsnelheid u_s mee omlaag stroomt, vertegenwoordigt een zeker vermogen. Dit vermogen kan dan vervolgens worden aangewend voor de verdere opvoering van zand in de vertikaal. Het door de stroming meegevoerde zand wordt verondersteld te zijn geconcentreerd halverwege de vertikaal.

Daarnaast is een hoeveelheid energie beschikbaar, die gelijk is aan de in de sprong "verloren" gegane energie (zie par. 5.1.4). Deze hoeveelheid energie is in de volgende beschouwing verwaarloosd. Deze beschouwing moet daarom enigszins relativerend worden bezien en kan dus slechts een eerste indikatie geven of er genoeg energie beschikbaar is voor opwervelen van het sediment ter plaatse van de watersprong.

In de watersprong moet het zand dus worden opgevoerd van een hoogte $1/2h_{min}$ tot een hoogte $1/2h_{max}$ (zie fig.5.15).
De afstand in de stromingsrichting, waarover dit opvoeren moet plaats vinden, is gelijk aan de lengte, L_s, van de watersprong. Voor deze lengte geldt bij benadering:

$$L_s = 7\,(h_{max} - h_{min}) \tag{5.44}$$

De opvoerhoogte, H_s, is dus volgens aanname gelijk aan:

$$H_s = \frac{1}{2}\,(h_{max} - h_{min}) \tag{5.45}$$

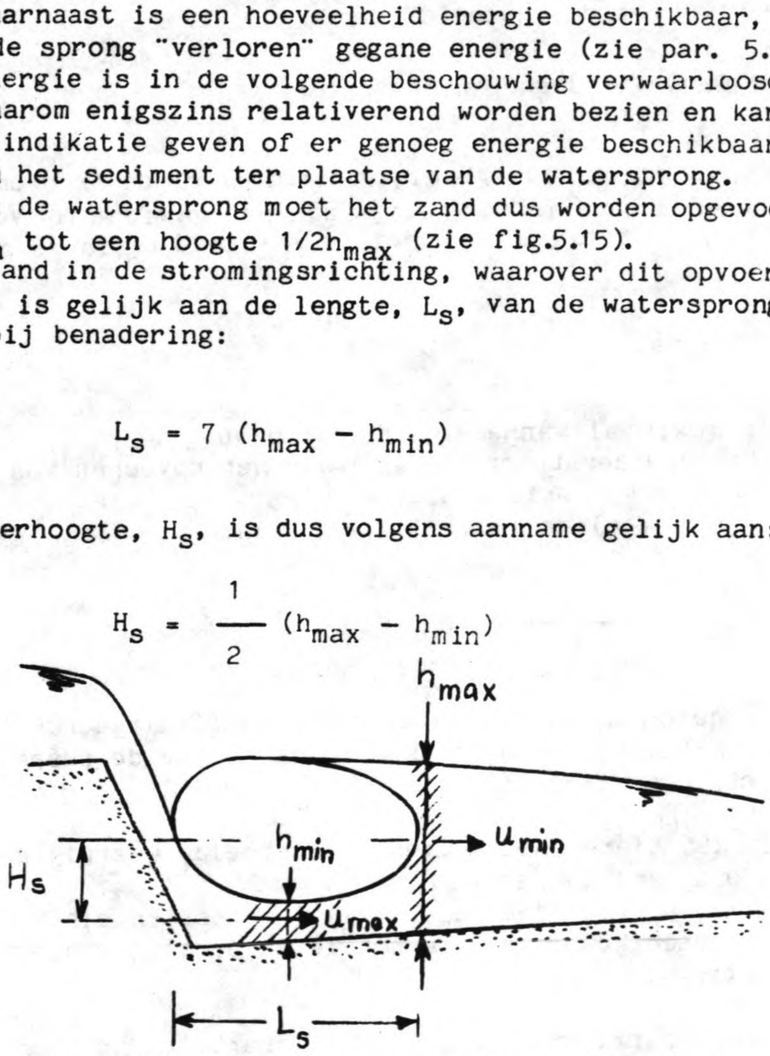


fig.5.15 Het opvoeren van de sedimentlast in de watersprong

De gemiddelde snelheid, waarmee het zand binnen de lengte L_s wordt opgevoerd, zij v_s. Voor v_s geldt dan, met vgl.(5.45):

$$v_s = \frac{1}{2}\,\frac{(h_{max} - h_{min})}{T_s} \tag{5.46}$$

T_s is de beschikbare tijd, de gemiddelde verblijfsduur van het zand in de watersprong. Voor T_s geldt dan:

$$T_s = \frac{2\ L_s}{u_{max} + u_{min}} \qquad (5.47)$$

Combinatie van de vgl.(5.44),(5.46) en (5.47) levert:

$$v_s = \frac{u_{max} + u_{min}}{28} \qquad (5.48)$$

Voor volledige opvoering van de suspensie is nodig een vermogen gelijk aan het gewicht onder water, m_s, per m2 bodemoppervlak, van het meegevoerde zand, vermenigvuldigd met de snelheid (v_s + W):

$$P_o = m_s\ (v_s + W) \qquad (5.49a)$$

Het beschikbare vermogen, als gevolg van het langs de trap omlaag komende, gesuspendeerde zand is dan gelijk aan het gewicht m_0 van het omlaag komende zand, vermenigvuldigd met de snelheid u_s langs de trap.

$$P_s = m_0\ u_s \qquad (5.49b)$$

Het vermogen P_s is maximaal wanneer geldt dat $u_s = u_{max}$.
Bij deze aanname kan een eerste criterium voor het opvoeren van de suspensie worden geformuleerd op basis van de eis: $P_s > P_o$.
Substitutie van vgln.(5.49a) en (5.49b) geeft dan:

$$u_{max} > \frac{m_0}{m_s}\ (v_s + W) \qquad (5.50)$$

Voorlopig wordt aangenomen dat de hoeveelheden zand, uitgedrukt in m_s en m_0, gelijk zijn, ofwel dat tussen de trap en de sprong de suspensielast niet meer verandert, dus $m_s = m_0$.

Ter indikatie kan dienen het volgende voorbeeld, waarbij gegeven zijn: w=0.02 m/s, u_{max} = 1 m/s en u_{min} = 0.6 m/s.
Volgens deze gegevens is inderdaad $u_{max} > (v_s + W)$, zodat in dit voorbeeld het benodigde vermogen beschikbaar is. De totale suspensie is hier dus energetisch niet beperkt.

Sommige onderzoekers en met name Bagnold(1962) hanteren het begrip "efficiency factor" voor de berekening van het voor het zandtransport beschikbare vermogen. Ten aanzien van de efficiency van de bij een watersprong gegenereerde grootschalige wervels kan worden verwacht dat deze relatief hoog is in vergelijking met de efficiency van de meer kleinschalige wervels, die in feite de diffusie van het zand bepalen. Het transport in de grootschaliger turbulentiestrukturen is in feite meer convectief dan diffusief en dus veel sneller ofwel effectiever.

5.1.8 Berekening van de evenwichtshelling van het stort

Alhoewel het optreden van terrassen en terugschrijdende trapjes wijst op een instationair verschijnsel, kan het stort als geheel wel degelijk stationair zijn. De lokale, lopende verstoringen treden in dat geval op bij een stort, waarvan het lokale, tijdsgemiddelde, peil constant is. Ook de tijdsgemiddelde "over-all" helling van het stort is dan dus constant. Deze helling wordt hier verder aangeduid met i. De helling van de (licht oplopende) terrassen is i_b. Tesamen met de vertikale en horizontale karakteristieke lengte-eenheden van de terrassen, resp. de traphoogte, Δ_s en de terraslengte, L, bepaalt i_b de uiteindelijke helling, i, van het stort volgens:

$$i = i_b + \frac{\Delta_s}{L} \tag{5.51}$$

Het tijdsgemiddelde evenwichtsstort, hier verder "evenwichtsstort" genoemd, kan slechts bestaan onder bepaalde evenwichtsvoorwaarden. Deze voorwaarden kunnen worden geformuleerd in termen van i_b,Δ_s en L, maar ook van het op het stort te kiezen specifiek debiet, q.
In het algemeen zijn er twee categorieën van evenwichtsvoorwaarden:

- hydraulische voorwaarden
- morfologische voorwaarden

Aangezien de helling wordt bepaald door drie onbekenden ,i_b,Δ_s en L, zijn er dus drie voorwaarden nodig om deze op te kunnen lossen.
Beide voorwaarden hebben betrekking op waterspiegel,energielijn,bodemhelling resp. op de sedimentatie en erosie op het stort.
Als extra voorwaarde is gekozen voor een additionele morfologische voorwaarde. Deze voorwaarde houdt in feite in, dat een bepaalde fraktie van het bij de trap geerodeerde en gesuspendeerde zand op het terras moet bezinken. De genoemde drie voorwaarden worden hieronder nader behandeld.

5.1.9 De hydraulische evenwichtsvoorwaarde

De hydraulische evenwichtsvoorwaarde heeft betrekking op twee kenmerken van het stort:

- De lijn van de vrije waterspiegel
- De energielijn

Van de eerste wordt geeist, dat deze continu of gesloten is, terwijl de gemiddelde hellingen van de energielijn en van het stort gelijk moeten zijn. Dit betekent dat het totale verlies aan energiehoogte, door bodemwrijving en door lokale verliezen ter plaatse van de watersprongen, per lengte-eenheid in de stromingsrichting, gelijk is aan de gemiddelde helling, i, van het stort.

Wanneer ΔE_f en ΔE de energieverliezen voorstellen, die veroorzaakt worden door resp. bodemwrijving en vertraging bij de sprong, kan de hydraulische voorwaarde worden geformuleerd als:

$$i_e = \frac{\Delta E_f + \Delta E}{L} \qquad (5.52)$$

Hierin wordt ΔE berekend volgens vgl.(5.17), zodat ΔE pas kan worden berekend als u_{max} en u_{min} bekend zijn. Aangezien met Δ_s ook meteen i gedeelteijk is vastgelegd, worden i en ΔE iteratief bepaald. Het gebruikte rekenprogramma kan worden samengevat in het schema van fig.5.16. De listing is opgenomen als bijlage 5.2.

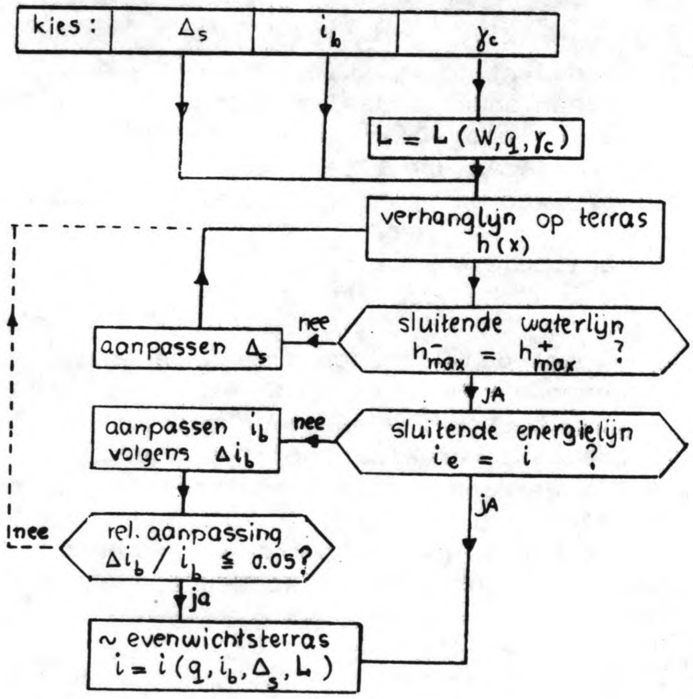


fig.5.16 Schema voor de bepaling van de evenwichtshelling

In het programma wordt eerst (bij vaste waarde voor q) een startwaarde gekozen voor i_b en L (resp. terrashelling en lengte). L wordt gekozen op basis van de (morfologische) voorwaarde, dat aan het eind van het terras nog slechts een fraktie γ_c van de oorspronkelijk bij de trap aanwezige concentratie aanwezig is. Vervolgens wordt de verhanglijn op het terras berekend met behulp van vgl.(5.8). Als benedenstroomse randvoorwaarde geldt $h=h_g$ op de rand van het terras. Voor een afstand x=L stroomopwaarts wordt na een aantal stappen een waterdiepte, $h_{max}{}^+$, berekend juist benedenstrooms van de watersprong (zie fig.5.5).

h_{max}^- is de waterdiepte die berekend wordt vanaf de bovenstrooms gelegen trap.

Wanneer nu geldt dat $h_{max}^+ = h_{max}^-$ is de waterlijn gesloten.

Onderaan de trap, juist voor de sprong, is de waterdiepte minimaal, h_{min}. Is nu de waterlijn gesloten, dan ligt met het verschil $h_{max} - h_{min}$ over de sprong ook meteen het LOKALE energieverlies over de sprong vast.

Op basis van de voorwaarde van een gesloten waterlijn is nog een onbeperkt aantal combinaties van i_b en Δ_s mogelijk. Daarbij hoort bij een steiler oplopend terras een grotere traphoogte en een groter lokaal energieverlies ΔE.

Bij iedere combinatie van i_b, Δ_s en L is volgens vgl.(5.51) de gemiddelde bodemhelling van het stort bepaald.

ΔE en ΔE_f vormen samen het energieverlies. Voor betrekkelijk gladde, 'korrelruwe' terrassen, is hiervan ΔE in veel gevallen dominerend.

Vervolgens worden stort- (i) en energiehelling (i_e) berekend volgens vgl.(5.51) resp. vgl.(5.52).

Bij een gesloten waterlijn is het lokale energieverlies, ΔE, in samenhang met i_b en Δ_s, weliswaar bepaald, i en i_e, berekend volgens vgl.(5.51) resp. vgl.(5.52), behoeven hiermee nog niet gelijk te zijn.

In het algemeen blijft er een restterm ongelijk aan nul, die slechts voor een deel samenhangt met de afbreekfout, die ontstaat bij de sluiting van de verhanglijn.

Door aanpassen van de terrashelling i_b en vervolgens van Δ_s, teneinde weer tot een sluitende waterlijn te komen, wordt met het rekenprogramma die combinatie gezocht, waarbij tevens geldt, dat $i = i_e$.

Na aanpassen van i_b wordt dus opnieuw een verhanglijnberekening uitgevoerd en worden Δ_s en i_e opnieuw berekend.

Bij voldoende kleine relatieve aanpassing, $\Delta i_b / i_b$, van de terrashelling is de evenwichtsconfiguratie van L, Δ_s en i_b gevonden. Deze procedure kan worden doorlopen voor verschillende waarden voor L.

In het programma is de toename van de bodemruwheid bij grotere debieten verdisconteerd door r te koppelen aan q volgens:

$$r = 0.01 \; h_g \qquad (5.53)$$

Voor r is echter een minimumwaarde van 0.5 mm aangehouden.

5.1.10 De morfologische evenwichtsvoorwaarde

Een evenwichtsstort moet als hydraulisch systeem, maar ook wat betreft de zandhuishouding in evenwicht zijn. Dit kan worden geillustreerd met behulp van fig5.17.

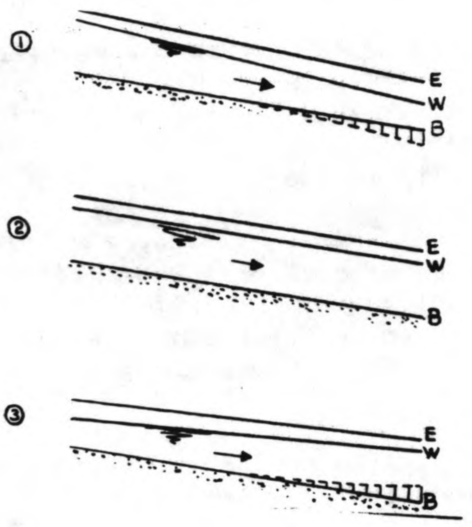


fig.5.17 Stabiele- en instabiele bodemhellingen

In het eerste geval is de (gemiddelde) helling van de bodem van het stort (B) te flauw tov. de (gemiddelde) energiehelling (E). Het gevolg is, dat het stort vanaf de benedenrand gaat eroderen, totdat de hellingen van bodem (B) en energie (E) gelijk zijn zoals in het tweede geval.
Bij een te steil stort, zoals in geval 3, zal van onderaf sedimentatie optreden totdat de situatie van geval 2 is bereikt.
In de praktijk van een stort in een getijdegebied treden in principe afwisselend de gevallen 1,2 en 3 op. Zonder getij zal steeds geval 3 optreden, dwz. tenminste, wanneer het stort vooruit gaat.
Gedurende de aanpassingsfasen, die in een getijdegebied in feite voortdurend optreden, zal het transport verlopen langs het stort. Zo zal in geval 1 het transport toe- en in geval 3 afnemen in de stromingsrichting.
In par.5.1.14 wordt ingegaan op de tijdschaal van de aanzanding en erosie van het stort.

De morfologische evenwichtsvoorwaarde luidt in zijn meest elementaire vorm:

$$S = \text{constant} \tag{5.54}$$

Dit betekent, dat tussen twee raaien aan- en afvoer van zand gelijk zijn.
Voor het stort moet gelden, dat de productie van de pijp gelijk is aan het gemiddelde transport op de terrassen en dus op het stort als geheel.
Met een concentratie c_p in de pijp geldt voor de zandproduktie:

$$P = Q\ c_p \tag{5.55}$$

Voor het transport geldt algemeen:

$$S = Q\ c \tag{5.56}$$

en per eenheid van stroomvoerende breedte:

$$s = q\ c \tag{5.57}$$

Hier is dan c de gemiddelde concentratie op een terras. Wanneer ook de produktie gelijkmatig over het stort verdeeld wordt, kan de evenwichtsvoorwaarde van vgl.(5.54) worden geschreven als:

$$c = c_p \tag{5.58}$$

Door integratie van vgl.(5.25) over de terraslengte, L, kan c worden berekend.

$$c_{gem} = \frac{1}{L}\, c\hat{}\int_0^L e^{-w\,x\,/\,q}\,dx \tag{5.59}$$

Uitwerken van vgl.(5.59) geeft de relatieve concentratie, $c/c\hat{}$, als funktie van de terraslengte, L:

$$\frac{c}{c\hat{}} = \frac{q}{w\,L}\,(1 - e^{-w\,L\,/\,q}) \tag{5.60}$$

Bij de afname van c, van $c\hat{}$ voor x=0 tot $\gamma_c\ c\hat{}$ voor x=L en dus voor het verloop van c als funktie van x, speelt de parameter W L/q de hoofdrol. De relatieve concentratie, $c/c\hat{}$, is kleiner bij grotere waarden voor W en L en groter bij kleinere q. De piekconcentratie, $c\hat{}$, vlak na de watersprong, wordt gevormd door:

- De rest-suspensielast van het vorige terras, $\gamma_c\ c\hat{}$
- Het bij erosie op de trap vrijgekomen zand, $(1-n)\ \Delta_s c_s/q$

In de watersprong gaat volgens de gekozen schematisatie al dit zand in suspensie tot de concentratie $c=c\hat{}$ opnieuw bereikt wordt.
Toepassen van het continuiteitsprincipe tussen de rand van het terras (x=L) en de watersprong (x=0) geeft een uitdrukking voor $c\hat{}$:

$$c\hat{}\ q = (1-n)\ c_s\ \Delta_s + c\hat{}\ q\ e^{-wL/q} \tag{5.61}$$

$$c\hat{} = (1-n)\ \frac{c_s\ \Delta_s}{q}\ (1 - e^{-wL/q})^{-1} \tag{5.62}$$

of met γ_c volgens vgl.(5.26):

$$\hat{c} = \frac{1-n}{1-\gamma_c}\ \frac{c_s\ \Delta_s}{q} \tag{5.63}$$

Substitutie van c volgens vgl.(5.59) in vgl.(5.58) met vgl.(5.63) voor $\hat{c}$ geeft de principevergelijking voor de morfologische evenwichtsvoorwaarde:

$$\frac{\Delta_s}{L} = \frac{1}{1-n} \frac{w}{c_s} c_p \qquad (5.64)$$

In de praktijk zullen w (via de korreldiameter, D) en c_p gegeven zijn. Voor losgepakt, vers gesedimenteerd zand geldt als goede benadering n=0.4, zodat alleen nog c_s als onbekende overblijft bij de berekening van de evenwichtsbijdrage ,Δ_s/L, van de terrassen tot de helling, i, van het stort. De fysische betekenis van vgl.(5.64) is , voor vaste waarde van c_s, in principe weergegeven in fig. 5.18.

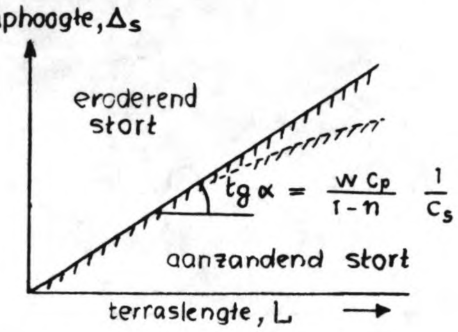


fig. 5.18 Morfologisch evenwicht als funktie van Δ_s en L

Bij vaste c_s bepaalt vgl. 5.64 een rechte lijn in het L–Δ_s vlak. Boven deze lijn liggen de "te steile" hellingen, welke eroderen, eronder liggen de "te flauwe" hellingen, welke aanzanden. Zonder een goede kwantitatieve beschrijving voor c_s echter, is de praktische bruikbaarheid van vgl. 5.64 als evenwichtsvoorwaarde beperkt.
In het geval dat c_s niet constant is, maar, zoals bijvoorbeeld volgens de ontgrondingskuilanalogie en vgl.(5.39), toeneemt met de traphoogte, Δ_s, zal de voorwaarde in het L–Δ_s vlak de vorm hebben van een – ten opzichte van de rechte lijn – neerwaarts gebogen kromme. Dit betekent, dat het aanzandende gebied kleiner wordt ten gunste van het eroderende gebied. Ook een evt. reductie van de valsnelheid zal aanleiding geven tot een kleiner aanzandend gebied.
Na substitutie in vgl.(5.64) van de via de ontgrondingsanalogie verkregen vgl. (5.39) als uitdrukking voor c_s, wordt de evenwichtsvoorwaarde:

$$\Delta_s = \left[\frac{1}{1-n} \frac{tg(\beta)}{0.2\,\alpha^{\prime 4.3}} \frac{w}{q^{0.33}} c_p\, L \right]^{0.61} \qquad (5.65)$$

Met vgl.(5.25) kan L geschreven worden als:

$$L = -\ln(\gamma_c)\; q/w \qquad (5.66)$$

Via delen door L ontstaat een uitdrukking voor de hellingbijdrage, Δ_s/L:

$$\frac{\Delta_s}{L} = \left[\frac{1}{-\ln(\gamma_c)} \right]^{0.39} \left[\frac{1}{1-n} \frac{tg(\beta)}{0.2\,\alpha'^{4.3}} c_p \right]^{0.61} \frac{w}{q^{0.59}} \qquad (5.67)$$

Wanneer bovendien geldt, dat $i_b << \Delta_s/L$ (dus relatief erg flauwe terrassen), dan geldt direct voor de helling van het stort:

$$i = \left[\frac{1}{-\ln(\gamma_c)} \right]^{0.39} \left[\frac{1}{1-n} \frac{tg(\beta)}{0.2\,\alpha'^{4.3}} c_p \right]^{0.61} \frac{w}{q^{0.59}} \qquad (5.68)$$

Het betreft hier dus de evenwichtshelling op basis van de morfologische voorwaarde met c_s volgens de ontgrondingsanalogie en een restfraktie γ_c. Gezien de onzekerheid mbt. de juiste waarde van de verschillende constanten en parameters, kan vgl.(5.68) in een wat algemener vorm worden geschreven, die overeenkomsten vertoont met de voor uniforme stroming afgeleide vergelijking in par.4.5.3.2:

$$i = \text{constante} \quad c_p^{0.61} \quad \frac{w}{q^{0.59}} \qquad (5.69)$$

Met, bijvoorbeeld, $\alpha'=0.65$,$\gamma_c=0.5$ en $tg(\beta)=1/2$ krijgt de constante een waarde van 8.5.

5.1.11 Resultaten

Hieronder zullen de resultaten worden gegeven van de berekening van de evenwichtshellingen, i, van het stort. In het algemeen geldt dat $i = i(q, i_b, \Delta_s, L)$.
Door het inzetten van buldozers op het stort kan het specifiek debiet, q, worden gekozen door spreiding van de mengselproduktie, Q, over een zekere breedte. Om deze reden is q de belangrijkste onafhankelijke parameter met i_b, Δ_s en L als de overige parameters, zodat $i = i(q; i_b, \Delta_s, L)$.
De waarden van i_b, Δ_s en L worden bepaald met de volgende voorwaarden:

a) een restconcentratie γ_c aan het eind van de terrassen. Tabel 5.2 geeft een overzicht van L als funktie van q en γ_c.

b) een sluitende waterlijn op het stort

c) gelijke gemiddelde hellingen voor de bodem en de energielijn volgens vgl.(5.51)

Ten aanzien van deze voorwaarden volgen hier nog enkele opmerkingen. Beide voorwaarden b) en c) betreffen het hydraulische systeem, terwijl a) is gebruikt als een additionele morfologische voorwaarde teneinde de terraslengte L direct te kunnen bepalen.

q	γ_c [%]			
[m^2s^{-1}]	5	10	50	90
0.05	7	5	1	0
0.10	14	11	3	0
0.15	22	17	5	0
0.20	29	23	6	1
0.25	37	28	8	1
0.30	44	34	10	1
0.40	59	46	13	2
0.50	74	57	17	2
0.60	99	69	20	3
0.70	104	80	24	3
0.75	112	86	25	3
0.80	119	92	27	4
0.90	134	103	31	4
1.00	149	115	34	5

tabel 5.2 L als funktie van q en γ_c

De theoretische morfologische voorwaarde volgens de vorm van vgl.(5.64) wordt dus vooralsog niet gebruikt. In par.5.1.12 zal echter nog nader op de betekenis van deze voorwaarde worden teruggekomen.

Bij de berekening van de hydraulische evenwichtsconfiguraties met behulp van het rekenprogramma volgens het schema van fig.5.16, is het algemene beeld van de resultaten alsvolgt.
Uitgaande van een relatief kleine terrashellling, i_b, blijkt dat om aan de voorwaarde c) te kunnen voldoen, de terrashelling i_b dient te worden vergroot met Δi_b.
Deze aanpassing van i_b volgt uit de restwaarde, die wordt berekend na invullen van i_b en de berekende waarden voor ΔE en ΔE_f in vgl.(5.51)
Deze relatieve versteiling, $\Delta i_b/i_b$, is voor verschillende initiele waarden van i_b berekend en uitgezet in fig.5.19.

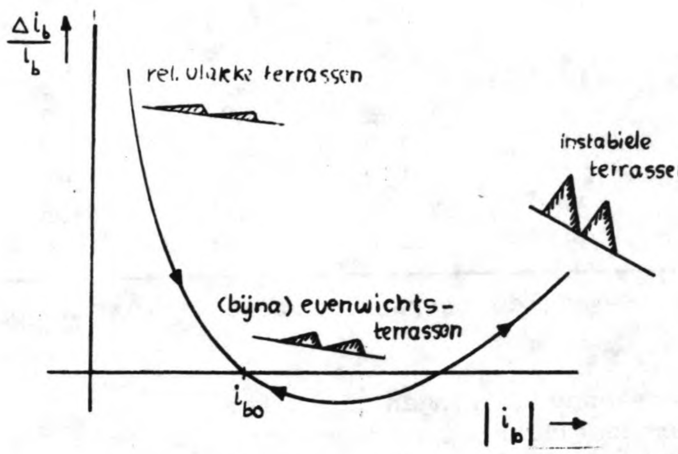


fig.5.19 $\Delta i_b/i_b$ als funktie van de initiele terrashelling i_b

Het zij opgemerkt, dat voor de oplopende terrassen i_b negatief is.
Uit de berekeningen blijkt, dat voor de flauwe terrassen (i_b=1:400 tot 1:200, afhankeijk van q) de berekende aanpassing $\Delta i_b/i_b$ relatief groot is en bovendien positief. Dit duidt op een versteiling van de terrassen.
Vanaf een zekere waarde voor i_b echter is het teken van $\Delta i_b/i_b$ negatief, wat betekent dat de evenwichtsvoorwaarde flauwere terrassen vraagt.
Er is dus een tekenwisseling van Δi_b bij een helling $i_b = i_{b0}$. Voor deze waarde van i_b bestaat er dus een evenwichtsconfiguratie met een bepaalde waarde voor i_b en voor i.
Bij grotere waarden van de initiele terrashelling i_b (globaal i_b>1:150) worden weer positieve waarden voor $\Delta i_b/i_b$ berekend. Dit duidt op onbegrensde toename van i_b en dus op instabiele terrasgeometrieen. Rond $i_b = i_{b0}$ is er een beperkt interval voor i_b, waarbinnen ten naaste bij nog aan de evenwichtsvoorwaarde c) is voldaan.
Vertaling van deze resultaten naar een fysische betekenis geeft aan dat te flauwe niet-evenwichtshellingen zich sneller aanpassen dan te steile niet-evenwichtshellingen. Voor een aantal hellingen i_b zijn de op basis van de voorwaarden a) en b) berekende hellingen i uitgezet als funktie van het specifiek debiet, q.

Het resultaat staat in fig.5.20 en de berekende waarden van de karakteristieke parameters zijn gegeven in tabel 5.3.

q	L	$-i_b$	Δ_s	Δ_s/L	i
$[m^2s^{-1}]$	[m]	[–]	[m]	[–]	[–]
0.025	1	1:58	0.04	1:26	1:44
0.05	2	1:74	0.06	1:33	1:56
0.10	3,5	1:68	0.10	1:34	1:51
0.20	6	1:86	0.16	1:42	1:64
0.30	10	1:111	0.21	1:48	1:80
0.40	13	1:117	0.26	1:52	1:84
0.50	17	1:133	0.30	1:56	1:95
0.60	20	1:142	0.34	1:60	1:103
0.70	24	1:153	0.36	1:67	1:111
0.80	27	1:153	0.42	1:64	1:109
0.90	31	1:166	0.45	1:68	1:119
1.00	34	1:173	0.46	1:74	1:120

tabel 5.3 Berekende terrasgeometrie (γ_c=0.5, w=0.02 m/s)

In fig.5.20 zijn berekende hellingen ,i, uitgezet voor verschillende waarden voor de terrashelling, i_b.
De terrashellingen i_{b0} (zie fig.5.19) bepalen uiteindelijk de evenwichtskromme van fig.5.20. Deze kromme geeft het gezochte verband tussen i en het op het stort te kiezen specifieke debiet, q.
In de helling i zijn dus de trappen verdisconteerd. Evenals bij de directe toepassing van transportformules voor uniforme stroming (par.4.4) blijkt dat ook voor een terrasvormig stort op grond van de hydraulische voorwaarden geldt, dat de "over-all" helling van het stort sterk toeneemt met afnemend specifiek debiet.
Spreiding van de produktie geeft dus een behoorlijke versteiling van het stort.

5.1.12 Morfologische evenwichtshellingen

In par.5.1.11 werden de resultaten gegeven van de toepassing van de hydraulische evenwichtsbeschouwing, inclusief de aanname, dat de restfraktie 50% is.
Beslissend voor de vraag of een terrasvormig stort aangroeit dan wel erodeert, is uiteindeijk de morfologische voorwaarde ofwel, de zandbalans van het stort. Vooralsnog bestaan er verschilende concepten voor de (fysische) formulering van de terugschrijdende trappen en dus voor de loopsnelheid, c_s van de trapjes, welke bij de morfologische voorwaarde één der belangrijkste parameters is, zie vgl.(5.64).

Wanneer c_s wordt bepaald met de ontgrondingskuilanalogie, kan de verhouding Δ_s/L voor een (morfologisch) evenwichtsstort worden berekend met vgl.(5.65). Voor kleine waarden voor i_b kan Δ_s/L worden vervangen door de "over all" helling, i, van het stort, zie vgl5.51). Met de aannamen $\gamma_c=0.5$, $n=0.4$, $tg(\beta)=0.5$ wordt de constante in vgl.(5.69) gelijk aan 8.5. Voor kleine i_b is de helling i berekend met vgl.(5.69) en uitgezet tegen q, zie fig.5.21.

Vergelijking van de morfologische en de hydraulische voorwaarden , de figuren 5.21 resp.5.20, geeft relatief steile morfologische evenwichtshellingen. In principe belanden alle hydraulische evenwichtsterrassen in het aanzandende gebied van fig.5.21.,zowel voor w=0.02 als voor w=0.01 m/s. Op het stort echter zal bij de hoge specifieke debieten, zoals deze bij eb in de geulen optreden, het bovenwaterstort in de geulen eroderen. Dit impliceert, dat de krommen van fig.5.21 in werkelijkheid een faktor 5 hoger zouden moeten liggen.

Opgemerkt dient te worden, dat zowel de constanten γ_c,β en α' als ook een evt. gereduceerde valsnelheid, de uiteindelijke waarde voor i volgens vgl.(5.69) behoorlijk kunnen beinvloeden. Uit de krommen voor i(q) van fig.5.20 en fig.5.21 blijkt, dat voor de kleine debieten de verhouding tussen de morfologische- en de hydraulische evenwichtshelling het grootst is. Dit betekent, dat voor de kleinere debieten (globaal q < 0.3 tot 0.5 m^2s^{-1}) het hydraulisch evenwichtsstort het verst verwijderd is van de eroderende terrasgeometrieën en dientengevolge de maximale aanzanding zullen vertonen.

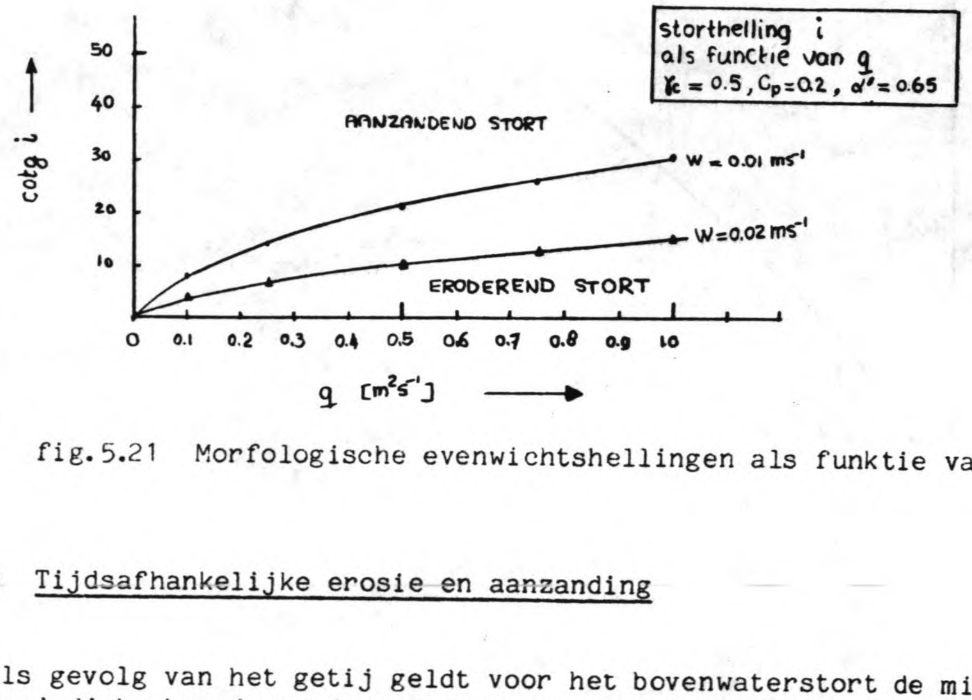


fig.5.21 Morfologische evenwichtshellingen als funktie van q

5.1.13 Tijdsafhankelijke erosie en aanzanding

Als gevolg van het getij geldt voor het bovenwaterstort de min of meer periodieke benedenrandvoorwaarde van de waterstand. De stroming op het bovenwaterstort past zich steeds aan bij deze randvoorwaarde en vervolgens ook de bodemligging van het stroomvoerende deel van het bovenwaterstort.

Zo treedt tijdens eb erosie op, waarbij de stroom zich concentreert in geulen. De erosie vindt dus meestal slechts plaats over een deel van het bovenwaterstort.

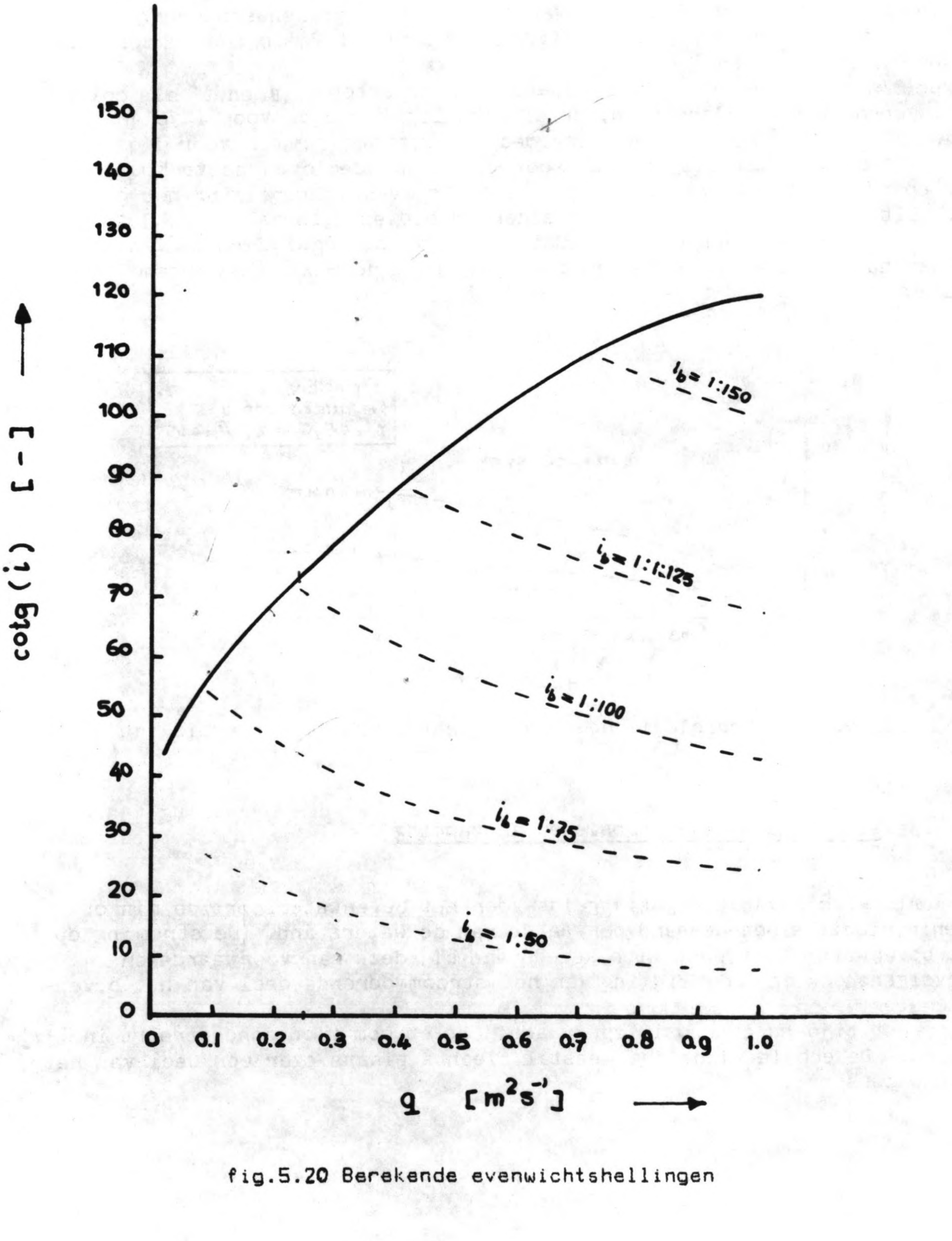


fig.5.20 Berekende evenwichtshellingen

Tijdens vloed zandt vervolgens de gevormde geul geheel dicht, waardoor de stroomvoerende breedte sterk toeneemt en verdere aanzanding over een nu veel grotere breedte optreedt. Een analyse van deze afwisselende erosie en aanzanding wordt hieronder gegeven.

5.1.14 Analyse van een niet-stationair bovenwaterstort

Zoals in par.5.1.10 schematisch werd weergegeven, leidt een transportgradiënt tot veranderingen in de bodemligging van het stort. Deze gradiënt wordt op het stort veroorzaakt door de steeds veranderende benedenrandvoorwaarde.
De bodemveranderingen op het bovenwaterstort als gevolg van de niet-stationaire benedenrandvoorwaarde kunnen in principe worden beschreven met het parabolische model voor morfologische veranderingen in rivieren (De Vries,1969).
Op basis van de continuiteits- en bewegingsvergelijkingen voor water en zand kan een differentiaalvergelijking worden afgeleid. Dit is een diffusievergelijking en deze heeft daarom een parabolisch karakter:

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} - K \frac{\partial^2 z_b}{\partial x^2} = 0 \qquad (5.70)$$

Hierin is $z_b = z_b(x,t)$ het lokale, momentane bodemniveau ten opzichte van de oorspronkelijke bodem. K is de "diffusiecoefficient". Voor niet te grote veranderingen van de stroomsnelheid ,u, in de rivier en met een zandtransport, dat op de stroming reageert volgens het principe van vgl.(5.20) ,geeft De Vries (1969) voor K de volgende benadering:

$$K = \frac{1}{3} b \frac{s}{i} \qquad (5.71)$$

In fig.5.22 zijn de bodemveranderingen geschetst tijdens eb en vloed.

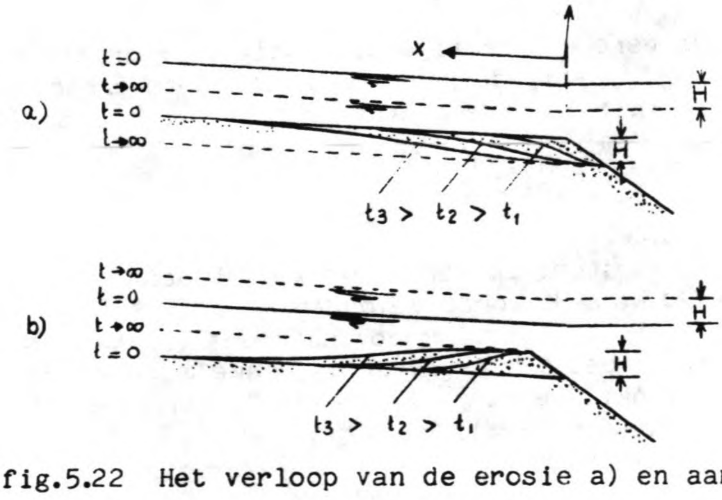


fig.5.22 Het verloop van de erosie a) en aanzanding b)

Zoals blijkt uit de figuur leidt de waterspiegeldaling tot een bodemerosie z_b = H, welke zich geleidelijk naar boven toe uitbreidt totdat na zeer lange tijd de gehele bodem over een diepte H is verlaagd. In het parabolische model blijft het debiet, q en daarmee de evenwichtshelling, constant. Op een bovenwaterstort waar geulvorming optreedt zal echter tijdens eb als gevolg van geulvorming het specifiek debiet, q, toenemen. Tijdens vloed daarentegen ,zal de geul aanzanden en buiten zijn oevers treden, waardoor q afneemt. Gedurende de erosie- en aanzandingsfase zal dus de helling van de evenwichtsbodem, welke bij constante q asymptotisch wordt benaderd, resp. af- en toenemen. De asymptoot zelf verloopt dus tijdens het proces, dit afhankelijk van de veranderingen van q in de tijd. In de benadering van K volgens vgl.(5.71) wordt voor de helling i de oorspronkelijke waarde gesubstitueerd. Wat betreft de waarde van b kan worden opgemerkt, dat in de praktijk voor rivieren en voor het bovenwaterstort (zie par.4.4) als goede benadering geldt: b=5.
Als geschematiseerde randvoorwaarde bij vgl.(5.70) kan worden gebruikt:

$$z_b = 0 \quad ; \quad t = 0 \tag{5.72}$$
$$z_b = H \quad ; \quad x = 0 \tag{5.73}$$

Hierin is H de waterspiegelverandering, welke wordt verondersteld plaats te vinden op t=0. De oplossing van het probleem van vgl.(5.70) met de begin- en randvoorwaarden volgens de vgln.(5.72) en (5.73) kan worden gevonden met behulp van Laplace transformatie en luidt (Vreugdenhil,De Vries):

$$z_b(x,t) = H \operatorname{erfc}\left[\frac{x}{2\sqrt{(K\ t)}}\right] \tag{5.74}$$

De oplossing is geschetst in fig.5.22a en fig.5.22b voor een aantal tijdstippen na een waterspiegeldaling resp. -stijging ter grootte H.
De toepasbaarheid van vgl.(5.74) is beperkt tot grote waarden voor x. Als indicatie kan dienen, dat de minimum afstand voor de toepassing van het model wordt gegeven door:

$$x_{min} = \frac{3\ h}{i} \tag{5.75}$$

Voorbeeld

Als voorbeeld wordt berekend de tijd die nodig is voor het bereiken van 90% van de erosiediepte nabij de spuitmond op het bovenstroomse deel van het bovenwaterstort, dit is op een afstand L_x van de waterlijn.
Gegeven zijn: L_x = 100 m
q = 0.5 m^2s^{-1}
i = 1:100
c = 0.2

Het transport over het stort is gemiddeld gelijk aan s = q c, zodat met b=5 en met vgl.(5.71) voor K wordt gevonden K = 16.67 [m^2s^{-1}].
Nu geldt bij 90% erosie op L_x=100 m bovenstrooms van de onderrand, dat $z_b(100,t)$ / H = 0.9. Tabel 5.4 geeft de bij enkele waarden van het argument,y, van de funktie erfc(y) behorende funktiewaarden. Bij erfc(y)=0.9 wordt gevonden y=0.1.

De gezochte tijd $t_{0.9}$ volgt dus uit

$$\frac{L_x}{2\sqrt{(K\ t_s)}} = 0.1$$

Met bovenstaande waarden voor L_x en K levert dit t_s = 4.2 uur. In dit voorbeeld is 90% gebruikt als representatief voor het geval van nagenoeg voltooide erosie of aanzanding. Dit is een vrij arbritaire keuze en uiteraard zal een andere keuze tot een andere waarde leiden voor t_s. Bij een keuze van 50% ,bijvoorbeeld, wordt gevonden t_s = 10 min.

y	erfc(y)	y	erfc(y)
0	1		
0.1	0.89	1.1	0.12
0.2	0.78	1.2	0.09
0.3	0.67	1.3	0.07
0.4	0.57	1.4	0.05
0.5	0.48	1.5	0.03
0.6	0.40	1.6	0.02
0.7	0.32	1.7	0.02
0.8	0.26	1.8	0.01
0.9	0.20	1.9	0.01
1.0	0.16	2.0	0.00

tabel 5.4 de funktie erfc(y)

Uit de metingen op het stort Speelmansplaat is gebleken, dat gedurende ongeveer 2.5 uur rond LW maximaal 2500 m^3 zand werd geerodeerd van het bovenwaterstort, wat dus neerkomt op de orde van grootte van 1000 m^3 per uur. Deze waargenomen aanpassingstijd van ongeveer 2.5 uur lijkt wat kort ten opzichte van de berekende tijdschaal van 4.2 uur. Hierbij dient opgemerkt, dat in werkelijkheid de helling i tijdens het erosieproces afneemt, waardoor K groter wordt. De benadering van t_s, gebaseerd op de oorspronkelijke (relatief kleine) K-waarde zal dus in principe gemakkelijk kunnen leiden tot een overschatting van de tijdschaal.
Dit verloop van K in aanmerking nemende, lijkt vooralsnog een eerste schatting van de tijdschaal van de erosie en aanzanding op het stort op basis van de hierboven geschetste procedure, vrij acceptabel.

5.1.15 De relatie met het onderwaterstort, zandverliezen

Het mengsel van zand en water, dat bij de waterlijn arriveert, dient als bovenrandvoorwaarde voor de mengselstroom op het onderwaterstort. Hierbij zijn niet alleen het specifiek debiet en zandtransport, doch ook de vertikale verdeling van het zandtransport van belang. Het hoger in de vertikaal als suspensietransport meegevoerde zand zal in eerste instantie ook als zodanig worden aangeboden op het onderwaterstort. Dit zand zal in de bovenste lagen van een eventuele mengselstroom langs het onderwaterstort belanden of in het geheel niet in die mengselstroom belanden maar als suspensietransport worden meegevoerd. Van het zand, dat dicht bij de bodem op het onderwaterstort wordt aangeboden zal in eerste instantie dus ook het grootste deel in een evt. mengselstroom worden meegevoerd.

Afhankelijk van de hydraulische condities op het onderwaterstort (dwarsstroom,wervelvorming etc.), kan hier een vertikale herverdeling van het zandtransport plaats vinden. Het zal dus duidelijk zijn, dat in eerste instantie het in suspensie aangevoerde zand een bijdrage zal kunnen leveren aan het uiteindelijke zandverlies op het onderwaterstort (zijspuit in de verliesberekeningsmodellen). Voorzover het aangevoerde zand echter in een mengselstroom wordt opgenomen, moeten berekenigen voor deze mengselstroom uitwijzen, of dit eventueel op het onderwaterstort nog bijdraagt aan het zandverlies (zie par. 6.7).
De relatie tussen boven- en onderwaterstort is dus vooral van belang mbt. de volgende punten:

a) De voeding van de mengselstroom met hoge concentraties, die zich als een betrekkelijk dunne laag langs het onderwaterstort beweegt.
b) De hoedanigheid van het zandaanbod op het onderwaterstort dit mbt. de potentiële zandverliezen op het onderwaterstort.

Zowel het concentratieverloop op de terrassen van het bovenwaterstort als ook de vertikale verdeling van de concentratie en het suspensietransport vormen randvoorwaarden voor het verdere transport langs het onderwaterstort.
Vooral in relatie tot de terrasvorming op het bovenwaterstort zijn er twee bijdragen tot het suspensietransport te onderscheiden:

- Een basis-suspensielast, s_0
  Deze basislast wordt bepaald door de over het terras gemiddelde hydraulische condities, wat in de praktijk neerkomt op een stroomsnelheid en een waterdiepte resp. iets kleiner dan u_g en iets groter dan h_g.

- Een extra suspensielast, s_s
  Het bij de eroderende trappen gesuspendeerde zand zakt geleidelijk uit, maar aan het eind van de terrassen is er toch altijd nog een rest in suspensie. In feite is dus de terrasvorming de oorzaak van een belangrijk deel van het suspensietransport.

Het totale suspensietransport kan dus verondersteld worden te zijn opgebouwd uit s_0 en s_s. De concentratievertikaal wordt gevoed vanuit de bodemlaag, waarin het bodemtransport plaats vindt. Dit bodemtransport is een funktie van de momentane bodemschuifspanning en levert de bodemrandvoorwaarde bij de ontwikkeling van het suspensietransport door de turbulente vertikale uitwisseling van sediment.
Bij volledige menging van bodem en suspensielaag, als gevolg van sterke grootschalige turbulentie, zullen de concentraties bij de bodem en hoger in de vertikaal gelijk zijn. Het suspensietransport is dan maximaal.
Met behulp van de bovengenoemde schematisatie van het zandtransport kan het belang van de bijdragen van s_0 en s_s voor het potentiële zandverlies worden afgeschat. Als referentie dient dan de op het stort aanwezige produktie. Een representatieve waarde voor een grote mengselproduktie is $Q=1.5\ m^3s^{-1}$. Met een concentratie van $c_p=25\%$ is de zandproduktie dan $P=0.4\ m^3s^{-1}$.

- De basissuspensielast , s_0

De suspensielast wordt gevoed uit het bodemtransport s_b. Dit bodemtransport is te berekenen met behulp van typische bodemtransportformules, op de keuze waarvan hier niet verder wordt ingegaan. Het bodemtransport, s_b, wordt verondersteld plaats te vinden in een laag ter dikte van enkele malen de korreldiameter en met een snelheid van de orde 10u*.
De uniforme bodemconcentratie, c_b, in die laag is dan te schrijven als:

$$c_b \sim s_b \, u_*^{-1} \, D^{-1} \qquad (5.76)$$

Wanneer s_b wordt berekend als volume inclusief porien, moet hiervoor worden gecorrigeerd met een faktor (1-n).
Het evenwichts-suspensietransport, behorend bij de bodemrandvoorwaarde van c_b volgens vgl.(5.76) kan worden benaderd volgens Einstein (1950), wiens tabellen voor s_s/s_b zijn overgenomen als tabel 5.5. De tabel geeft s_s/s_b als funktie van de suspensieparameter Z, zie vgl.(5.1), en de relatieve bodemruwheid, r/h. Bij volledige menging geldt $s_0=s_{max}$ en $c=c_b$, zodat voor s_{max} als bovengrens geldt:

$$s_{max} = c_b \, q \qquad (5.77)$$

Voor enkele relevante waarden van het specifieke debiet, q, is s_0 berekend. Voor het totale transport over het gehele - al dan niet gespreide stort, met een stroomvoerende breedte b - geldt algemeen:

$$S = s \, b \qquad (5.78)$$

Dit transport kan worden afgemeten aan de totale zandproduktie op het stort:

$$P = Q \, c_p \qquad (5.79)$$

Als representatieve stroomsnelheid op de terrassen kan bijvoorbeeld worden gekozen $u=3/4 \, u_g$. Voor de korreldiameter D=200 µm met een valsnelheid van $w=0.02 \, ms^{-1}$ en met een typische bodemtransportformule kan bijvoorbeeld worden berekend, dat de basis-suspensielast S_0, bij evenwichtsconcentratieverdelingen volgens tabel 5.5 klein is (minder dan 1%) ten opzichte van P. Echter, bij volledige menging over de vertikaal en $c_{gem}=c_b$ kan S_0 toenemen tot de orde van grootte van 10% van de zandproduktie P.
Uit een dergelijke traditionele berekening van s_b,c_b en S_0 blijkt, dat slechts volledige menging, resulterend in een ~~een~~ uniforme concentratieverdeling over de vertikaal kan leiden tot de waargenomen hoge zandconcentraties met bijbehorende suspensietransporten.
Een dergelijke hoge mate van menging kan slechts plaats vinden als gevolg van grote turbulente wervels. Deze ontstaan vooral benedenstrooms van watersprongen op een terrasvormig stort. De mate waarin deze wervels zich in de stromingsrichting op het stort kunnen handhaven, ofwel de vraag van hoe groot transport- en/of dissipatie van turbulente energie zijn, is daarbij doorslaggevend.

r/h	z = 0			z = 0.20			z = 0.40			z = 0.60			z = 0.80			z = 1.00		
	Q	S_s/S_b	S_t/S_b	Q	S_s/S_b	S_t/S_b	Q	S_s/S_b	S_t/S_b	Q	S_s/S_b	S_t/S_b	Q	S_s/S_b	S_t/S_b	Q	S_s/S_b	S_t/S_b
1×10^{-5}	3.03×10^{5}	5.54×10^{5}	5.54×10^{5}	3.28×10^{4}	6.00×10^{4}	6.00×10^{4}	3.88×10^{3}	7.10×10^{3}	7.10×10^{3}	527.	964.	965.	88.0	161.	162.	20.0	36.6	37.6
2×10^{-5}	1.44×10^{5}	2.63×10^{5}	2.63×10^{5}	1.79×10^{4}	3.27×10^{4}	3.27×10^{4}	2.43×10^{3}	4.44×10^{3}	4.44×10^{3}	377.	689.	690.	71.6	131.	132.	17.9	32.8	33.8
5×10^{-5}	5.36×10^{4}	9.80×10^{4}	9.80×10^{4}	7.98×10^{3}	1.46×10^{4}	1.46×10^{4}	1.30×10^{3}	2.37×10^{3}	2.37×10^{3}	239.	438.	439.	53.6	98.0	99.0	15.4	28.2	29.2
1×10^{-4}	2.53×10^{4}	4.63×10^{4}	4.63×10^{4}	4.32×10^{3}	7.90×10^{3}	7.90×10^{3}	803.	1.47×10^{3}	1.47×10^{3}	169.	310.	311.	42.7	78.2	79.2	13.6	24.9	25.9
2×10^{-4}	1.19×10^{4}	2.18×10^{4}	2.18×10^{4}	2.33×10^{3}	4.26×10^{3}	4.26×10^{3}	496.	907.	908.	119.	218.	219.	33.9	62.0	63.0	11.9	21.8	22.8
5×10^{-4}	4.36×10^{3}	7.98×10^{3}	7.98×10^{3}	1.02×10^{3}	1.87×10^{3}	1.87×10^{3}	260.	475.	476.	74.3	136.	137.	24.6	45.0	46.0	9.78	17.9	18.9
1×10^{-3}	2.03×10^{3}	3.72×10^{3}	3.72×10^{3}	545.	998.	999.	158.	290.	291.	51.2	93.7	94.7	19.1	34.9	35.9	8.36	15.3	16.3
2×10^{-3}	940.	1.72×10^{3}	1.72×10^{3}	289.	529.	530.	95.6	175.	176.	35.1	64.2	65.2	14.6	26.7	27.7	6.99	12.8	13.8
5×10^{-3}	336.	615.	616.	123.	226.	227.	48.5	88.7	89.7	20.8	38.1	39.1	10.0	18.3	19.3	5.38	9.84	10.8
0.01	153.	280.	281.	63.9	117.	118.	28.6	52.3	53.3	13.8	25.2	26.2	7.32	13.4	14.4	4.28	7.84	8.84
0.02	68.9	126.	127.	32.8	60.0	61.0	16.5	30.2	31.2	8.91	16.3	17.3	5.21	9.54	10.5	3.30	6.04	7.04
0.05	23.2	42.4	43.4	13.1	24.0	25.0	7.70	14.1	15.1	4.78	8.74	9.74	3.13	5.73	6.73	2.18	3.99	4.99
0.10	9.84	18.0	19.0	6.28	11.5	12.5	4.12	7.54	8.54	2.81	5.14	6.14	1.99	3.64	4.64	1.48	2.70	3.70
0.20	3.90	7.13	8.13	2.80	5.13	6.13	2.04	3.73	4.73	1.51	2.77	3.77	1.15	2.10	3.10	0.896	1.64	2.64
0.50	0.836	1.53	2.53	0.716	1.31	2.31	0.601	1.10	2.10	0.492	0.900	1.90	0.396	0.724	1.72	0.312	.571	1.57
1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00

r/h	z = 1.50			z = 2.00			z = 3.0			z = 4.0			z = 5.0		
	Q	S_s/S_b	S_t/S_b	Q	S_s/S_b	S_t/S_b	Q	S_s/S_b	S_t/S_b	Q	S_s/S_b	S_t/S_b	Q	S_s/S_b	S_t/S_b
1×10^{-5}	2.33	4.26	5.26	0.973	1.78	2.78	0.432	0.790	1.79	0.276	0.505	1.50	0.202	0.370	1.37
2×10^{-5}	2.31	4.23	5.23	0.973	1.78	2.78									
5×10^{-5}	2.28	4.17	5.17	0.967	1.77	2.77									
1×10^{-4}	2.25	4.11	5.11				0.432	0.790		0.276	0.505				
2×10^{-4}	2.21	4.04	5.04	0.967	1.77	2.77	0.431	0.789		0.275	0.504				
5×10^{-4}	2.13	3.90	4.90	0.962	1.76	2.76	0.431	0.788		0.275	0.504				
1×10^{-3}	2.05	3.76	4.76	0.951	1.74	2.74	0.430	0.787	1.79	0.275	0.503			0.370	
2×10^{-3}	1.96	3.58	4.58	0.940	1.72	2.72	0.428	0.784	1.78	0.274	0.502		0.202	0.369	
5×10^{-3}	1.78	3.26	4.26	0.907	1.66	2.66	0.424	0.776	1.78	0.273	0.499	1.50	0.201	0.367	1.37
0.01	1.62	2.96	3.96	0.869	1.59	2.59	0.417	0.763	1.76	0.270	0.494	1.49	0.199	0.364	1.36
0.02	1.42	2.59	3.59	0.809	1.48	2.48	0.404	0.740	1.74	0.264	0.483	1.48	0.195	0.357	1.36
0.05	1.10	2.02	3.02	0.694	1.27	2.27	0.374	0.684	1.68	0.249	0.456	1.46	0.186	0.341	1.34
0.10	0.836	1.53	2.53	0.568	1.04	2.04	0.339	0.620	1.62	0.236	0.432	1.43	0.181	0.332	1.33
0.20	0.552	1.01	2.01	0.414	0.758	1.76	0.317	0.580	1.58	--	--	--	--	--	--
0.50	0.174	0.319	1.32	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
1.00	0.00	0.00	1.00	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

tabel 5.5 Verdeling van bodem- en suspensietransport volgens Einstein (1950)

- De extra suspensielast, s_s

Van het op de rand van de terrassen eroderende zand is op een zekere afstand x van de trap nog een fraktie in suspensie. Afhankeijk van de momentane afstand van de laatste trap op het bovenwaterstort tot de waterlijn varieert de restconcentratie tussen $c^\wedge$ en $\gamma_c * c^\wedge$.
$\hat{c}$ is een funktie van Δ_s en c_s volgens vgl.(5.64).
De restconcentratie ,$\gamma_c\ c^\wedge$, op het benedenstroomse eind van de terrassen is dan:

$$\gamma_c\ c^\wedge = \frac{1-n}{1-\gamma_c} \frac{c_s\ \Delta_s}{q} \tag{5.80}$$

γ_c is in principe bepaald door vgl.(5.25) doch is in par.5.1.11, bij de berekening van de hydraulische evenwichtsconfiguratie, als een soort ijkingsparameter gebruikt en gekozen als γ_c=0.5.
Met vgl.(5.80) kan de orde van grootte van s_s worden bepaald. Wanneer juist boven de waterlijn een volledig terras aanwezig is geldt voor het rest-suspensietransport aan het einde van dit terras :

$$\gamma_c\ s_s^\wedge = \gamma_c \frac{1-n}{1-\gamma_c} c_s\ \Delta_s \tag{5.81}$$

Doordat de trappen vanaf de waterlijn omhoog open langs het stort, zal de lengte van het laatste terras min of meer periodiek in de tijd variëren. Zo zal de restfraktie bij de waterlijn, γ_c variëren tussen 0 en 1 en ook het bijbehorende suspensietransport zal mee varieren rond een gemiddelde waarde.
Afgezien van de faktoren met γ_c en n in vgl.(5.80), zal de rest-suspensie van het op de onderste trap geërodeerde zand een aanbod van gesuspendeerd zand geven op het onderwaterstort
van de orde $c_s\ \Delta_s$. Voor een terrasvormig stort, dat aan de hydraulische voorwaarde voldoet zal Δ van de orde 10^{-1}m zijn (zie par.5.1.11 tabel .3). Zowel volgens de ontgrondings- als de bresanalogie (par.5.1.6a resp.5.1.6c) worden waarden voor c_s gevonden van de orde 10^{-2} ms^{-1}. Met de theorie van de voortplanting van bodemverstoringen (par.5.1.6b) worden ook waarden van de orde 10^{-1}ms^{-1} berekend. Uiteindelijk zal dus s_s een transportbijdrage kunnen leveren van de orde 10^{-3} tot 10^{-2} m^{2}s^{-1}. Gerelateerd aan een zandproduktie van P=0.4 m^{3}s^{-1} kan dit oplopen tot 1 a 10% .
Deze ruwe schatting geeft aan dat door de aanwezigheid van eroderende trappen de transporten - nog afgezien van volledige menging met $c=c_b$, maar uitsluitend door de lokale extra suspensiebelastingen - kunnen toenemen van een orde 1% tot 10% van P. Tot slot dient te worden benadrukt dat het -voorzover het suspensietransport betreft- gaat om potentiële verliesbijdragen. Dit gesuspedeerde zand is slechts dan verloren voor het geval dat de suspensie geheel wordt afgevoerd door een dwarsstroom en niet in mengselstroom op het onderwaterstort wordt opgenomen of anders alsnog binnen het damtracé bezinkt.

Resumerend kan dus het volgende worden geconstateerd. De suspensietransporten over een terrasvormig stort, berekend op basis van de conventionele transportbenadering met een evenwichtsconcencentratieverdeling boven een bodemtransport, zijn vooralsnog klein ten opzichte van de zandproduktie.

Slechts bij volledige menging en dus een homogeen mengsel met $c=c_b$, wordt als bovengrens een significannte fraktie bereikt. Dit geeft dus aan hoe belangrijk de menging (lees turbulentie) is voor de vraag of bijvoorbeeld 1% dan wel 10% in suspensie wordt getransporteerd. Volledige menging zal echter nooit worden bereikt. Wel kan door de erosie aan de terrasranden aan het suspensietransport worden toegevoegd een orde van grootte 10% van de zandproduktie. Met de berekeningen voor de stroming langs het onderwaterstort en door het sluitgat moet blijken, hoeveel van het in suspensie aangevoerde zand alsnog bezinkt dan wel inderdaad uiteindelijk als zandverlies moet worden geboekt.

5.1.16 Conclusies en aanbevelingen

De vorming van terrassen op het bovenwaterstort is van groot praktisch belang voor de stroming en voor het transport op het bovenwaterstort. Bij de eroderende terrasranden gaat dankzij de hoge turbulentie van de watersprongen veel zand in suspensie, wat slechts gedeeltelijk weer bezinkt. Hierdoor is een relatief hoog suspensietransport mogelijk.
Het hydraulisch systeem van terrassen is bepaald door de terrashelling, i_b, de terraslengte, L en de traphoogte,Δ_s. De helling van het stort als geheel is hiervan een funktie. Na keuze van een waarde voor L zijn i_b en Δ_s opgelost met behulp van de hydraulische evenwichtsvoorwaarden mbt. tot de energielijn en de vrije waterspiegel.
De uiteindelijk berekende helling i van een terrasvormig stort blijkt sterk toe te nemen met afnemend specifiek debiet q. Morfologisch gezien lijken de berekende hydraulische evenwichtshellingen niet op voorhand stabiel. De formulering van een scherpe morfologische evenwichtsvoorwaarde is echter nog niet mogelijk. Met name de erosie van de terrasranden is hiervoor nog niet in voldoende mate te kwantificeren. Aan de bepaling van deze erosie zitten zowel morfologische- als ook geotechnische aspecten. Ook de effectieve valsnelheid bij hoge concentraties speelt bij genoemde evenwichtsvoorwaarde een belangrijke rol.
Voorlopige benaderingen wijzen op overwegend aanzandende storts in het geval van terrasvorming. Wel krijgt het bovenwaterstort een meer eroderend karakter bij grotere waarden van de terugschrijdsnelheid en hoogte van de terrassen evenals bij een geringe effectieve valsnelheid. Dit laatste kan worden veroorzaakt door fijn zand en/of door een hoog slibgehalte in de produktie.
Er bestaan overeenkomsten tussen de vgl.(5.69) voor de morfologische evenwichtshelling en de in par.4.5.5 gevonden vgln.(4.5.42).
Hoewel de costanten verschillen, zijn de overeenkomsten opmerkelijk en een aanwijzing dat de noodzaak tot aanpassing van de constante in de formule van Engelund-Hansen direkt verband houden met het optreden van terrassen of relatief grote beddingvormen in het algemeen.

5.2 Mengselsprongen op het onderwaterstort

5.2.1 Inleiding

Zoals reeds gesteld in par.5.1.15 vormt het mengsel, dat van het bovenwaterstort bij de waterlijn arriveert, de bovenrandvoorwaarden voor het onderwaterstort. Het gaat hier vooral om de stroomsnelheid, de laagdikte en de concentratie van het mengsel. In principe wordt de mengselstroom en daarmee het zandtransport op het onderwaterstort bepaald door de bovenrandvoorwaarden, wanneer voor het interne Froude getal geldt: Fr>1. In het algemeen mondt bij de waterlijn een mengsel met relatief hoge concentratie uit in het "schone" water in het sluitgat. Hierdoor heeft het instromende water een grotere dichtheid dan het ontvangende water. Het relatieve dichtheidsverschil, ε, is gedefinieerd als (zie ook hoofdstuk 6):

$$\varepsilon = \frac{\rho_m - \rho}{\rho_m} \tag{5.81}$$

waarin ρ en ρ_m de dichtheden van het mengsel en van het water voorstellen. Wanneer c de concentratie van het zand in het mengsel en ρ_s de dichtheid van het zand voorstelt, dan geldt:

$$\varepsilon = \frac{c \cdot \rho_s + (1-c)\,\rho - \rho}{c\,\rho_s + (1-c)\,\rho} \tag{5.82}$$

ofwel:

$$\varepsilon = \frac{1}{1 + 1\,/(\Delta\ c)} \tag{5.83}$$

Een belangrijk deel van de gedragingen van de zich op het onderwaterstort voortzettende mengselstroom houden direct verband met het relatieve dichtheidsverschil tussen de mengselstroom en het ontvangende water. Door dit dichtheidsverschil is er in feite sprake van een dichtheidsstroming met twee lagen, waarvan in de bovenste de snelheid (in de langsrichting) nul is.
Volgens de gangbare theorie mbt. dichtheidsstromen is in dit het geval het (interne) Froude getal van de onderlaag een belangrijk kental voor de stabiliteit van het twee-lagen systeem. Dit interne Froude getal is gedefinieerd als:

$$Fr_m^{\ 2} = \frac{q^2}{\varepsilon\ g\ h^3} \tag{5.84}$$

waarin q en h betrekkig hebben op de mengselstroom. Als nu $Fr_m > 1$ is de mengselstroom superkritisch. Dit betekent dat interne sprongen op kunnen treden, waarbij over betrekkelijk geringe afstand de mengselstroom overgaat van super- in subkritische stroming.

Hierbij wordt $Fr_m < 1$ en neemt de laagdikte toe (zie fig.5.23).

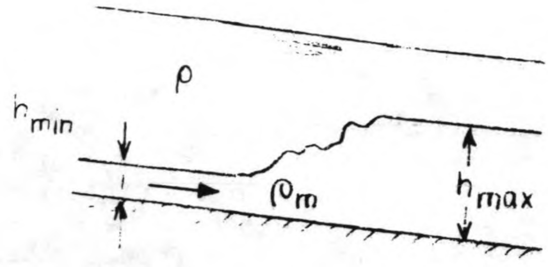


fig.5.23 Interne watersprong

Het belang van zulke mengselsprongen ligt in de plotselinge stroomvertraging, waardoor sedimentatie optreedt. De vertikale uitwisseling van sediment zoals op het bovenwaterstort blijft vrijwel zeker beperkt tot de onderlaag, zodat het zeer twijfelachtig is dat interne sprongen aanleiding zijn tot een significante toename van suspensie van zand en dus van de zandverliezen. De turbulentie in de bovenlaag wordt immers nauwelijks vergroot door het optreden van een interne sprong. Bovendien zal een groot concentratieverschil tussen beide lagen stabiliserend werken doordat het getal van Richardson (zie par. 6.5.4) relatief hoog is. Door middel van prototype onderzoek zal dit moeten worden bevestigd. Voorlopig wordt derhalve aangenomen, dat een interne sprong leidt tot lokale sedimentatie op het onderwaterstort.
Juist benedenstrooms van een interne sprong zal dus relatief veel zand bezinken, wat leidt tot een plaatselijke versteiling van het onderwatertallud. Op den duur kan door deze versteiling een volgend transportproces op gang komen. In fig.5.24 zijn de opeenvolgende fasen van de bodemontwikkeling schematisch weergegeven.

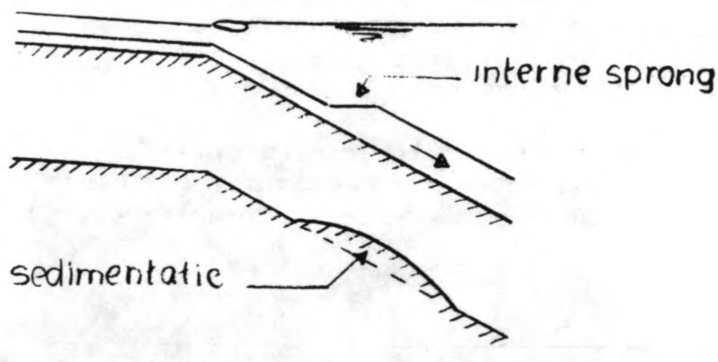


fig.5.24 Sedimentatie bij een interne sprong

Substitutie in vgl.(5.83) en vgl.(5.84) van enkele gangbare waarden voor de betreffende parameters (Δ=1.6, c=0.2, q=0.5 m/s, h=0.3 m) geeft Fr_m=3.7. De mengselstroom kan dus gemakkelijk kritisch worden.

5.2.2 Laagdikten van de mengselstroom onder water

De orde van grootte van de laagdikte van de mengselstroom onder water zal na een sprong aanzienlijk toenemen.
Voor kritische stroming geldt:

$$\frac{q^2}{\varepsilon\ g\ h^3} = 1 \tag{5.85}$$

Met vgl.(5.85) kan analoog aan vgl.(5.10) worden gevonden:

$$h_c = \left[\frac{q^2}{\varepsilon\ g} \right]^{0.33} \tag{5.86}$$

Met waarden voor q en c, die op het bovenwaterstort worden bepaald zal de kritische laagdikte h_c onder water globaal een faktor $(1/\varepsilon)^{0.33} = 1.5$ groter zijn dan h_g op het bovenwaterstort.
Voor de laagdikte na de mengselsprong, h_{max}, geldt (Kranenburg, Schönfeld, 1981):

$$q^2 = \varepsilon\ g\ h_{min}\ h_{max}\ \frac{h_{min} + h_{max}}{2} \tag{5.87}$$

Vgl.(5.87) is direkt te herleiden tot een vierkantsvergelijking in h_{max}:

$$h_{max}{}^2 + h_{min}\ h_{max} - \frac{2\ q^2}{\varepsilon\ g\ h_{min}} = 0 \tag{5.88}$$

De oplossing voor h_{max} luidt:

$$h_{max} = h_{min} \left[\left(1 + \frac{4\ q^2}{\varepsilon\ g\ h_{min}{}^3}\right)^{0.5} - 1/2 \right] \tag{5.89}$$

of:

$$h_{max} = h_{min} \left[(1 + 4\ Fr_m)^{0.5} - 1/2 \right] \tag{5.90}$$

Voor de eerste sprong op het onderwaterstort zal bij benadering gelden dat $h_{min}=h_g$, welke benadering exact opgaat wanneer bij de waterlijn de stroming juist kritisch is. Vgl.(5.90) geeft dan voor h_{max} waarden, die minstens een faktor 1.7 groter zijn dan h_g.

Het voorbeeld in par.5.2, met enkele karakteristieke waarden voor q,h,Δ,c en Fr_m, geeft al aan dat kritische stroming in een onder-water mengselstroom vrij algemeen zal optreden, zeker juist beneden de waterlijn. Ook mengselsprongen zullen dus zeker geen uitzondering doch eerder regel zijn. Hierdoor bezinkt, mede afhankelijk van de valsnelheid van het zand, juist beneden de waterlijn, een aanzienlijke hoeveelheid zand. Vervolgens kan door middel van voornamelijk twee transportmechanismen het zand verder omlaag worden gevoerd langs het onderwaterstort. Deze mechanismen zijn:

1) Een suspensiestroom
2) Afschuiven van gesedimenteerd zand

Deze mechanismen worden hieronder kort beschreven. In par.5.1.5 is een model beschreven, waarmee de stroming van- en het transport door een geschematiseerde stationaire, niet-uniforme mengselstroom kunnen worden berekend.

5.2.3 Transportmechanismen op het onderwaterstort

In het algemeen zal een evt. mengselstroom niet uniform zijn. Dit komt door zowel variaties in de lokale helling van het onderwaterstort als door variaties in laagdikte en concentratie. Genoemde parameters bepalen met elkaar de aandrijving van de mengselstroom en of deze aanleiding geeft tot erosie dan wel sedimentatie op het onderwaterstort. Voor zogenaamde "turbidity currents", betrekkelijk grootschalige suspensiestromen of mengselstromen, bijvoorbeeld langs onderzeese hellingen met niet noodzakelijkerwijs hoge concentraties, heeft Bagnold (1962) een criterium geformuleerd. Het is een criterium op basis van de verhouding "aandrijving / weerstand" van de suspensiestroom. Deze wordt mogelijk zodra geldt:

$$F\left\{\frac{g\,h^3}{q^2},\ i,\ \frac{h\,W}{q}\right\} \geq R\left\{\frac{\Theta}{\Delta_c}\right\} \qquad (5.91)$$

Hierin zijn i en Θ de bodemhelling resp. de dimensieloze schuifspanningsparameter. In par.4.6.3 is een benadering gegeven voor de entrainment door een niet-uniforme suspensiestroom.

Veranderingen van het onderwaterstort als gevolg van afglijden van te steil geworden hellingen treden betrekkelijk snel op in vergelijking met de veel gelijkmatiger veranderingen bijvoorbeeld als gevolg van sedimentatie. Ter illustratie dient fig.5.25, waar is geschetst hoe sedimentatie leidt tot een (lokaal) vrij steile helling.

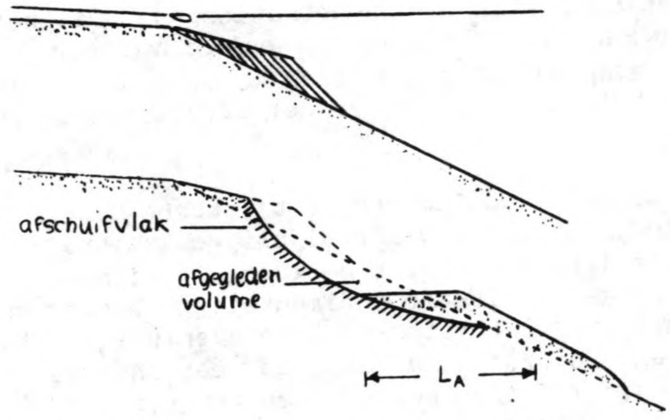


fig 5.25 Afglijden van een zandpakket.

Vooral wanneer de sedimentatie plaats vindt door bodemtransport kan de helling steil zijn, omdat bodemtransport direkt reageert op een afname van de stroomsnelheid. In het sedimentpakket met de steile helling zijn afschuifkrachten reatief belangrijk. Als nu de effectieve korrelspanningen en daarmee de schuifweerstand te laag zijn, treedt afschuiving op langs het kritieke vlak, waar de schuifweerstand werd overschreden. Een relatieve toename van de grondwaterspanning in de poriën door stijging van de waterspiegel of een verdichting van het gesedimenteerde pakket kan hiervan de oorzaak zijn. Na afschuiven is het zwaartepunt van het pakket over een afstand La verplaatst onder achterlating van een gat in het oorspronkelijke profiel.
Pas nadat dit gat weer is opgevuld en zich opnieuw een kritieke helling heeft gevormd, kan opnieuw een pakket zand afglijden (zie fig.5.26).
Extra opwerveling of entrainment vanuit een afglijdend pakket kan van groot praktisch belang zijn (zandverliezen) maar lijkt vooralsnog onwaarschijnlijk. Dit enerzijds vanwege de relatief korte tijd van het afglijden, waardoor zich geen concentratievertikaal vanuit het afgijdende pakket kan opbouwen, anderzijds is de concentratiegradiënt $\partial c/\partial y$ aan het grensvlak van het pakket zo groot dat dit grensvlak behoorlijk stabiel blijft.

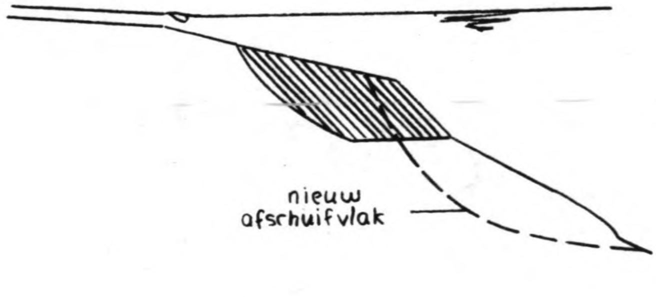


fig.5.26 Opnieuw afglijden van een gesedimenteerd pakket

Afhankelijk van de snelheid, de concentraties, de traagheid van een afglijdend pakket kan dit of als een geheel of via een (gedeeltelijke) overgang naar een suspensiestroom omlaag komen. De afstand L_a kan voor beide gevallen verschillen en daarmee het effectieve transport omlaag, langs het onderwaterstort.

Resumerend kan worden geconludeerd, dat interne mengselsprongen op het onderwatertalud, gezien de waarschijnlijke grootte van de optredende interne Froude-getallen, zeker niet denkbeeldig zijn.
De hiermede gepaard gaande lokale sedimentatieprocessen kunnen leiden tot ´bulten´ op het onderwaterstort, welke eventueel instabiel kunnen worden en afglijden. Het zij benadrukt, dat een en ander nog vrij speculatief is en uit metingen moet worden geverifieerd, of dergelijke mechanismen inderdaad bijdragen tot zandverplaatsingen langs het onderwaterstort.

6 ZANDWATERDICHTHEIDSSTROMING OP HET ONDERWATERSTORT

6.1 Inleiding.

De ontwikkeling van het onderwaterstort bepaalt het tempo waarmee een zanddam uitgebouwd kan worden. De ontwikkeling van het bovenwaterstort past zich hierbij aan. In dit hoofdstuk wordt nagegaan wat er met het zandwatermengsel kan gebeuren, als dit bij de waterlijn op het onderwaterstort terecht komt en zich als een soort dichtheidsstroom langs het talud omlaag beweegt.

Onder water zal al het geproduceerde zand vroeg of laat bezinken, wat op het bovenwaterstort niet het geval hoeft te zijn. Maar alleen het zand dat direkt op het onderwaterstort sedimenteert komt ten goede aan de stortvoortgang. Het zand, dat niet direkt op het onderwaterstort, maar wel binnen het uiteindelijke damprofiel bezinkt, het bruto zandverlies, is niet van nut voor de stortvoortgang, maar komt later nog wel ten goede aan de dam. Het zand dat pas buiten het uiteindelijke damprofiel bezinkt, het netto zandverlies, is definitief verloren. De opwerveling van zand uit de zandwaterdichtheidsstroom door een sluitgatstroming is dus belangrijk voor de bepaling van de zandverliezen, maar geeft geen antwoord op de vraag hoe het onderwaterstort zich ontwikkelt. Dit wordt meer bepaald door vragen als: hoe snel sedimenteert het zand uit de dichtheidsstroom, hoe spreidt deze dichtheidsstroom zich over het onderwaterstort en treedt er eigenlijk wel een dichtheidsstroom op?

Er zijn in principe verschillende transportmechanismen denkbaar, waarmee het zand langs het onderwatertalud kan bewegen:
1. direkte suspensie in de sluitgat- of dwarsstroming,
2. dichtheidsstroom als een suspensie- of een dispersiestroom,
3. grondmechanische bewegingen na bezinking uit 1 of 2, zoals zettingsvloeiingen of langzame vervormingen.

Met mechanisme 1, in het SLUITZAK-model weergegeven met ZIJSPUIT (zie 2.1.8) kan echter een rechtlijnige uitbouw van de dam niet verklaard worden. Mechanisme 3 kan pas in werking treden als al het zand uit het zandwatermengsel, zoals dit op het bovenwaterstort bestaat, bezonken is. Tijdens dit bezinkproces heeft er dan inmiddels al wel een zeker transport plaatsgevonden, waarvoor dan alleen nog mechanisme 2 overblijft. Dit mechanisme treedt dus in ieder geval op, maar of het belangrijk is moet nog blijken uit berekeningen of metingen.

In dit hoofdstuk wordt met name ingegaan op het tweede mechanisme, dat in het SLUITZAK-model wordt weergegeven met BODEMSPUIT. Het mechanisme van de dichtheidsstroom leek na 1. de meest waarschijnlijke en is bovendien van belang, omdat het aanleiding kan geven tot hogere verliezen dan alleen uit opwerveling van een losgepakte bodem kan worden afgeleid. Of de dichtheidsstroom zich inderdaad over het hele onderwaterstort en tot aan de teen van de dam zal uitstrekken is vooralsnog niet duidelijk. Recente metingen (Koster, 1986) maken dit echter onwaarschijnlijk. Berekeningen en prototypemetingen moeten hier uitsluitsel geven. Het belang van dit hoofdstuk is daarom het afschatten van de rol van een dichtheidsstroom voor de stortvoortgang en de zandverliezen.

6.2 Zandwaterdichtheidsstroom.

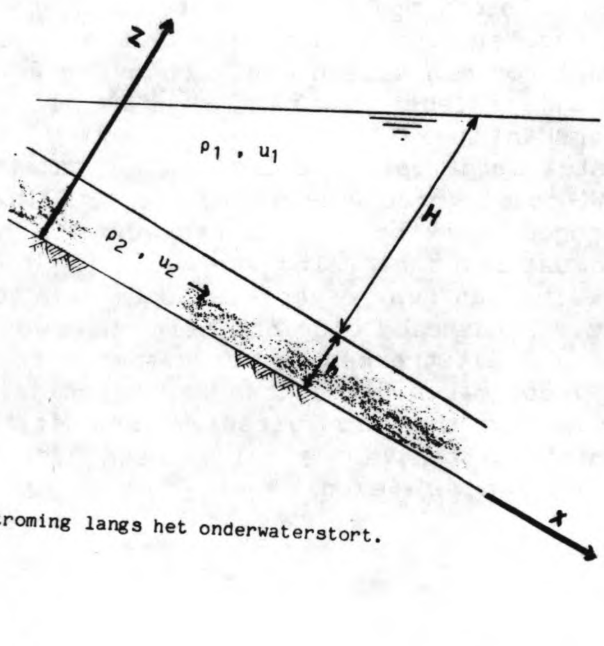
Onder een zandwaterdichtheidsstroom wordt hier verstaan de stroming van een homogeen mengsel van zand en water langs een onderwatertalud ten gevolge van het dichtheidsverschil tussen het zandwatermengsel en het omringende water (zie 3.2.5). Deze dichtheidsstroom kan een mengselstroom zijn met concentraties vergelijkbaar met die op het bovenwaterstort, zoals een suspensie- of troebelingsstroom (zie 3.2.4). In bijzondere gevallen, zoals bij steile hellingen, kan de dichtheidsstroom de vorm aannemen van in dunne laagjes afglijdende zandtongen met vrij hoge snelheden en concentraties, zoals een dispersiestroom (zie 3.2.1). Een enigszins constant afglijdende of vloeiende zandmassa kan eventueel ook als een dichtheidsstroom beschreven worden. In eerste instantie echter wordt hier gedacht aan een suspensie- of troebelingsstroom.

Uit de dichtheidsstroom kan alsnog zand opgewerveld worden in de sluitgatstroming en aanleiding geven tot zandverliezen. Tegelijkertijd zal er zand bezinken op het onderwaterstort. Hierdoor zal de dichtheidsstroom zand verliezen en geleidelijk uitdempen. Een evenwichtsstroming zoals op het bovenwaterstort kan wel lokaal optreden, maar uiteindelijk zal bij de teen van het talud al het zand bezinken. Dit geeft vervolgens weer aanleiding tot verflauwing van het talud, zodat een evenwichtshelling nooit bereikt kan worden (Mastbergen, 1984). Het is bovendien mogelijk, dat de uiteindelijke taludhelling niet door de hydraulische eigenschappen van de mengselstroom, zoals op het bovenwaterstort, maar door de grondmechanische eigenschappen van het zojuist gestorte zandlichaam worden bepaald. In dat geval is er ook geen evenwichtsstroming mogelijk, er zal altijd sedimentatie optreden. De dichtheidsstroom is dan alleen plaatselijk van belang.

De situatie van de zandwaterdichtheidsstroom op het onderwaterstort wordt geschematiseerd tot een twee-lagensysteem, in eerste instantie ééndimensionaal (zie figuur 6.1), met:

$$\rho_1 = \rho_w = \rho \,, \qquad u_1 = 0 \tag{6.1}$$

$$\rho_2 = \rho_m = \rho\,(1 + \Delta c) \,, \qquad u_2 = u_m = u \tag{6.2}$$



Figuur 6.1 Tweelagenstroming langs het onderwaterstort.

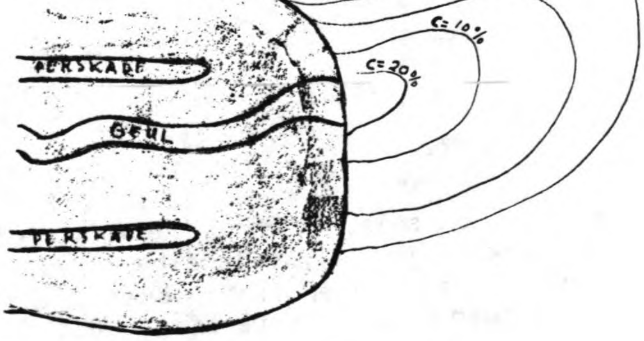
6.3 Waarnemingen en metingen in prototype en laboratorium.

Over het proces op het onderwaterstort is nog bijzonder weinig bekend. Vanwege de slechte toegankelijkheid en het troebele water zijn er tot op heden nauwelijks meetgegevens beschikbaar. Het idee, dat er een zandwatermengselstroom onder water optreedt is, behalve op theoretische gronden (zie 6.1 en 6.2) vooral gebaseerd op de analogieën met turbidity currents en op de waarnemingen gedaan tijdens proeven met onder water gespoten zand op het Waterloopkundig Laboratorium (Jorritsma, 1973). Op filmbeelden van deze proeven is duidelijk zichtbaar, dat zand en water als een homogeen, turbulent mengsel uit de onder water gelegen spuitkuil van het talud afstromen en daarbij af en toe mengselsprongen vormen. De hellingen waren hierbij vrij steil, van de orde 1:2 tot 1:10.

In de zandsluitingspraktijk is éénmaal met een Ott-molen een duidelijke onderstroom geconstateerd (Mulder, van Rossum, 1985).

Pas onlangs zijn de resultaten vrijgekomen van het prototypeonderzoek door ir. M.J. Koster naar de ontwikkeling van het onderwaterstort Speelmansplaten II, mei-juni 1985 (Koster, 1986). De verwachte zandwaterdichtheidsstroom kon in de meeste gevallen echter niet aangetoond worden. Op wat grotere diepte en wat verder weg van de waterlijn werden op een hoogte van enkele centimeters boven de bodem geen noemenswaardige zandconcentraties en mengselsnelheden meer gemeten. Vlakbij de waterlijn was de concentratie boven de bodem nog wel van de orde van grootte van de concentratie op het bovenwaterstort. Gemeten langs de damas echter nam deze snel af en na circa 30 meter was de concentratie gemiddeld kleiner dan 1% (zie figuur 6.2). Bij lokaal steilere onderwatertaluds, zoals ter plaatse van de zuidelijke damaanzet bij het Marollegat, traden wel hogere concentraties en mengselstroomsnelheden vlak boven de bodem op. Deze metingen wijzen erop, dat bij de flauwe onderwatertaluds van de orde 1:25, zoals gemeten op het onderwaterstort Speelmansplaten II, een zandwaterdichtheidsstroom, zoals in dit hoofdstuk beschreven, snel bezinkt en dus alleen lokaal, vlak onder de waterlijn, belangrijk is.

Na sedimentatie uit de dichtheidsstroom moet het zand dan middels een ander, bijvoorbeeld een grondmechanisch, mechanisme naar de benedenrand van de dam getransporteerd worden. Waarschijnlijk is het dan ook dit mechanisme dat de uiteindelijke helling van het onderwaterstort bepaalt.



Figuur 6.2 Gemeten afname van de concentratie vlak boven de bodem, (Koster, 1986).

Is om andere redenen de helling veel steiler, bijvoorbeeld bij een diepe geul, dan kan de mengselstroom wel over langere afstand voortbestaan en aanleiding geven tot extra zandverliezen. In het algemeen is de evenwichtshelling van een zandwaterdichtheidsstroom echter groter dan de in de praktijk optredende helling, zoals verder in dit hoofdstuk zal blijken.

Op het Laboratorium voor Vloeistofmechanika van de Technische Hogeschool Delft zijn kleinschalige proeven uitgevoerd met een zandwaterdichtheidsstroom op een onderwatertalud (Delver/Verwoert, 1986). Hierbij werd een evenwichtsstroming ingesteld en de opwerveling van zand uit de dichtheidstroom in het bovenliggende water gemeten. De optredende hellingen waren weer steiler als die van de M1118-proeven op het Waterloopkundig Laboratorium, namelijk 1:1,5 tot 1:3. Tot op heden zijn dit de enige proeven waarvan meetgegevens beschikbaar zijn over de mengselstroom op het onderwatertalud.

6.4 Opzet van de berekeningen.

Bij de berekening van de zandwaterdichtheidsstroom op het onderwaterstort wordt uitgegaan van de berekeningen van de zandwatermengselstroming op het bovenwaterstort, zoals beschreven in hoofdstuk 4. Immers, de dichtheidstroom kan beschouwd worden als een gewone mengselstroom onder bijzondere omstandigheden, namelijk met aan het bovengrensvlak water in plaats van lucht. Omdat dit water zich ook bevindt tussen de zandkorrels is het grensvlak diffuus en kan er uitwisseling plaatsvinden.

De berekening vindt plaats in op elkaar aansluitende fasen, namelijk:

1. evenwichtsstroming. Bekeken wordt, in analogie met de berekenigen op het bovenwaterstort, bij welke hellingen een stationair-uniforme zandwaterdichtheidsstroming kan optreden met gegeven debiet en concentratie (zie paragraaf 6.6).
2. sedimentatie en/of erosie van het onderwaterstort door de mengselstroom bij gegeven debiet, concentratie en helling. Hieruit volgt tevens het uitbreidingsgebied van de mengselstroom, een belangrijke randvoorwaarde voor de zandsluitingsberekeningen (zie paragraaf 6.7).
3. opwerveling van zand uit de dichtheidsstroom in de sluitgatstroming. Dit is eveneens een belangrijke randvoorwaarde voor de zandsluitingsberekeningen (BODEMSPUIT), (zie paragraaf 6.8).

6.5 Dichtheidsstromingsparameters.

6.5.1 Inleiding.

Dezelfde parameters die bij zandwatermengselstroming op het bovenwaterstort een rol spelen, zoals specifiek debiet (q), valsnelheid (w) en bodemwrijvingscoëfficiënt (f_o) zijn ook bij zandwaterdichtheidsstroming van belang, zie daartoe 4.4. Daarnaast zijn nog enkele specifieke dichtheidsstromingsparameters van belang, die in de volgende paragrafen worden behandeld.

6.5.2 Dichtheidsverschil.

Indien het zandwatermengsel als een homogene vloeistof beschouwd kan worden ondervindt dit mengsel, volgens Archimedes, een opdrijvende kracht ter grootte van het gewicht van de verplaatste hoeveelheid water. De effektieve zwaartekracht is dan het verschil in soortelijk gewicht tussen zandwatermengsel en water:

$$\rho_m\, g - \rho\, g = \rho\,(1 + \Delta c)\, g - \rho\, g = \rho\, \Delta c\, g \qquad N/m^3 \qquad (6.3)$$

De zwaartekrachtversnelling (g) wordt als het ware gereduceerd met een factor ε, de relatieve mengseldichtheid, waarvoor geldt (zie grafiek 6.1 en tabel 6.1):

$$\varepsilon = \frac{\Delta c}{1 + \Delta c} \qquad (6.4)$$

TABEL 6.1 RELATIEVE MENGSELDICHTHEID ε ALS FUNCTIE VAN DE CONCENTRATIE

$\rho = 1030\ kg/m^3$ $\rho_s = 2650\ kg/m^3$ $\Delta = 1{,}57$

c %	ε
0	0
1	0,0155
5	0,073
10	0,136
15	0,191
20	0,239
25	0,282
30	0,321
35	0,355
40	0,386
45	0,414
50	0,440
55	0,463
60	0,485

6.5.3 Grensvlakschuifspanning.

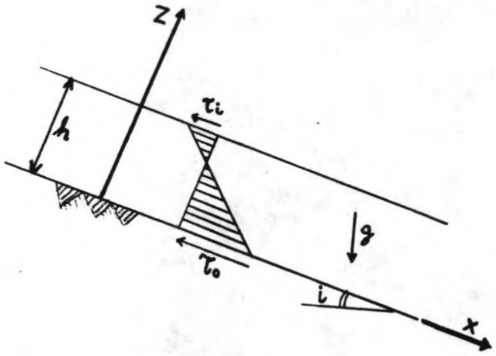
De zandwatermengselstroom op het bovenwaterstort ondervindt alleen weerstand bij de bodem, de luchtweerstand is verwaarloosbaar. De zandwaterdichtheidsstroom daarentegen ondervindt behalve bij de bodem ook weerstand aan het bovengrensvlak, het min of meer diffuse grensvlak met het heldere sluitgatwater. De grootte van de schuifspanning op dit vlak is evenals die aan de bodem een functie van het snelheidsverschil tussen de twee lagen. Analoog aan de Darcy-Weisbach bodemwrijvingscoëfficiënt (f_o, zie 4.4.5) kan een interne wrijvings- of grensvlakschuifspanningscoëfficiënt (f_i) gedefinieerd worden voor een turbulente zandwaterdichtheidsstroom met behulp van de grensvlakschuifspanning τ_i en de mengselstroomsnelheid u en -dichtheid ρ_m volgens:

$$\tau_i = \frac{1}{8} \rho_m u^2 f_i \qquad \mathrm{N/m^2} \qquad (6.7)$$

Hierbij is aangenomen, dat de bovenlaag in rust verkeert, zie vgl. (1) en (2). Is dit niet het geval dan moet in plaats van de mengselstroomsnelheid u de vectoriële verschilsnelheid tussen dichtheidsstroom en bovenstroom ingevoerd worden.

Voor een stationair-uniforme dichtheidsstroom geldt, dat de aandrijvende zwaartekracht evenwicht maakt met de wrijvingskrachten langs bodem en grensvlak (zie figuur 6.3), zodat:

$$\tau_o + \tau_i = (\rho_m - \rho)\, g\, h\, i = \rho\, \Delta c\, g\, h\, i \qquad \mathrm{N/m^2} \qquad (6.8)$$



Figuur 6.3 Stationair-uniforme tweelagenstroming.

Wordt de schuifspanningssnelheid u* analoog aan (31) van 4.4.5 gedefinieerd als:

$$u^* = \sqrt{\left(\frac{\tau_o + \tau_i}{\rho_m}\right)} \qquad \mathrm{m/s} \qquad (6.9)$$

dan volgt hieruit met (4):

$$u = u^* \sqrt{\left(\frac{8}{f_o + f_i}\right)} \quad \text{m/s} \quad \text{en} \tag{6.10}$$

$$u^* = \sqrt{(\varepsilon\ g\ h\ i)} \quad \text{m/s} \ . \tag{6.11}$$

Uit verschillende onderzoeken naar twee-lagenstroming in de praktijk en in het laboratorium (Abraham/Karelse/van Os, 1979) blijkt, dat de coëfficiënt f_i een functie is van het interne Reynoldsgetal. Het interne Reynoldsgetal wordt hier gedefinieerd met de gemiddelde mengselstroomsnelheid u, de laagdikte h en het specifieke debiet q als:

$$Re_i = \frac{u\ h}{\nu} = \frac{q}{\nu} \tag{6.12}$$

Het is ook denkbaar om de maximale stroomsnelheid in de onderlaag en de bijbehorende diepte in deze formule in te voeren, maar over het precieze snelheidsverloop in de onderlaag is nog te weinig bekend. Bovendien is de gevoeligheid van de diverse grootheden voor kleine veranderingen in het Reynoldsgetal gering. De juiste waarde voor de viskositeit ν van het mengsel is wel van belang, hierover bestaat ook nog veel onzekerheid (zie 4.4.3).

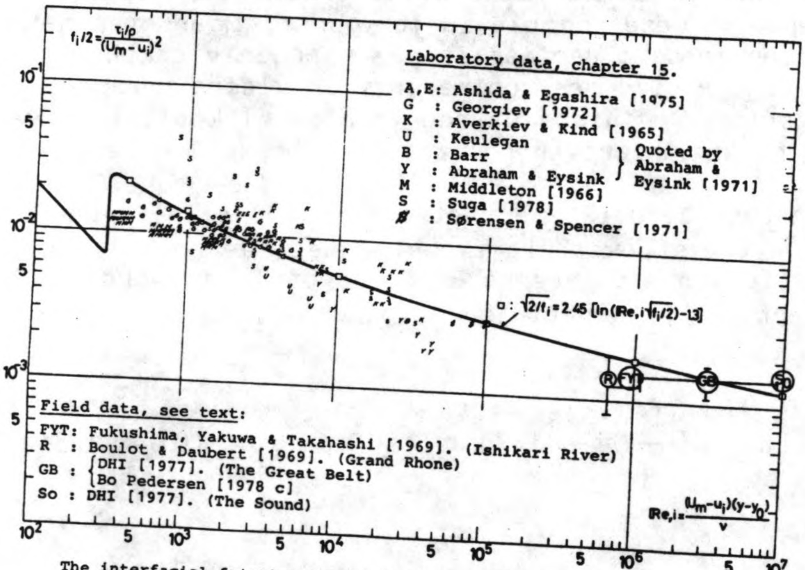
De in de literatuur beschikbare meetgegevens zijn in figuur 6.4 (Bo Pedersen, 1980) uitgezet, waaruit experimenteel de coëfficiënt f_i als een impliciete functie van het interne Reynoldsgetal kan worden afgeleid. Bo Pedersen vond, met een f_i gedefinieerd volgens (7):

$$\sqrt{\left(\frac{8}{f_i}\right)} = 2{,}45\ [\ln \{Re_i \sqrt{\left(\frac{f_i}{8}\right)}\} - 1{,}3] \quad , \quad 500 < Re_i < 10^7 \tag{6.13}$$

Uit deze formule volgt, dat voor grotere Reynoldsgetallen, zoals op het stort voorkomen, de f_i-waarde naar een vrijwel constante waarde van 0,016 gaat. In tabel 6.2 zijn een aantal waarden berekend. Hierbij moet wel aangetekend worden, dat de formule is gebaseerd op meetgegevens van twee-lagenstromingen met in het algemeen kleine stroomsnelheden (subkritisch) en kleine dichtheidsverschillen, veroorzaakt door bijvoorbeeld verschillen in temperatuur of zoutgehalte. Bij een zandwaterdichtheidsstroom kan het dichtheidsverschil vrij groot worden (zie tabel 6.1). Bovendien kan de stroming bij voldoende steile hellingen superkritisch worden. De juiste waarde voor f_i is daarom nog vrij onzeker. Meetgegevens hieromtrent zijn tot nog toe alleen beschikbaar gekomen door de laboratoriumproeven op de TH Delft (Delver/Verwoert, 1986).

TABEL 6.2 INTERNE WRIJVINGSCOEFFICIENT ALS FUNCTIE VAN HET SPECIFIEK DEBIET VOLGENS BO PEDERSEN met $\nu = 1{,}14 \cdot 10^{-6}\ m^2/s$

q	Re_i	f_i
$m^3/s,m$		
0,001	877	0,1174
0,005	4385	0,0615
0,01	8770	0,0487
0,05	43850	0,0305
0,1	87710	0,0256
0,2	175400	0,0217
0,3	263100	0,0199
0,4	350880	0,0187
0,5	438600	0,0178
0,6	526300	0,0172
0,7	614000	0,0166
0,8	701700	0,0162
0,9	789400	0,0158
1,0	877100	0,0155
1,1	964900	0,0152

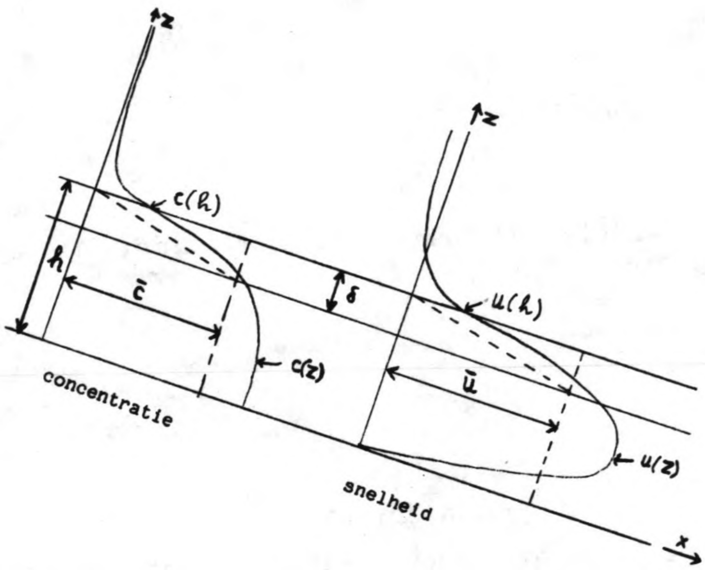


The interfacial friction factor for a gradually varying two-layer stratified fluid. (U_m = max velocity, u_i = interfacial velocity, $y-y_o$ = distance between U_m and u_i).

Figuur 6.4 Interne wrijvingscoëfficiënt f_i als functie van het Reynoldsgetal, (Bo Pedersen, 1980).

6.5.4 Menglaagdikte.

In het algemeen is het grensvlak tussen twee ten opzichte van elkaar bewegende vloeistoflagen niet stabiel. Er ontstaan interne golven, deze rollen op en breken, zodat de twee lagen ter plaatse gemengd worden (Schönfeld/Kranenburg, 1981). Daardoor ontstaat er een tussen- of menglaag met dikte δ, waarin de dichtheid en de snelheid geleidelijk verlopen van de waarden in de onderlaag naar de waarden in de bovenlaag (zie figuur 6.5).



Figuur 6.5 Definitieschets menglaag; werkelijk en geschematiseerd verloop snelheid en concentratie over de diepte.

Is deze menglaag voldoende ontwikkeld dan kan er een stabiele gelaagde situatie ontstaan. Een kriterium voor de stabiliteit van de menglaag is het getal van Richardson:

$$Ri = \frac{-g \dfrac{d\rho}{dz}}{\rho \left(\dfrac{du}{dz}\right)^2} \qquad (6.14)$$

Bij een grote waarde van dit getal, dus bij kleine snelheids- en grote dichtheidsgradiënten, is de menglaag stabiel, dat wil zeggen de menglaagdikte δ neemt niet af of toe. De kritieke waarde ligt ongeveer bij $Ri = 0{,}25$.

In de geschematiseerde twee-lagen situatie, waarin met gemiddelde waarden per laag wordt gerekend (zie 6.2), kunnen de gradiënten worden weergegeven met:

$$\frac{d\rho}{dz} = \frac{\rho_2 - \rho_1}{\delta} = \frac{\varepsilon \ \rho_2}{\delta} \qquad \text{kg/m}^3\text{,m} \qquad (6.15)$$

en met $u_2 = 0$

$$\frac{du}{dz} = \frac{u_1}{\delta} = \frac{u}{\delta} \qquad \text{m/s,m} \qquad (6.16)$$

Voor de dikte δ van een stabiele menglaag volgt hieruit met (14) en een stabiliteitskriterium $Ri > \beta$:

$$\delta > \beta \ \frac{u^2}{\varepsilon \ g} \qquad \text{in m} \qquad (6.17)$$

Experimenteel, voornamelijk bij proeven met zout-zoet dichtheidsstromingen, is gevonden $\beta = 0,3$ à $0,4$ (Schönfeld/Kranenburg, 1981). Als bijkomende eis kan gesteld worden, dat de dikte van de menglaag δ niet meer dan twee maal de kleinste laagdikte, in het algemeen de dikte van de onderlaag, h, mag bedragen, dus $\delta < 2h$.

Het interne Froudegetal Fr_i voor een dichtheidsstroming is gedefinieerd als:

$$Fr_i = \frac{u}{\sqrt{(\varepsilon g h)}} \qquad (6.18)$$

Met (17) volgt dan als kriterium voor een stabiele menglaag:

$$\beta \ Fr_i^2 < \frac{\delta}{h} < 2 \qquad (6.19)$$

Hieruit blijkt, dat voor een subkritische zandwaterdichtheidsstroming, dus $Fr_i < 1$, de menglaag altijd stabiel is. Bij sterk superkritische stromingen kunnen instabiliteiten optreden, de menglaag kan steeds dikker worden en zich uiteindelijk uitbreiden over de gehele waterdiepte. De hier gebruikte theorie is dan niet meer of niet meer volledig van toepassing. In de verdere berekeningen wordt de menglaag δ beschouwd als een deel van de laagdikte h van de zandwaterdichtheidsstroom.

6.5.5 Opwerveling uit de zandwaterdichtheidsstroom.

Uit de dichtheidsstroom kan zand opgewerveld worden naar de bovenliggende laag door turbulente diffusie. In het algemeen zal het vertikale transport door turbulente diffusie in een evenwichtssituatie gelijk zijn aan de bezinking ten gevolge van de zwaartekracht. De convectie-diffusievergelijking voor deze situatie luidt, onder de aanname, dat de diffusie van zand en water aan elkaar gelijk gesteld kunnen worden (Einstein jr, 1952, Vanoni, 1977):

$$w\,c + \xi \frac{dc}{dz} = 0 \tag{6.20}$$

waarin ξ de diffusiecoëfficiënt voor het zand is. Deze vergelijking is voor het eerst opgelost door Rouse in 1937 (zie 4.4.6). De aanname van gelijke uitwisseling van zand en impuls betekent in formulevorm (zie 4.4.3):

$$\xi = \nu_t \qquad m^2/s \tag{6.21}$$

De grootte van ξ in de menglaag δ voor een tweelagenstroming kan bepaald worden met (7) en (16) en de formules (4) en (13) van 4.4.3, waaruit volgt:

$$\frac{1}{\delta} = \sqrt{\left(\frac{f_i}{8}\right)} \tag{6.22}$$

Kennelijk is de verhouding tussen mengweglengte en menglaagdikte, net als f_i, alleen een functie van het Reynoldsgetal. Volgens tabel 6.2 geldt:

$$l = 0{,}04 \text{ à } 0{,}12\ \delta \qquad \text{m} \tag{6.23}$$

Verder geldt nu:

$$\xi = \frac{1}{8} f_i\, u\, \delta \qquad \text{m}^2/\text{s} \tag{6.24}$$

In de menglaag kan, als een wat grove benadering, analoog aan de snelheidsgradiënt gesteld worden:

$$\frac{dc}{dz} = \frac{c}{\delta} \qquad 1/\text{m} \tag{6.25}$$

Dan geldt voor de opwerveling E uit de dichtheidsstroom:

$$E = \rho_s\, \xi \frac{dc}{dz} = \frac{1}{8} \rho_s\, f_i\, u\, c \qquad \text{kg/s,m}^2 \tag{6.26}$$

Bij een zandsluiting is de BODEMSPUIT-randvoorwaarde in het rekenmodel SLUITZAK gelijk aan deze opwerveling E uit de zandwaterdichtheidsstroom.

6.6 Stationair-uniforme zandwaterdichtheidsstroming.

6.6.1 Aannamen voor de berekening.

Een stationair-uniforme of evenwichtsstroming op het onderwaterstort betekent, dat er geen sedimentatie en/of erosie optreedt en dat de eigenschappen van de zandwaterdichtheidsstroom, zoals snelheid, laagdikte en samenstelling niet veranderen. In het algemeen zal deze situatie zich in de praktijk niet voordoen, in tegenstelling tot op het bovenwaterstort. Voor de berekeningen van niet-uniforme stromingen is het toch nuttig eerst de evenwichtssituatie te beschouwen.

De aannamen zijn (zie ook 4.5.1):
1. ééndimensionale, dieptegemiddelde twee-lagenstroming,
2. homogeen, turbulent mengsel,
3. constante stromingseigenschappen in tijd en plaats (stationair-uniforme stroming),
4. continuiteit in zandtransport en debiet bij de waterlijn.

De eerste drie aannamen zijn in feite dezelfde als die voor het bovenwaterstort. Het verschil is de aanwezigheid van een bovenlaag, er wordt verondersteld, dat de gelaagdheid stabiel is. De vierde aanname heeft betrekking op de randvoorwaarde voor de stroming op het onderwaterstort. Deze aanname betekent, dat het gehele zandwatermengsel bij de waterlijn onder water doorstroomt en concentratie en debiet daarbij in eerste instantie niet veranderen. Bij kleine debieten is het mogelijk, vanwege de geringe massatraagheid, dat het zandwatermengsel na het passeren van de waterlijn zich direkt verdicht, waarbij de concentratie toeneemt. Dan geldt wel de continuiteit in het zandtransport, maar niet de continuiteit in het debiet, het mengsel ontmengt zodra het onder water komt. Na dit korte overgangsgebiedje kan het mengsel vervolgens weer als een stationair-uniforme stroming verder gaan.

6.6.2 Toepassing zandtransportformule.

Om het zandtransport in de zandwaterdichtheidsstroom te berekenen kan een gewone zandtransportformule gebruikt worden, mits deze aangepast wordt aan de specifieke omstandigheden onder water. De twee belangrijkste effekten zijn het veel geringere dichtheidsverschil en de veel grotere wrijving aan het bovengrensvlak (zie 6.5.2 en 6.5.3).

Hier wordt de formule van Engelund en Hansen gebruikt (zie 4.5.3.2), vanwege de eenvoudige struktuur en de redelijk goede betrouwbaarheid. De in 4.5.3.2 voor het bovenwaterstort afgeleide formule luidt:

$$s = 0{,}05\ \rho_s \left(\frac{f_o}{8}\right)^{1.5} \frac{u^5}{(\Delta g)^2\ D} \quad \text{kg/s,m} \tag{6.27}$$

Wordt hierin in plaats van de bodemwrijvingscoëfficiënt f_o de totale wrijvingscoëfficiënt $f_o + f_i$ ingevoerd dan luidt de formule voor het onderwaterstort:

$$s = 0{,}05\ \rho_s \left(\frac{f_o + f_i}{8}\right)^{1.5} \frac{u^5}{(\Delta\ g)^2\ D} \qquad \text{kg/s,m} \qquad (6.21)$$

De empirische coëfficiënt van 0,05 wordt hier, bij gebrek aan meetresultaten, gehandhaafd. De wrijvingscoëfficiënten f_o en f_i zijn vooralsnog onbekend. Deze kunnen in principe door laboratoriummetingen bepaald worden.

6.6.3 Bepaling evenwichtshelling.

Op dezelfde wijze als in paragraaf 4.5.4 kunnen met de drie gegeven zuigerparameters, het specifiek debiet q, de korreldiameter D en de concentratie c, waarvan verondersteld wordt, dat deze bij de waterlijn nog niet veranderd zijn, de helling i alsmede de mengselstroomsnelheid u en de laagdikte h berekend worden voor een evenwichtsstroming.

Uitgaande van vijf onbekenden, namelijk s, u, u*, h en i zijn er vijf vergelijkingen beschikbaar, de zandtransportformule (zie 6.6.3):

$$s = 0{,}05\ \rho_s \left(\frac{f_o + f_i}{8}\right)^{1.5} \frac{u^5}{(\Delta\ g)^2\ D} \qquad \text{kg/s,m} \qquad (6.29)$$

de formule voor de snelheid (zie 6.5.3):

$$u = u^* \sqrt{\left(\frac{8}{f_o + f_i}\right)} \qquad \text{m/s} \qquad \text{met} \qquad (6.30)$$

$$u^* = \sqrt{(\varepsilon\ g\ h\ i)} \qquad \text{m/s} \qquad (6.31)$$

de formule voor het zandtransport, uitgaande van een homogeen mengsel:

$$s = \rho_s\ q\ c \qquad \text{kg/s,m} \tag{6.32}$$

en de continuiteitsvergelijking:

$$q = u\ h \qquad \text{m}^3\text{/s,m} \tag{6.33}$$

Net als in 4.5.4 kunnen uit deze formules achtereenvolgens afgeleid worden de mengselstroomsnelheid:

$$u = \left(\frac{q\ c\ D}{0{,}05}\right)^{0.2} (\Delta g)^{0.4} \left(\frac{8}{f_o + f_i}\right)^{0.3} \qquad \text{m/s} \tag{6.34}$$

de laagdikte:

$$h = \frac{q}{u} = \left(\frac{q^2}{\Delta g}\right)^{0.4} \left(\frac{0{,}05}{c\ D}\right)^{0.2} \left(\frac{f_o + f_i}{8}\right)^{0.3} \qquad \text{m} \tag{6.35}$$

en de bijbehorende evenwichtshelling:

$$i = \left(\frac{f_o + f_i}{8}\right)^{0.1} \left(\frac{\Delta^2\ c\ D}{0{,}05}\right)^{0.6} \frac{g^{0.2}}{\varepsilon\ q^{0.4}} \tag{6.36}$$

Hieruit volgt, dat voor een zandwaterdichtheidsstroom de evenwichtshelling veel steiler is dan voor een zandwatermengselstroming op het bovenwaterstort, terwijl de laagdikte en stroomsnelheid vrijwel gelijk blijven. Om een zelfde mengselstroom onder water in gang te houden is er een helling nodig die een factor ε steiler is, afgezien van eventuele verschillen in de wrijvingscoëfficiënten, die boven en onder water verschillend kunnen zijn.

Wat betreft de invloed van de concentratie in (36) kan hetzelfde gezegd worden als in 4.5.5 in verband met de reductie van de valsnelheid. In plaats van de korreldiameter D kan dan ingevoerd worden de valsnelheidsparameter D_s:

$$D_s = \sqrt{\left[\frac{18\ \nu}{\Delta g}\ w\ (1 - c)^{\alpha}\right]} \qquad m \qquad (6.37)$$

waarin w de valsnelheid van een enkel deeltje is. In grafiek 6.2 is de evenwichtshelling weergegeven als functies van het specifiek debiet bij een gegeven korreldiameter en bij verschillende concentraties.

6.6.4 Kriterium voor evenwichtsstroming.

Onder een evenwichtsstroming wordt verstaan een stroming, waarbij geen netto sedimentatie of erosie optreedt. Dat betekent niet dat er geen zandkorrels bezinken, er is een voortdurende uitwisseling van zand tussen de bodem en de mengselstroom. Er heerst een dynamisch evenwicht, waarbij bezinking van zand uit de mengselstroom en opwerveling van zand van de bodem elkaar compenseren.

Het in stand houden van dit evenwicht kost voortdurend energie. Het zandtransport bij een gegeven debiet wordt bepaald door de dieptegemiddelde concentratie:

$$s = \rho_s \int_0^h c\ u\ dz = \rho_s\ q\ c \qquad kg/s,m \qquad (6.38)$$

De maximale concentratie, die in een suspensiestroming in stand gehouden kan worden, wordt bepaald door de turbulentiegraad of -intensiteit. Deze wordt gedefinieerd als de turbulentieproduktie in de stroming per volume-eenheid. De turbulentie (Ω) of turbulentie-intensiteit van een stroming kan uitgedrukt worden in de hoeveelheid kinetische energie die per volume-eenheid aanwezig is in klein- en grootschalige wervels. De turbulentieproduktie is de omzetting van potentiële stromingsenergie in turbulentie, die in steeds kleinere wervels uiteindelijk op mikroschaal ten gevolge van de interne wrijving in warmte wordt gedissipeerd.

Bij een hoge concentratie zal de energiedissipatie groter zijn, omdat er niet alleen viskeuze wrijving bij de bodem, maar ook rondom de deeltjes zal plaatsvinden. Een hoog turbulentienivo (Ω) zegt nog niets over het zandtransport. Ten gevolge van de dissipatie, die altijd plaatsvindt, zal dit nivo immers dalen en gesuspendeerd zand bezinken. Alleen als er evenveel turbulentie wordt geproduceerd als er bij de desbetreffende concentratie wordt gedissipeerd kan het zand, statistisch gezien, in suspensie blijven.

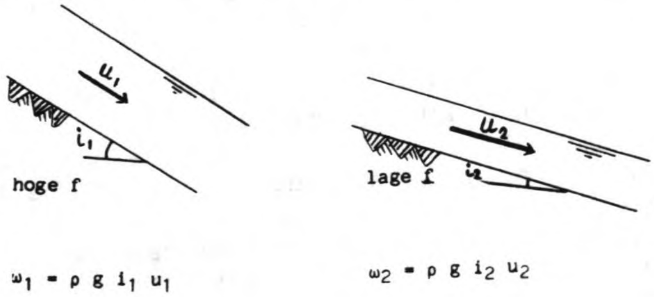
Bij een hoge turbulentie-intensiteit zijn er voortdurend veel vertikale snelheidsfluktuaties, waardoor een concentratieprofiel met een geringe concentratiegradiënt ontstaat, het mengsel is vrijwel homogeen. Bovendien kan de concentratie en daarmee de dissipatie per volume-eenheid vrij hoog oplopen, voordat er een evenwicht is tussen produktie en dissipatie.

Voor een stationair-uniforme stroming is het turbulentie-intensiteit constant, zodat de totale energiedissipatie, rechtstreeks of via turbulentie, gelijk is aan de totale hoeveelheid vrijkomende potentiële energie, de vermogensdichtheid ω. Deze bedraagt:

$$\omega = \frac{1}{h}\int_0^h \tau\, u\, dz = \rho \frac{u^{*2}\, u^2}{q} = \rho\, g\, i\, u \qquad W/m^3 \qquad (6.39)$$

Onder water is de effektieve zwaartekrachtversnelling een faktor ε kleiner, maar daar staat tegenover, dat de evenwichtshelling voor een vergelijkbare mengselstroming onder water ook een faktor ε groter is.

De energiedissipatie is overigens niet direkt afhankelijk van de wrijvingscoëfficiënt (f_o). In een stroming met een hoge wrijvingswaarde gaat wel relatief veel energie verloren, die wordt omgezet in turbulentie en uiteindelijk in warmte, maar de totale hoeveelheid vrijkomende energie is ook kleiner, vanwege de geringere stroomsnelheid bij een zelfde helling. De situatie is analoog aan de warmteontwikkeling in een weerstand ten gevolge van een elektrische stroom bij een gegeven spanning. In een stroming met een flauwe helling en een hoge stroomsnelheid, dus een lage wrijvingscoëfficiënt, kan de turbulentie-produktie dezelfde waarde hebben als in een stroming met een steile helling en een lage stroomsnelheid, dus een hoge f-waarde (zie figuur 6.6).



Figuur 6.6 Zelfde vermogensdichtheid ω bij verschillende wrijvingscoëfficiënten f.

Er wordt nu aangenomen, dat de gemiddelde concentratie in de suspensiestroom evenredig is met de vermogensdichtheid ω van de stroming. Dit betekent, dat de direkte dissipatie van stromingsenergie in warmte, dus zonder eerst in turbulente kinetische energie omgezet te zijn, constant verondersteld wordt. Hoe groter het vermogen, hoe groter de turbulentieproduktie en des te hoger de turbulentie-intensiteit in de stationair-uniforme toestand is, des te hoger kan de concentratie zijn.

De ω-waarde van een evenwichtsstroming wordt de kritieke ω-waarde genoemd, dit is dus de waarde waarbij geen sedimentatie of erosie optreedt. Uitgaande van de in 6.6.3 afgeleide formules voor een evenwichtsstroming kan nu de kritieke ω-waarde berekend worden.

Als voorbeeld kan de zandtransportformule van Bagnold, zie 4.5.3.4 vergelijking (35), met (32) voor een bovenwaterstort nu geschreven worden als:

$$s = 0{,}01 \frac{\rho_s}{\rho_m} \omega \, q \quad \text{kg/s,m} \tag{6.40}$$

waaruit voor de concentratie c een direkt verband volgt:

$$c = 0{,}01 \frac{\omega_{kr}}{\rho_m \, \Delta \, g \, w} \tag{6.41}$$

De van Rijn formule, (28) van 4.5.3.3, zal in principe een soortgelijke structuur vertonen, omdat ook daarin de factor $u^{*2}\ u^2$ voorkomt. Op dezelfde manier volgt met de Engelund-Hansen formule, zie 4.5.3.2 vergelijking (7):

$$c = 0{,}05 \frac{\omega_{kr} \, u^*}{\rho_m \, \Delta^2 \, g^2 \, D} \tag{6.42}$$

In grafiek 6.3 is ω_{kr} uitgezet als functie van het debiet en de concentratie. Hieruit blijkt, dat bij concentraties rond de 25% tengevolge van de gereduceerde valsnelheid de kritieke vermogensdichtheid ω_{kr} nauwelijks meer toeneemt. De concentratie is dan binnen zekere grenzen onbepaald. Bij zeer kleine debieten gaat de afleiding van ω niet meer op, omdat de stroming dan laminair wordt en er geen zand meer in suspensie kan verkeren. Dan kan er alleen nog bodemtransport optreden, waarbij direkte dissipatie van energie in warmte plaatsvindt.

6.7 Niet-uniforme zandwaterdichtheidsstroming; Sedimentatie en erosie.

6.7.1 Aannamen voor de berekening.

In deze paragraaf worden dezelfde aannamen gehanteerd als in 6.6.1, behalve dat de stroming nu langs het talud van het onderwaterstort gekeken kan veranderen. Als kriterium voor evenwichtsstroming wordt de vermogensdichtheid ω beschouwd (zie 6.6.4). Indien de werkelijk optredende ω groter is dan de kritieke waarde zal er erosie optreden, is deze kleiner dan zal er sedimentatie optreden, dus:

$$\text{erosie:} \quad \omega > \omega_{kr} \quad W/m^3 \tag{6.43a}$$

$$\text{sedimentatie:} \quad \omega < \omega_{kr} \quad W/m^3 \tag{6.43b}$$

In het algemeen is de werkelijk optredende helling van het onderwaterstort geringer dan de evenwichtshelling, zodat sedimentatie zal overheersen (zie 6.3). De aannamen luiden nu:

1. ééndimensionale, dieptegemiddelde twee-lagenstroming,
2. homogeen, turbulent zandwatermengsel,
3. stationaire, niet-uniforme stroming,
4. continuiteit in zandtransport en debiet bij de waterlijn.

Deze zandwaterdichtheidsstroom is dus niet-uniform, maar in tegenstelling tot bijvoorbeeld de niet-uniforme zandwatermengselstroming op terrassen op het bovenwaterstort, waarbij afwisselend sub- en superkritische stroming optreedt, ook niet-periodiek.

6.7.2 Mechanisme van sedimentatie.

Bij zandwatermengselstroming op het bovenwaterstort en meer in het algemeen bij stromingen met suspensietransport, zoals in rivieren, getijdegeulen en leidingen zijn debiet en concentratie onafhankelijk. Bij sedimentatie neemt de gemiddelde concentratie af en bij erosie toe, maar het debiet blijft hierdoor onveranderd.

Bij een zandwaterdichtheidsstroom echter is het dichtheidsverschil ten gevolge van de aanwezigheid van zand in de onderlaag de oorzaak van de stroming. Is de concentratie nul dan is er ook geen stroming. De plaats van het grensvlak, dat niet scherp is, maar gedefinieerd kan worden als de plaats waar de grootste concentratiegradiënt optreedt, bepaalt de laagdikte. Het debiet is dan het produkt van de gemiddelde stroomsnelheid en dikte van de onderlaag.

Wat gebeurt er nu bij sedimentatie van zand uit de dichtheidsstroom op het onderwaterstort? Als hypothese wordt nu aangenomen, dat de concentratie in het mengsel constant blijft. Niet de concentratie neemt af, maar het bovengrensvlak daalt bij een gelijkblijvende concentratie in het mengsel.

Aangetoond is, dat dit mechanisme inderdaad optreedt voor deeltjes groter dan 88 μm (Lowe, 1976). Boven dit grensvlak, waar geen zand meer in suspensie is, is er dan ook geen stroming meer. Het mechanisme kan geïllustreerd worden met een eenvoudig proefje, dat ter controle ook eenmaal in het laboratorium is uitgevoerd. Schud een flesje met water en fijn zand en zet het neer. Het zand bezinkt, waarbij een duidelijk grensvlak tussen mengsel en helder water zichtbaar wordt, dat met de lokale valsnelheid van het korrelmateriaal omlaag beweegt (zie figuur 6.7).

Figuur 6.7 Sedimentatiegedrag van een zandwatermengsel in een flesje.

Tegelijkertijd komt de bodem omhoog. Tijdens het bezinkproces blijft de concentratie in de onderlaag constant, deze concentratie is alleen afhankelijk van de verhouding water en zand in het flesje. De sedimentatie S bedraagt:

$$S = \rho_s \, w_s \, c \qquad \text{kg/s,m}^2 \tag{6.43}$$

Bij een evenwichtsstroming wordt er tevens zand opgewerveld van de bodem, zodanig dat er geen netto sedimentatie optreedt. Dan moet gelden voor de opwerveling of entrainment E:

$$E = S = \rho_s \, w_s \, c \qquad \text{kg/s,m}^2 \tag{6.44}$$

Het grensvlak blijft dan precies op zijn plaats. Voor deze evenwichtstoestand geldt het kriterium $\omega = \omega_{kr}$. Voor niet-evenwichtsstromingen wordt nu gesteld:

$$E = \frac{\omega}{\omega_{kr}} \rho_s \, w_s \, c \qquad \text{kg/s,m}^2 \tag{6.45}$$

terwijl de sedimentatie gelijk blijft, volgens (43), uitgaande van een uniforme concentratieverdeling in de onderlaag.

Indien $\omega > \omega_{kr}$ wordt er dan meer zand opgewerveld dan er bezinkt, waardoor het grensvlak stijgt, de laagdikte toeneemt, debiet en snelheid toenemen en vervolgens de vermogensdichtheid ook weer toeneemt. Dit proces versterkt zichzelf, zodat er een soort kettingreactie op gang komt, vergelijkbaar met een lawine of een turbidity current in de beginfase.

Indien $\omega < \omega_{kr}$ bezinkt er meer zand dan er opgewerveld wordt en daalt het grensvlak. De stroming zal dan snel uitdempen en na enige afstand zal al het zand bezonken zijn. Is er in het geheel geen produktie van turbulentie, $\omega = 0$, dan is er ook geen opwerveling en bezinkt het mengsel met de valsnelheid, net als in het flesje.

6.7.3 Berekeningsmethode niet-uniforme zandwaterdichtheidsstroming.

De af- of toename van de laagdikte door sedimentatie of erosie bij niet-evenwichtshellingen kan nu met behulp van de opwervelingsformule (45) beschreven worden. De netto sedimentatie bedraagt:

$$S_{netto} = S - E = \rho_s \, w_s \, c \left(1 - \frac{\omega}{\omega_{kr}}\right) \quad \text{kg/s,m}^2 \tag{6.46}$$

De hierbijbehorende daling van het grensvlak bedraagt:

$$w_{gr} = w_s \left(1 - \frac{\omega}{\omega_{kr}}\right) \quad \text{m/s} \tag{6.47}$$

Tegelijkertijd komt de bodem omhoog met een snelheid:

$$v_b = w_s \frac{c}{c_b} \left(1 - \frac{\omega}{\omega_{kr}}\right) \quad \text{m/s} \tag{6.48}$$

waarin c_b de bodemconcentratie is, variërend tussen 55 en 60%

De verandering van de laagdikte van de mengselstroom bedraagt dan:

$$\frac{dh}{dt} = -(w_{gr} + w_b) = -w_s \left(1 - \frac{\omega}{\omega_{kr}}\right)\left(1 + \frac{c}{c_b}\right) \qquad \text{m/s} \qquad (6.49)$$

Omgezet in een plaatsgradiënt, uitgaande van stationaire stroming, volgt hieruit een differentiaalvergelijking in x:

$$\frac{dh}{h} = -\frac{w_s}{q}\left(1 + \frac{c}{c_b}\right)\left(1 - \frac{\omega}{\omega_{kr}}\right) dx \qquad (6.50)$$

In deze differentiaalvergelijking zijn zowel ω als q nog een functie van h, waardoor direkte oplossing gecompliceerd is. De vergelijking kan echter ook stapsgewijs opgelost worden. De laagdikte op een bepaalde plaats n+1 en vervolgens ook debiet, snelheid en vermogen kunnen uit de voorgaande plaats n berekend worden middels de differentie-vergelijking:

$$h_{n+1} = h_n \left[1 - \frac{w_s}{q_n} \Delta x \left(1 - \frac{\omega_n}{\omega_{kr}}\right)\right] \qquad \text{m} \qquad (6.51)$$

waarin Δx de stapgrootte is. Het debiet ter plaatse bedraagt:

$$q_{n+1} = h_{n+1}^{1.5} \sqrt{\left(\frac{8\ \varepsilon g\ i}{f_o + f_i}\right)} \qquad \text{m}^3\text{/s,m} \qquad (6.52)$$

en het vermogen van de stroming per volume-eenheid:

$$\omega_{n+1} = \rho_s\ (\varepsilon g i)^{1.5} \sqrt{\left(\frac{8\ h_{n+1}}{f_o + f_i}\right)} \qquad \text{W/m}^3 \qquad (6.53)$$

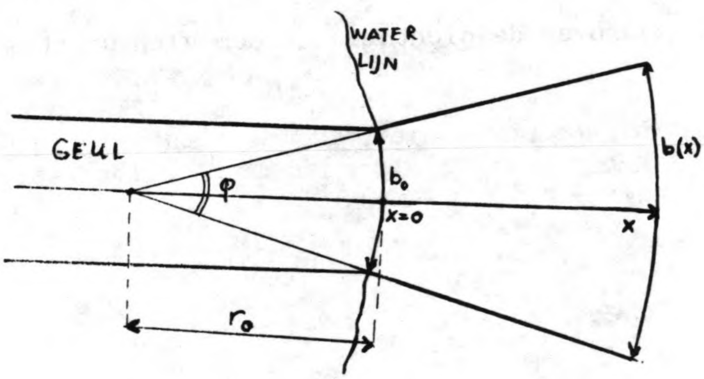
In paragraaf 6.7.5 zijn voorbeeldberekeningen voor enkele praktijkgevallen opgenomen.

6.7.4 Spreiding op het onderwaterstort.

Omdat het nog onbekend is wat er precies met de mengselstroom op het onderwaterstort gebeurt, is het nodig een aantal verschillende mogelijkheden te beschouwen.

Het is mogelijk, dat de mengselstroom onder water zich over dezelfde breedte met een zelfde specifiek debiet voortzet, daarbij een geul vormend, die zich steeds zal verleggen.

Op het bovenwaterstort wordt de mengselstroom enigszins geleid door perskaden, op het onderwaterstort daarentegen kan de stroom zich vrij in alle richtingen bewegen. Daarom is het ook denkbaar, dat de mengselstroom op het steilere, kegelvormige onderwaterstort aangekomen zich onder een bepaalde hoek spreidt en over het hele stort uitwaaiert. Laagdikte en specifiek debiet nemen dan ten gevolge van deze spreiding voortdurend af, de stroming is niet-uniform. De spreidingsbreedte b als functie van de afstand en de spreidingshoek ϕ bedraagt (zie figuur 6.8):



Figuur 6.8 Spreiding van de mengselstroom op het onderwaterstort.

$$b = 2\pi\ (r_o + x)\ \frac{\phi}{360} \qquad \text{m} \qquad (6.54)$$

Als de geulbreedte bij de waterlijn b_o bekend is kan de spreidingsstraal r_o daaruit berekend worden met:

$$r_o = \frac{360}{\phi}\ \frac{b_o}{2\pi} \qquad \text{m} \qquad (6.55)$$

Het specifieke debiet wordt dan ten gevolge van de spreiding:

$$q = q_o \frac{b_o}{b} = q_o \frac{1}{1 + x/r_o} \qquad m^3/s,m \qquad (6.56)$$

in differentievorm:

$$q_{n+1} = q_n \frac{1}{1 + \Delta x/r_o} \qquad m^3/s,m \qquad (6.57)$$

en het oppervlak waarover de dichtheidsstroom zich uitstrekt:

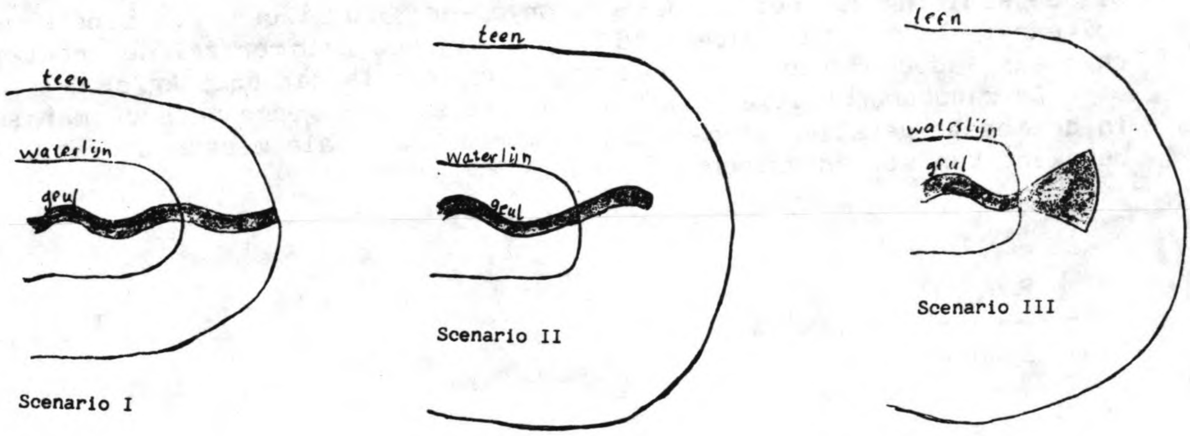
$$A = \frac{\phi}{360} \pi \left[(x + r_o)^2 - r_o^2\right] \qquad m^2 \qquad (6.58)$$

6.7.5 Berekening van enkele praktijkgevallen.

a. Scenario's.

In deze paragraaf worden de afgeleide formules voor de niet-uniforme zandwaterdichtheidsstroming toegepast op twee praktijksituaties van een zandsluiting, namelijk een situatie met een vrij kleine zandproduktie, de sluiting van het Marollegat, en een situatie met een hoge zandproduktie, de sluiting van het Krammer. Verder wordt er uitgegaan van drie scenario's, omdat er vooralsnog te weinig gegevens zijn om een definitieve keuze te maken. Zodoende kunnen optimistische en pessimistische aannamen gedaan worden en kan de werkelijk optredende situatie zoveel mogelijk ingesloten worden.

De drie scenario's zijn (zie figuur 6.9):
I. evenwichtsstroming, met de daarbij behorende evenwichtshelling van het onderwaterstort. Bij de waterlijn stroomt het zandwatermengsel onder water met dezelfde geulbreedte door. Deze geul zal zich echter regelmatig verleggen en als een ruitewisser over het onderwaterstort kwispelen.
II. niet-evenwichtsstroming over een gegeven, vrij flauwe helling van 1:25, een waarde die in de praktijk veel is gemeten. Evenals bij 1. stroomt het mengsel onder water door in een geul met dezelfde breedte als op het bovenwaterstort.
III. niet-evenwichtsstroming door spreiding van de mengselstroom op het onderwaterstort onder een hoek van 30° bij een gegeven helling. Voor deze helling wordt weer de uit ervaringen gevonden waarde van 1:25 genomen. Evenwichtsstroming is nu niet mogelijk, tenzij de helling, uitgaande van de evenwichtshelling voortdurend steiler zou worden naarmate het mengsel zich over een grotere breedte spreidt. Dit is echter zeer onwaarschijnlijk.



Figuur 6.9 Drie verschillende scenario's voor het gedrag van de zandwaterdichtheidsstroom;

De drie scenario's zijn gebaseerd op een stationaire situatie, waarbij wel zand uit de mengselstroom verloren kan gaan door sedimentatie op het stort, maar niet door opwerveling naar boven. Door deze opwerveling ontstaat in de bovenliggende laag namelijk een evenwichtsconcentratieprofiel, waarbij bezinking en opwerveling ter plaatse van de mengselstroom uiteindelijk aan elkaar gelijk zijn. Wanneer er echter een dwarsstroming door het sluitgat trekt kan er geen evenwichtsprofiel ontstaan, al het zand wordt dan afgevoerd en er treedt dan wel zandverlies uit de mengselstroom op. Op het effekt van de opwerveling en de dwarsstroom wordt in paragraaf 6.8 nader ingegaan.

Uiteraard kunnen de berekeningen in deze paragraaf ook uitgevoerd worden met een andere helling voor het onderwaterstort en met een andere spreidingshoek. De drie scenario's zijn echter zoveel mogelijk als extreme toestanden gekozen, waar de werkelijkheid ergens tussenin zal liggen.

b. Gegevens Marollegat en Krammer.

De zandproduktie P wordt uitgedrukt in kubieke meters in het werk gestort zand per uur. Met een gemiddeld poriëngehalte $p = 1 - c_{max}$ van 40% volgt hieruit voor het totale zandtransport S:

$$S = \frac{\rho_s \, P \, (1 - p)}{3600} \qquad \text{kg/s} \qquad (6.59)$$

De momentane produktie, dus niet een dag- of weekgemiddelde, bedroeg bij de sluiting van het Marollegat ongeveer 3500 m^3/uur, het zandtransport volgens (59) is dan ongeveer 1550 kg/s. Bij het Krammer zal de produktie ongeveer 15000 m^3/uur zijn, het zandtransport is dan 6625 kg/s.

De zandconcentratie c in het door de zuigers geproduceerde mengsel is in de meeste gevallen circa 20% , waarmee het totale mengseldebiet Q berekend kan worden volgens:

$$Q = \frac{P \, c_{max}}{3600 \, c} \qquad m^3/s \qquad (6.60)$$

Dit debiet is dan bij het Marollegat 2,9 en bij het Krammer 12,5 m^3/s. Uit de metingen op het stort Speelmansplaten II, de zandsluiting van het Marollegat, werden geulbreedten b van 3,8 tot 5 m gemeten. Bij de waterlijn neemt deze nog iets toe, zodat als randvoorwaarde b_o een waarde van 6 m kan worden gehanteerd. Met behulp van de in 4.4.2 gegeven experimentele formule voor de geulbreedte kan deze waarde geëxtrapoleerd worden naar de Krammersituatie volgens:

$$\frac{b1}{b2} = \frac{\sqrt{Q1}}{\sqrt{Q2}} \qquad (6.61)$$

zodat als randvoorwaarde bij het Krammer een waarde van 12,5 m volgt. De specifieke debieten q die hieruit volgen zijn voor het Marollegat 0,5 en voor het Krammer 1,0 m^3/s,m.

De gemiddelde korreldiameter D, de D_{50}-waarde, is op het onderwaterstort iets kleiner als op het bovenwaterstort. Voor het Marollegat wordt een waarde van 160 μm aangehouden, voor het Krammer 200 μm.

Algemene gegevens zijn:

de valversnelling $g = 9,8$ m/s²
de dichtheid van het korrelmateriaal $\rho_s = 2650$ kg/m³
de dichtheid van het zeewater $\rho = 1030$ kg/m³
de relatieve koreldichtheid $\Delta = 1,57$

Bij een zandconcentratie c van 20% heeft de relatieve mengseldichtheid ε een waarde van 0,239 (zie 6.5.2). De juiste waarden voor de bodem- en grensvlakwrijvingscoëfficiënten f_o en f_i is niet bekend. Hier wordt voor f_o dezefde waarde genomen als op het bovenwaterstort is gemeten, namelijk 0,15. Daarmee wordt verondersteld dat het stort onder water een soortgelijk verloop heeft. Voor f_i wordt een waarde genomen die volgt uit de formule van Bo Pedersen (zie 6.5.3). De invloed van deze coëffiënten op de evenwichtshelling (zie 6.6.3, vgl.(36)) en daarmee het sedimentatiegedrag is echter gering.

c. Resultaten.

Het meest eenvoudige geval treedt op volgens scenario I, waarbij onder invloed van de mengselstroom op het onderwaterstort de evenwichtshelling ontstaat. Pas bij de teen van het talud zal het zand bezinken. De formules (34) t/m (36) van 6.6.3 zijn nu geldig. Als randvoorwaarde bij de waterlijn geldt de continuiteit van debiet en zandtransport, dus q_o en c zijn gegeven. De laagdikte h_o bij de waterlijn kan berekend worden uit het debiet en de helling van het onderwaterstort. Is dit de evenwichtshelling i_e dan blijft de laagdikte constant, bij een flauwere helling zal het mengsel bezinken volgens scenario II. De berekeningen zijn uitgevoerd met een eenvoudig rekenprogramma, waarvan een uitdraai in bijlage V is opgenomen. De resultaten staan in de tabellen 6.3.1 en 6.3.2.

Uit deze berekeningen volgt, dat in het geval van het Marollegat de zandwaterdichtheidsstroom volgens scenario II al na 70 meter, dus bij een diepte van 2,8 m, volledig is bezonken. Dit resultaat is vrij ongevoelig voor veranderingen in de waarden voor de wrijvingscoëfficiënten f_o en f_i en de beginrandvoorwaarde h_o. De korreldiameter D en de concentratie c zijn, via de valsnelheid w_s wel van invloed.

Wanneer bovendien een spreiding van het mengsel over het onderwaterstort van 30° wordt aangenomen, volgens scenario III, zijn de resultaten nog meer geprononceerd. De afname van het debiet vindt nu plaats zowel door spreiding als door sedimentatie. Het kritieke vermogen ω_{kr} van een zich spreidende mengselstroom neemt namelijk toe door afname van het specifieke debiet, terwijl tegelijkertijd het effektieve vermogen ω van de stroming afneemt door sedimentatie. De berekeningen zijn weer uitgevoerd met een rekenprogramma (zie bijlage VI), waarin de formules van 6.7.4 zijn verwerkt. De resultaten zijn opgenomen in de tabellen 6.3.3 en 6.3.4.

De mengselstroom is in het geval Marollegat al bezonken na 22 meter, bij een diepte van minder dan één meter. In het geval Krammer is dit niet veel méér, namelijk 38 meter.

Nu kan eveneens het totale verspreidingsgebied A van de mengselstroom bepaald worden. Uit de berekeningen volgt, dat dit slechts een beperkt deel van het totale onderwaterstort is (tabel 6.3.3 en 6.3.4).

6.8 Opwerveling van zand uit de zandwaterdichtheidsstroom.

6.8.1 Aannamen voor de berekening.

In 6.7 is beschreven wat er met de zandwaterdichtheidsstroom op het onderwaterstort kan gebeuren. Dit is belangrijk om te weten hoeveel zand er direkt op het stort terecht komt. Door de snelheid van de dichtheidsstroom en eventueel ook door de getijstroming door het sluitgat, loodrecht op de dichtheidsstroom, worden er schuifspanningen op het grensvlak uitgeoefend. Daardoor kan er menging plaatsvinden en kan er zand in het bovenliggende sluitgatwater in suspensie gaan. Door de getijstroom kan dus niet alleen zand van de bodem, maar ook zand uit de dichtheidsstroom opgewerveld en meegevoerd worden en aanleiding geven tot zandverliezen.

De aannamen voor de berekening van deze opwerveling zijn in principe dezelfde als die van 6.6.1 en 6.7.1, maar als uitbreiding wordt nu ook de snelheids- en concentratieverdeling beschouwd.

De aannamen luiden:

1. tweedimensionale tweelagen-stroming, constant in breedterichting,
2. homogeen, turbulent zandwatermengsel,
3. stationaire, niet-uniforme stroming,
4. continuiteit bij de waterlijn.

Meer in detail bekeken hebben de aannamen betrekking op de menglaag tussen de dichtheidsstroom en het bovenliggende water. Er wordt verondersteld, dat er een stabiele menglaag bestaat, waarin snelheid en concentratie continu verlopen van de waarden in de onderlaag naar die in de bovenlaag. Wordt de menglaag op een gegeven moment veel dikker dan de onderlaag, dan is de situatie niet meer stabiel en gaat het gehele mengsel in suspensie in de bovenlaag (zie 6.5.4). De uitwerking van deze aannamen volgt in de komende paragrafen.

In 6.8.6 wordt ook ingegaan op de situatie, die optreedt als er een dwarstroom door het sluitgat trekt. Al het opgewervelde zand wordt dan afgevoerd en zal ergens anders bezinken. De situatie is dan niet meer stationair. De opwerveling kan dan wel berekend worden, maar het momentane concentratieprofiel niet meer.

6.8.2 Schuifspanningsverdeling.

Het langs het onderwaterstort stromende zandwatermengsel oefent bij het bovengrensvlak een schuifspanning uit op het aanvankelijk in rust verkerende bovenliggende water. Daardoor wordt er in deze laag turbulentie opgewekt en kan de schuifspanning over de hele waterdiepte naar het oppervlakte worden overgedragen. Uiteindelijk wordt de schuifspanning opgenomen door een gering tegenverhang van het wateroppervlak.

Net als bij de berekening van het logaritmisch snelheidsprofiel in een turbulente stroming wordt in de bovenlaag een lineair schuifspannings-verloop aangenomen (zie figuur 6.10), volgens:

$$\tau(z) = \tau^* \left(1 - \frac{z - z_o}{H + h - z_o}\right) \qquad N/m^2 \qquad \text{voor } z \geq h \qquad (6.62)$$

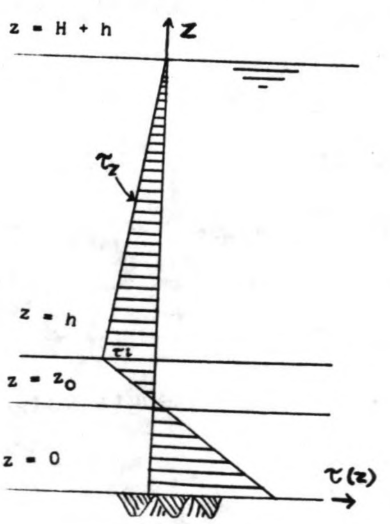
waarin τ^* de fictieve schuifspanning ter plaatse $z = z_o$ en H de waterdiepte boven de mengselstroom ter plaatse is. In de volgende paragraaf wordt de betekenis van z_o uitgelegd. Uit de vergelijkingen (7) en (10) van 6.5.3 volgt voor de schuifspanning τ_i ter plaatse van het grensvlak, z = h:

$$\tau_i = \rho_m \, u^{*2} \frac{f_i}{f_o + f_i} \qquad N/m^2 \qquad (6.63)$$

waarin u* de schuifspanningssnelheid voor de onderlaag is (zie 6.5.3, vgl.(9)), die in stationaire toestand gelijk is aan:

$$u^* = \sqrt{(\varepsilon \; g \; h \; i)} \qquad m/s \qquad (6.64)$$

zodat het schuifspanningsprofiel in de bovenlaag bekend is.



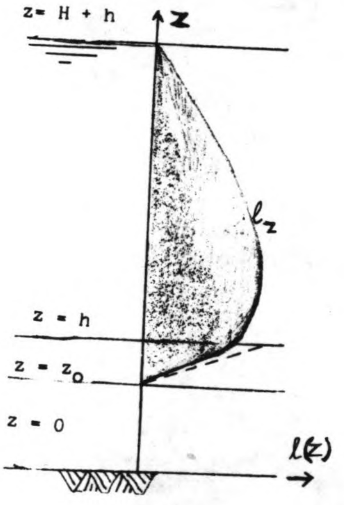
Figuur 6.10 Schuifspanningsverdeling.

6.8.3 Snelheidsverdeling.

De schuifspanning, uitgeoefend door de dichtheidsstroom, zal de bovenlaag in beweging zetten en er zal een circulatiestroming ontstaan. Als maat voor de turbulentie, die zich vanaf de grens ontwikkelt, kan de mengweglengte (l) dienen. Ter plaatse van de grens, $z = h$, is deze niet nul, maar heeft dan al een bepaalde waarde. Het grensvlak is immers geen ondoorlatende wand, zoals de vaste bodem of het wateroppervlak. Turbulente wervels kunnen zich zowel in de bovenlaag als, zij het sterk gedempt, in de onderlaag ontwikkelen. In analogie met de afleiding van Prandtl (zie ook 4.4.3) wordt nu voor de mengweglengte gesteld:

$$l(z) = \kappa\ (z - z_o) \sqrt{(1 - \frac{z - z_o}{H + h - z_o})} \qquad \text{m} \qquad (6.65)$$

waarin z_o het denkbeeldige nulpunt van het mengweglengteprofiel (zie figuur 6.11) is. Zowel ter plaatse van dit nulpunt, $z = z_o$, als bij het wateroppervlak, $z = H + h - z_o$, is er dus geen turbulente diffusie, een maximum treedt ongeveer halverwege op.



Figuur 6.11 Mengweglengteverdeling.

De turbulente viskositeit ν_t is een functie van de mengweglengte volgens (zie 4.4.3):

$$\nu_t = l^2 \frac{du}{dz} \qquad \text{m}^2/\text{s} \qquad (6.66)$$

Met de schuifspannings- (62) en mengweglengteverdeling (65) en de viskositeitsrelatie (zie ook 4.4.3):

$$\tau(z) = \rho_m \; \nu_t(z) \; \frac{du}{dz} \qquad N/m^2 \tag{6.67}$$

volgt voor de snelheidsgradiënt in de bovenlaag:

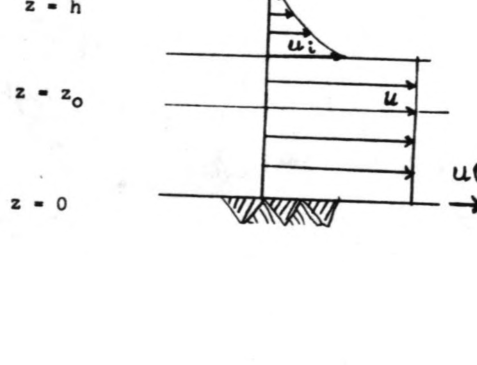
$$\frac{du}{dz} = \frac{u^* \phi}{\kappa \, (z - z_o)} \qquad 1/s \tag{6.68}$$

waarin ϕ gedefinieerd wordt als:

$$\phi = \sqrt{(\frac{f_i}{f_o + f_i})} \tag{6.69}$$

Met de randvoorwaarde $u = u_i$ voor $z = h$ volgt hieruit (zie figuur 6.12) een logaritmisch snelheidsprofiel voor de bovenlaag, $z \geq h$:

$$u(z) = u_i - \frac{u^* \phi}{\kappa} \ln (\frac{z - z_o}{h - z_o}) \qquad m/s \tag{6.70}$$



Figuur 6.12 Snelheidsverdeling.

De randvoorwaarde, de snelheid ter plaatse van het grensvlak, $z = h$, kan bijvoorbeeld bepaald worden uit een continuiteitsbeschouwing. Het instromende debiet blijft in eerste instantie constant. Dit debiet stroomt in zijn geheel in de onderlaag af, zodat in de bovenlaag geen netto afvoer plaatsvindt. Dit betekent, dat de gemiddelde snelheid in de bovenlaag nul moet zijn. Integratie van (70) en gelijk stellen aan nul levert:

$$u_i = \{(\frac{H + h - z_o}{H}) \ln (\frac{H + h - z_o}{h - z_o}) - 1\} \frac{u^* \phi}{\kappa} \quad \text{m/s} \qquad (6.71)$$

Als echter sterke drie-dimensionale effekten een rol spelen en het water gemakkelijk zijwaarts kan worden afgevoerd gaat de continuiteitsbeschouwing niet meer op. Een andere wijze om de randvoorwaarde u_i te vinden is dan om deze te koppelen aan de gemiddelde mengselstroomsnelheid u. In de menglaag zal de mengselstroomsnelheid echter sterk veranderen, zodat de waarde bovenaan de laag slechts zwak beinvloed zal worden door de gemiddelde mengselstroomsnelheid u.

6.8.4 Concentratieverdeling.

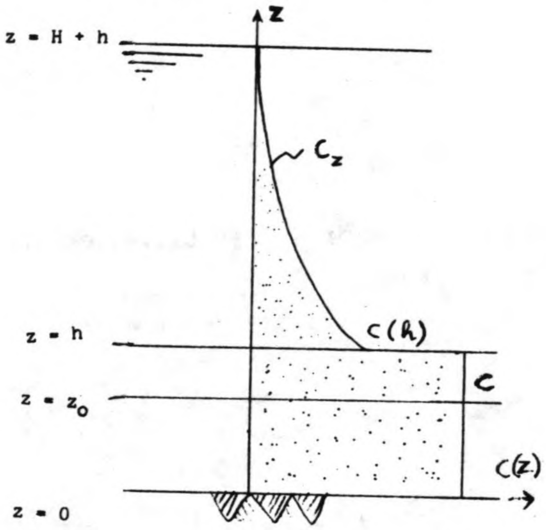
De oplossing van de convectie-diffusievergelijking (zie 6.5.5, vgl.(20)) die voldoet aan de mengweglengteverdeling (65) en de vgl. (60) en (62), luidt, onder de aanname $\xi = \nu_t$ en met de randvoorwaarde $c = c(h)$ voor $z = h$, voor $z \geq h$:

$$c(z) = c(h) \left(\frac{h - z_o}{H} \; \frac{H + h - z}{z - z_o}\right)^Z \qquad (6.72)$$

waarin ter berekening van het suspensiegetal Z de waarde voor de effektief op de grenslaag werkende schuifspanning τ_i moet worden gebruikt. De formule voor het suspensiegetal wordt dan:

$$Z = \frac{w}{\kappa \, u^* \, \phi} \qquad (6.73)$$

De waarde voor de referentieconcentratie c(h) zal afhankelijk zijn van de waarde van de concentratie in de onderlaag. Deze concentratie is gegeven, immers in een evenwichtssituatie is deze dezelfde als de concentratie van het mengsel, zoals dit uit de pijp komt. In de menglaag kan er een sterke concentratiegradiënt optreden. In figuur 6.13 is het concentratieprofiel geschetst.



Figuur 6.13 Concentratieverdeling.

De diffusiecoëfficiënt ξ is in dit geval dus:

$$\xi = \kappa\,(z - z_o)\,u^*\,\phi\,\frac{H + h - z}{H + h - z_o} \qquad m^2/s \qquad (6.74)$$

en de concentratiegradiënt:

$$\frac{dc}{dz} = - Z\,c\,\left(\frac{H + h - z_o}{H + h - z}\right)\frac{1}{z - z_o} \qquad 1/m \qquad (6.75)$$

6.8.5 <u>Berekening referentieconcentratie en mengwegnulpunt.</u>

Om het concentratieprofiel in de bovenlaag en ook de opwerveling vanuit de mengselstroom in de bovenlaag te berekenen zijn nu alleen nog de z_o-waarde, het mengweglengtenulpunt, en de referentieconcentratie c(h), de concentratie aan de bovenkant van de menglaag onbekend. Deze kunnen berekend worden door aannamen te doen over de snelheids- en concentratiegradiënten in de menglaag. Verondersteld wordt, dat de gradiënten ter plaatse van de menglaag zich zodanig aanpassen aan de menglaagdikte, dat deze continu verlopen.

In formule, zie ook (16) van 6.5.4 en figuur 6.5:

$$\left[\frac{du}{dz}\right]_{z=h} = \frac{u - u_i}{\delta} \quad 1/s \quad \text{en} \tag{6.76}$$

$$\left[\frac{dc}{dz}\right]_{z=h} = \frac{c - c(h)}{\delta} \quad 1/m \tag{6.77}$$

Met behulp van de uitdrukkingen (19) voor δ (zie 6.5.4) en (10) en (11) voor u en u* (zie 6.5.3) volgt:

$$\frac{\delta}{h} = \beta \frac{u^2}{\varepsilon g h} = \beta\, i \frac{8}{f_o + f_i} \tag{6.78}$$

Hierbij wordt impliciet verondersteld, dat $u_i \lll u$. Dit is in feite ook al in 6.5.4, vgl.(16) in de ééndimensinale beschouwing gedaan, waar de snelheid in de bovenlaag nul is gesteld. In de hier gehanteerde tweedimensionale beschouwing is middels de continuiteitsvergelijking (71) alleen de gemiddelde snelheid in de bovenlaag nul verondersteld. Uit (68), (76) en (78) kan nu worden afgeleid voor z_o:

$$\frac{h - z_o}{h} = i \frac{\beta}{\kappa} \sqrt{\left(\frac{8}{f_o + f_i}\right)} \sqrt{\left(\frac{f_i}{f_o + f_i}\right)} \tag{6.79}$$

en uit (75), (77), (78) en (79) voor de referentieconcentratie c(h):

$$c(h) = \frac{c}{1 + \kappa Z \sqrt{\left(\frac{8}{f_i}\right)} \frac{H + h - z_o}{H}} \tag{6.80}$$

Indien de waarden van f_o, f_i en β, de concentratie c en het specifieke debiet q van de mengselstroom en de korreldiameter D van het zand bekend zijn kan nu op elke diepte de snelheid en de concentratie als functies van deze parameters berekend worden. In de grafieken 6.4 en 6.5.1 en 6.5.2 zijn de profielen voor een toenemende diepte geschetst. Deze gelden dus alleen voor de stationaire evenwichtssituatie.

6.8.6 Opwerveling uit de dichtheidsstroom.

Ten gevolge van de snelheid van de dichtheidsstroom zal er zand in het bovenliggende water opgewerveld worden, waardoor er een concentratieprofiel in de bovenlaag ontstaat volgens (72) en (80). Is dit profiel geheel ingesteld, zodat er sprake is van een evenwichtssituatie, dan is de opwerveling of het opwaarts transport op elk nivo gelijk aan de bezinking, in formule:

$$E = S = \rho_s \, w \, c \qquad \text{kg/s,m}^2 \qquad (6.81)$$

Ter plaatse van de benedenrand van de bovenlaag, z = h, geldt dan:

$$E = S = \rho_s \, w \, c(h) \qquad \text{kg/s,m}^2 \qquad (6.82)$$

waarin c(h) de referentieconcentratie is. Zolang het evenwichtsprofiel nog niet ingesteld is zal de opwerveling bij de benedenrand groter zijn dan de bezinking. De opwerveling heeft dan wel de waarde volgens (82), maar de werkelijke concentratie ter plaatse is kleiner dan c(h). Met behulp van (80) volgt:

$$E = \rho_s \, w \, c \, \frac{1}{1 + \kappa \, Z \sqrt{\left(\frac{8}{f_i}\right)} \, \frac{H + h - z_o}{H}} \qquad \text{kg/s,m}^2 \qquad (6.83)$$

Met de vereenvoudiging $c(h) <<< c$ volgt hieruit de in paragraaf 6.5.5 afgeleide formule:

$$E = \rho_s \frac{1}{8} f_i \, u \, c \qquad \text{kg/s,m}^2 \qquad (6.84)$$

Indien er een dwarsstroming optreedt, bijvoorbeeld ten gevolge van het getij, zal er een extra schuifspanning op het bovengrensvlak van de mengselstroom uitgeoefend worden. Er wordt extra zand opgewerveld, dat bovendien direkt wordt afgevoerd, zodat er geen evenwichtsconcentratieprofiel kan ontstaan. De opwerveling kan op analoge wijze berekend worden als de effektief op het grensvlak werkende schuifspanning bekend is.

Stel de gemiddelde stroomsnelheid door het sluitgat U. De wrijvingscoëfficiënt, welke de sluitgatstroming ter plaatse van de mengselstroom ondervindt is de waarde op het bovengrensvlak, f_i. Worden de lokale traagheidstermen verwaarloosd, hetgeen een redelijke aanname is voor een relatief kleine lengte waarover de sluitgatstroming over de mengselstroom trekt, dan geldt:

$$\tau_o = \frac{1}{8} \rho \, U^2 f_i \qquad \text{N/m}^2 \qquad (6.85)$$

Zowel de zandwaterdichtheidsstroming als de sluitgatstroming geven een schuifspanning op het grensvlak en wel in onderling loodrechte richtingen. De resulterende schuifspanning op het grensvlak ter plaatse van z = h, is dan de vektoriële som van de beide schuifspanningen. Uit (85) en (63) volgt:

$$\tau_r = \sqrt{(\tau_o^2 + \tau_i^2)} = \rho \frac{f_i}{8} \{(U^4 + (1 + \Delta c)^2 u^4) \qquad \text{N/m}^2 \qquad (6.86)$$

De resulterende schuifspanningssnelheid $u*_r$ wordt dan:

$$u*_r = \sqrt{(\frac{\tau_r}{\rho})} = \sqrt{(\frac{f_i}{8})} \, [\, U^4 + (1 + \Delta c)^2 \, u^4 \,]^{0.25} \qquad \text{m/s} \qquad (6.87)$$

Met deze schuifspanningssnelheid kan het suspensiegetal Z opnieuw berekend worden:

$$Z = \frac{w}{\kappa \, u*_r} \qquad (6.88)$$

waarmee het concentratieprofiel en vervolgens de opwerveling, dus de BODEMSPUIT-randvoorwaarde, met (83) of (84) berekend kan worden. Overigens wordt in deze formule geen reduktie van de valsnelheid toegepast, omdat de concentraties in de bovenlaag aanzienlijk kleiner zijn dan in de mengselstroom zelf, het effekt is dan verwaarloosbaar.

Wordt alleen de opwerveling gevraagd, dan is de berekening nog eenvoudiger door direkt (84) toe te passen. De stroomsnelheden kunnen vectoriëel opgeteld worden, zodat de formule overgaat in:

$$E = \rho_s \frac{f_i}{8} \sqrt{(U^2 + u^2)}\, c \quad \text{kg/s,m}^2 \qquad (6.89)$$

Bij de hoge stroomsnelheden die in de laatste fase van de sluiting in het sluitgat zullen optreden zijn de daardoor veroorzaakte schuifspanningen op de mengselstroom van overheersend belang, dus $\tau_o >>> \tau_i$. Bovendien wordt al het door de dwarsstroom opgewervelde zand direkt afgevoerd. Het zandtransport in de mengselstroom zal hierdoor afnemen, zodat de stroming niet meer stationair-uniform is. Behalve door sedimentatie neemt het mengseldebiet dan ook af door afvoer door de dwarsstroom en zal de uitdemping van de mengselstroom extra snel verlopen. Dit effekt is in 6.7 niet meegenomen, de berekeningen van het uitbreidingsgebied van de mengselstroom geven dus een veilige benadering.

6.8.7 Berekening van enkele praktijkgevallen (vervolg).

Met behulp van de in de vorige paragrafen afgeleide formules en de gegevens van het Marollegat en het Krammer kan een voorbeeldberekening gemaakt worden van de ontwikkeling van het concentratie- en het snelheidsprofiel langs het onderwaterstort en de opwerveling uit de mengselstroom. Deze voorbeelden sluiten aan op de berekeningen in paragraaf 6.7.5.

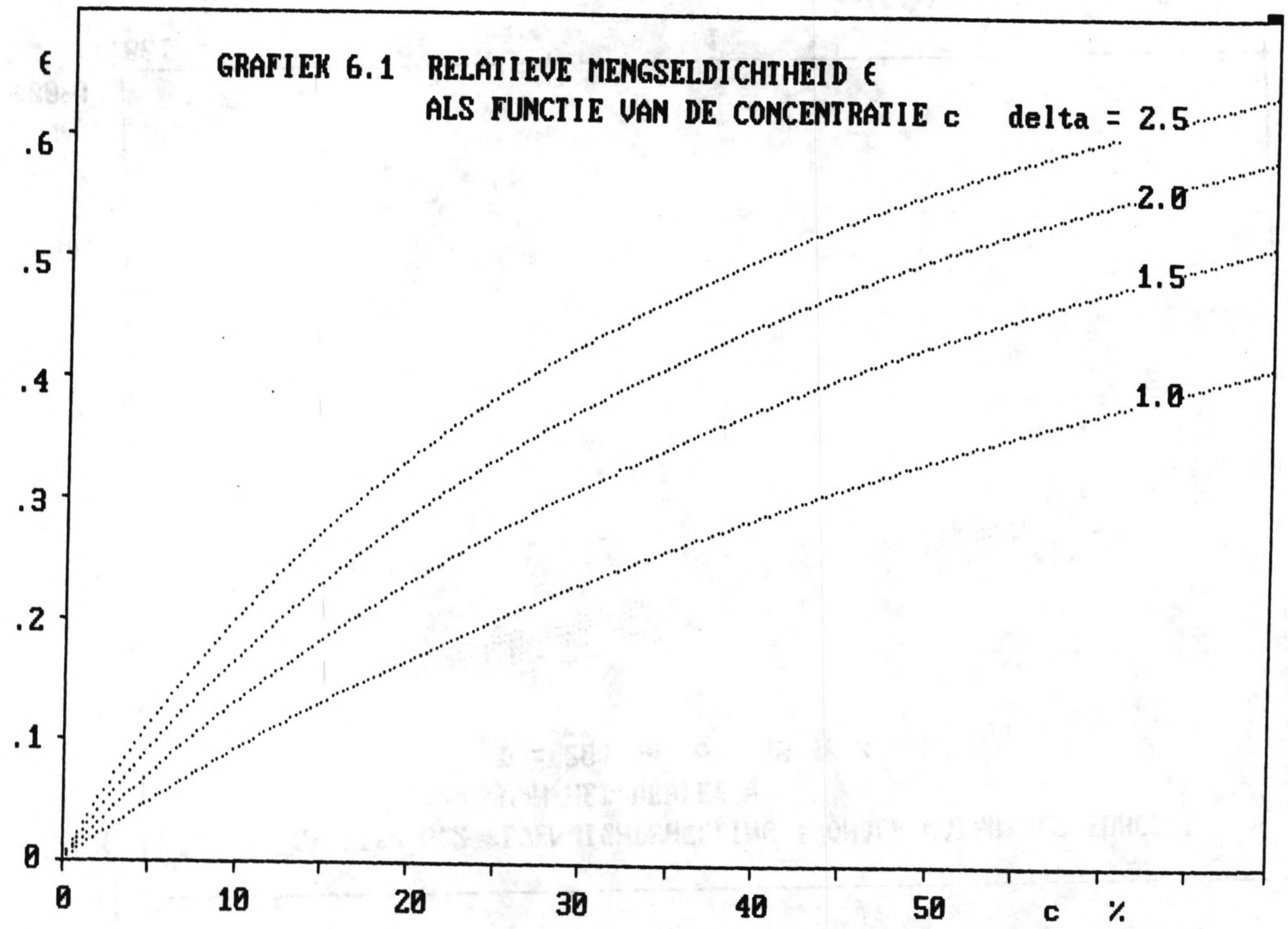
In de grafieken 6.4, 6.5.1 en 6.5.2 zijn deze profielen geschetst, voor de situatie Krammer, volgens scenario I, II en III, zonder dwarsstroom en in 6.5.3 en 6.5.4 met een dwarsstroom van 3 m/s.

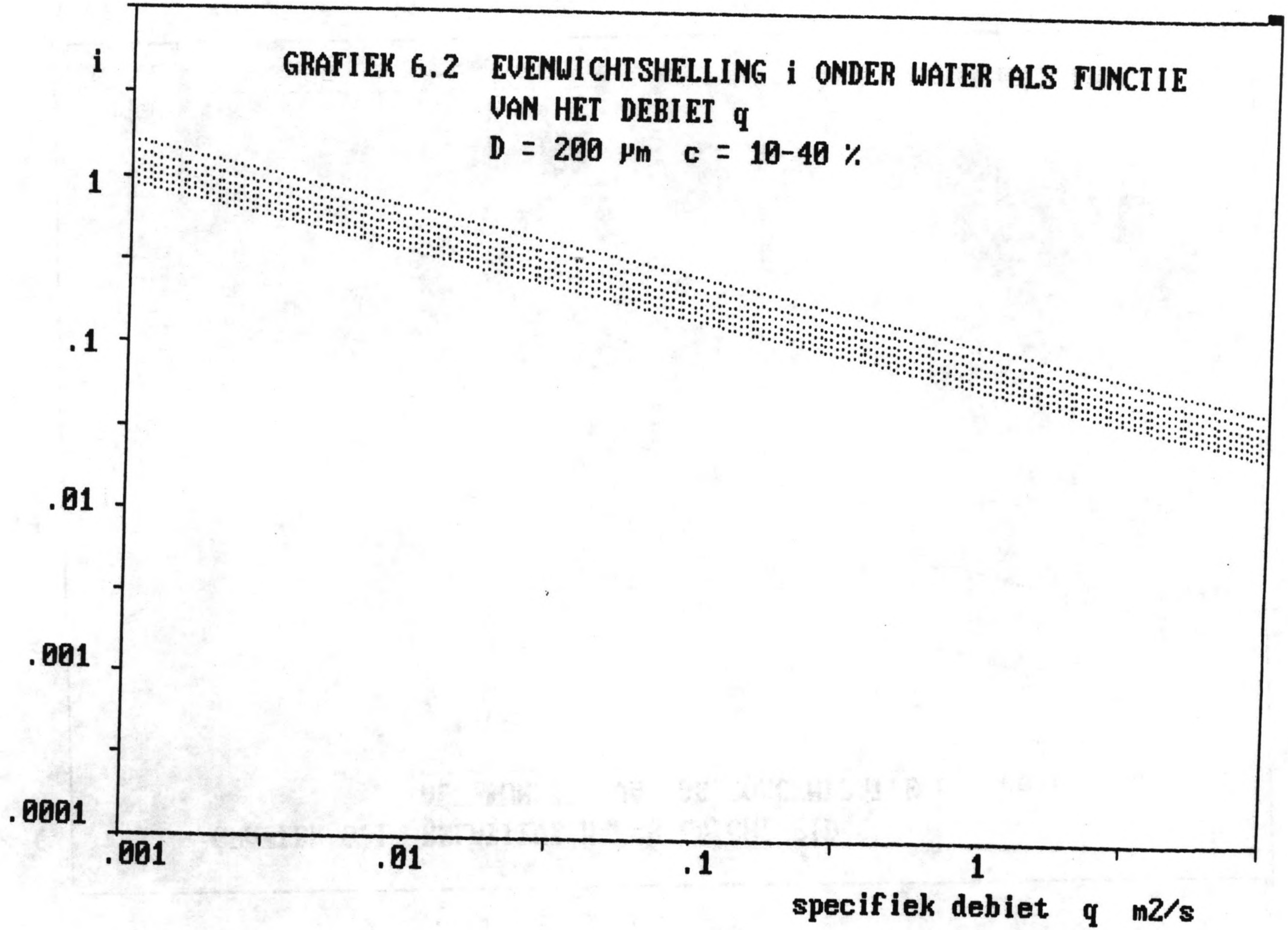
De concentratieprofielen gelden, zoals al eerder vermeld, alleen voor de stationaire eindfase, die in theorie pas bij een oneindig brede mengselstroom optreedt. Het rekenprogrammaatje dat hiervoor is geschreven is ook opgenomen in de bijlagen V en VI .

In de tabellen 6.3.1 t/m 6.3.4 en 6.4.1 t/m 6.4.4 is de opwerveling (de BODEMSPUIT) berekend zonder respectieveijk met dwarsstroom, volgens de drie scenarioś. De totale hoeveelheid zand V_s, die in suspensie gaat, kan afgeschat worden door het produkt van het totale oppervlak A waarover de mengselstroom zich uitspreidt en de opwerveling E_s te berekenen:

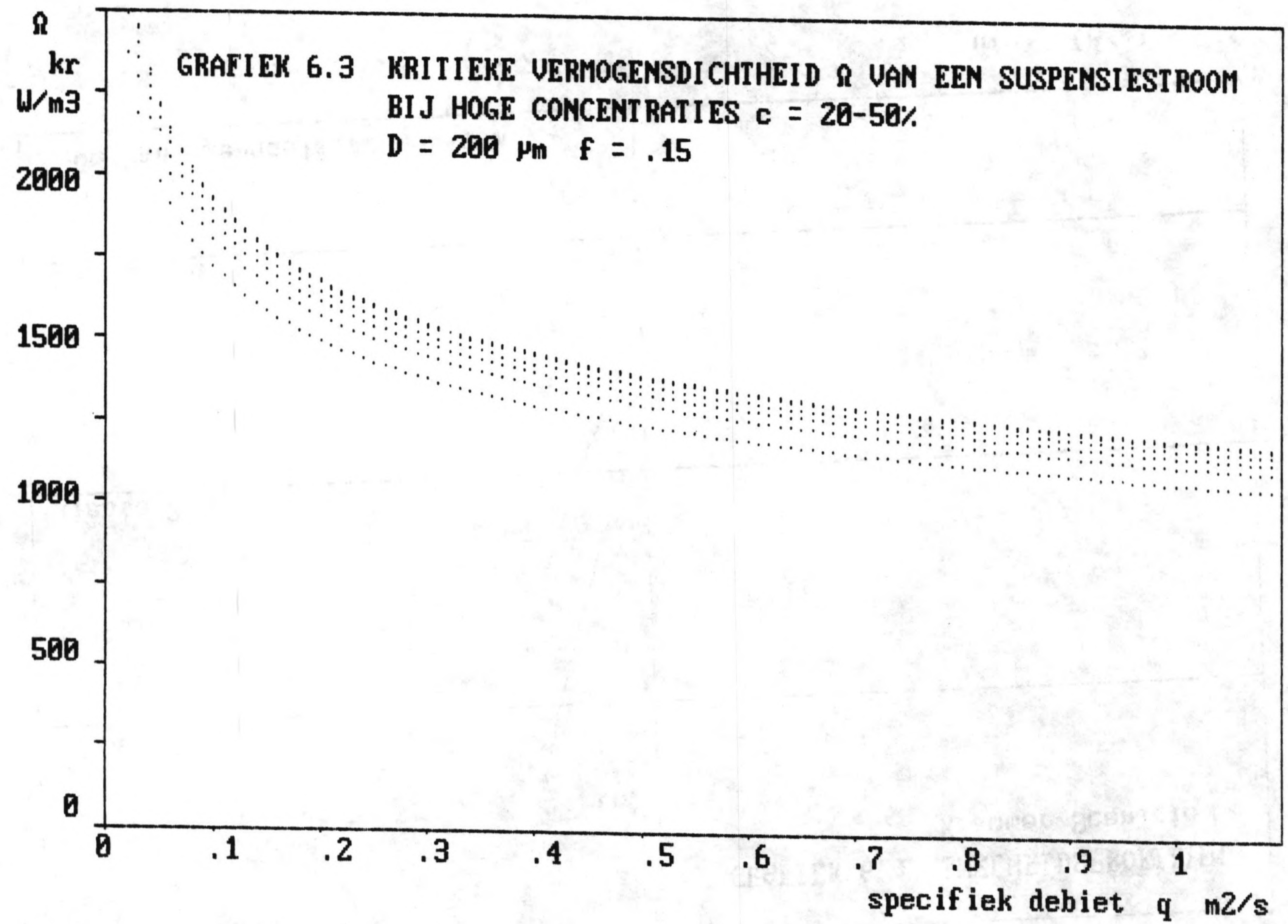
$$V_s = A\ E \qquad kg/s \tag{6.90}$$

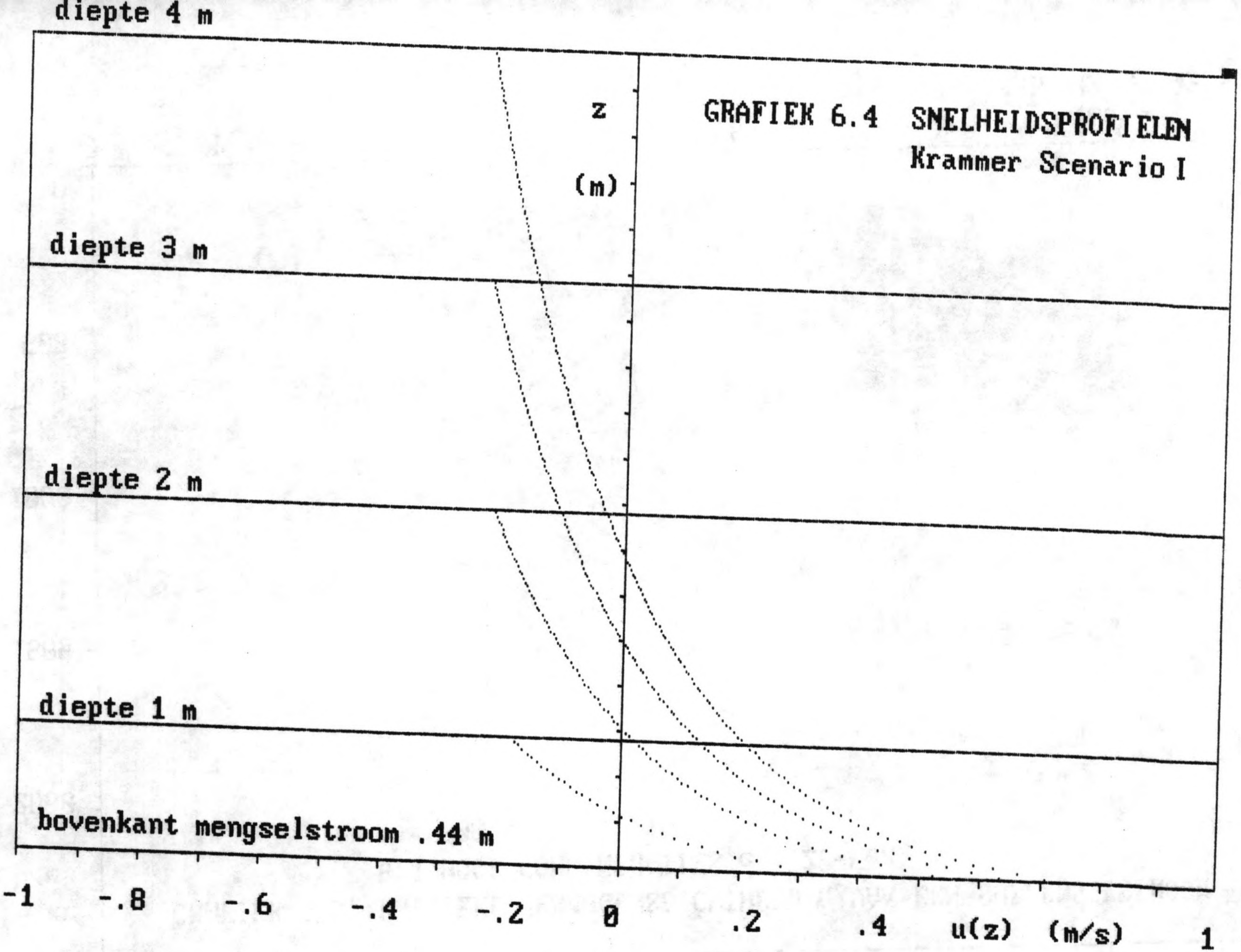
De hoeveelheid zand V_s, welke in suspensie gaat is in de tabellen berekend als een percentage van de totale produktie. Volgens scenario I zou vrijwel de gehele produktie in suspensie kunnen gaan en aanleiding kunnen geven tot zandverliezen. Volgens Scenario III, dat op grond van de waarnemingen het meest waarschijnlijk wordt geacht, gaat slechts 12,5% in suspensie. Van deze 12,5 % zal een gedeelte buiten het uiteindelijke damlichaam bezinken en definitief verloren gaan. De resterende 87,5% sedimenteert direkt op het onderwaterstort.


GRAFIEK 6.1 RELATIEVE MENGSELDICHTHEID ϵ
ALS FUNCTIE VAN DE CONCENTRATIE c
delta = 2.5
2.0
1.5
1.0
ϵ
.6
.5
.4
.3
.2
.1
0
10
20
30
40
50
c %

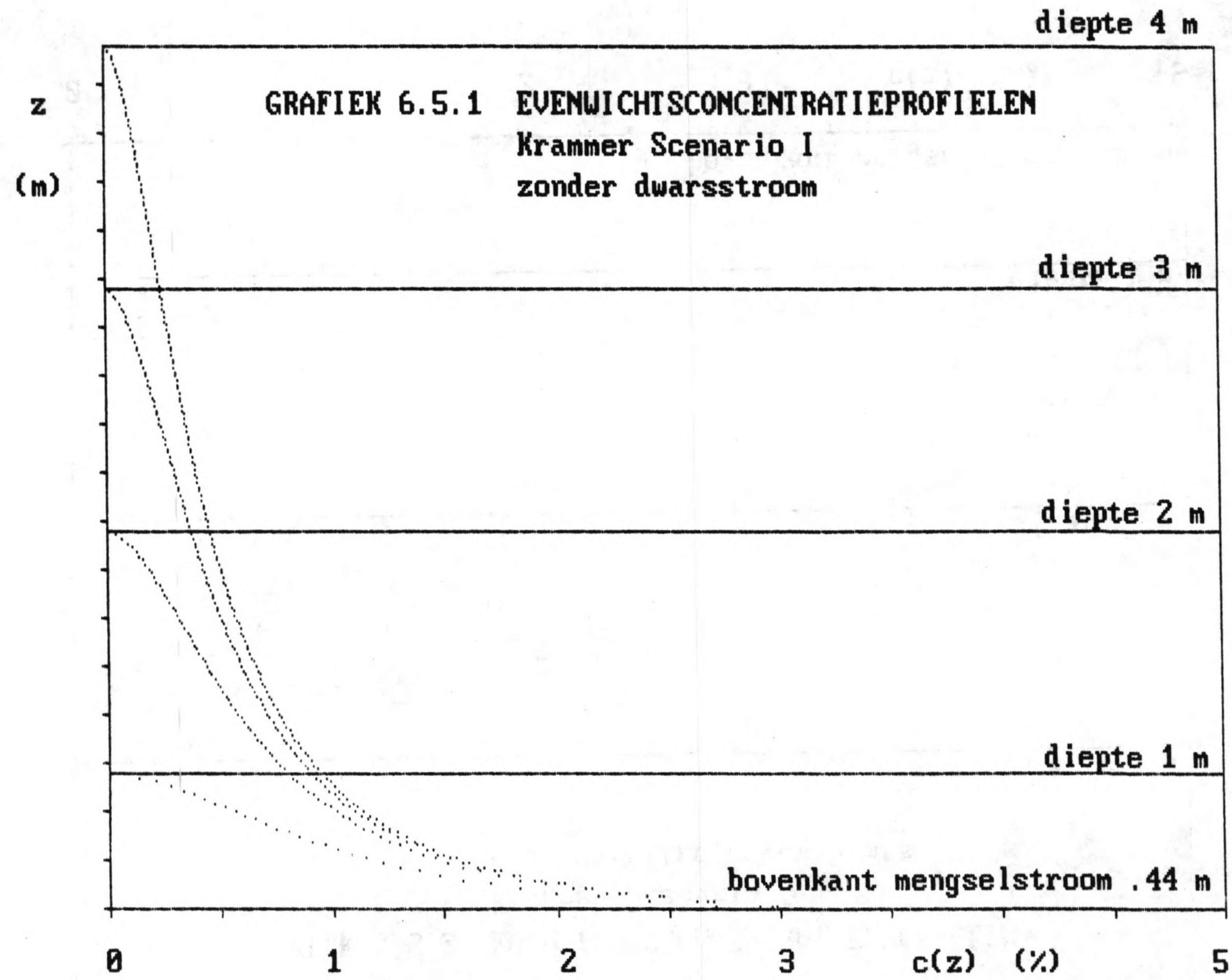


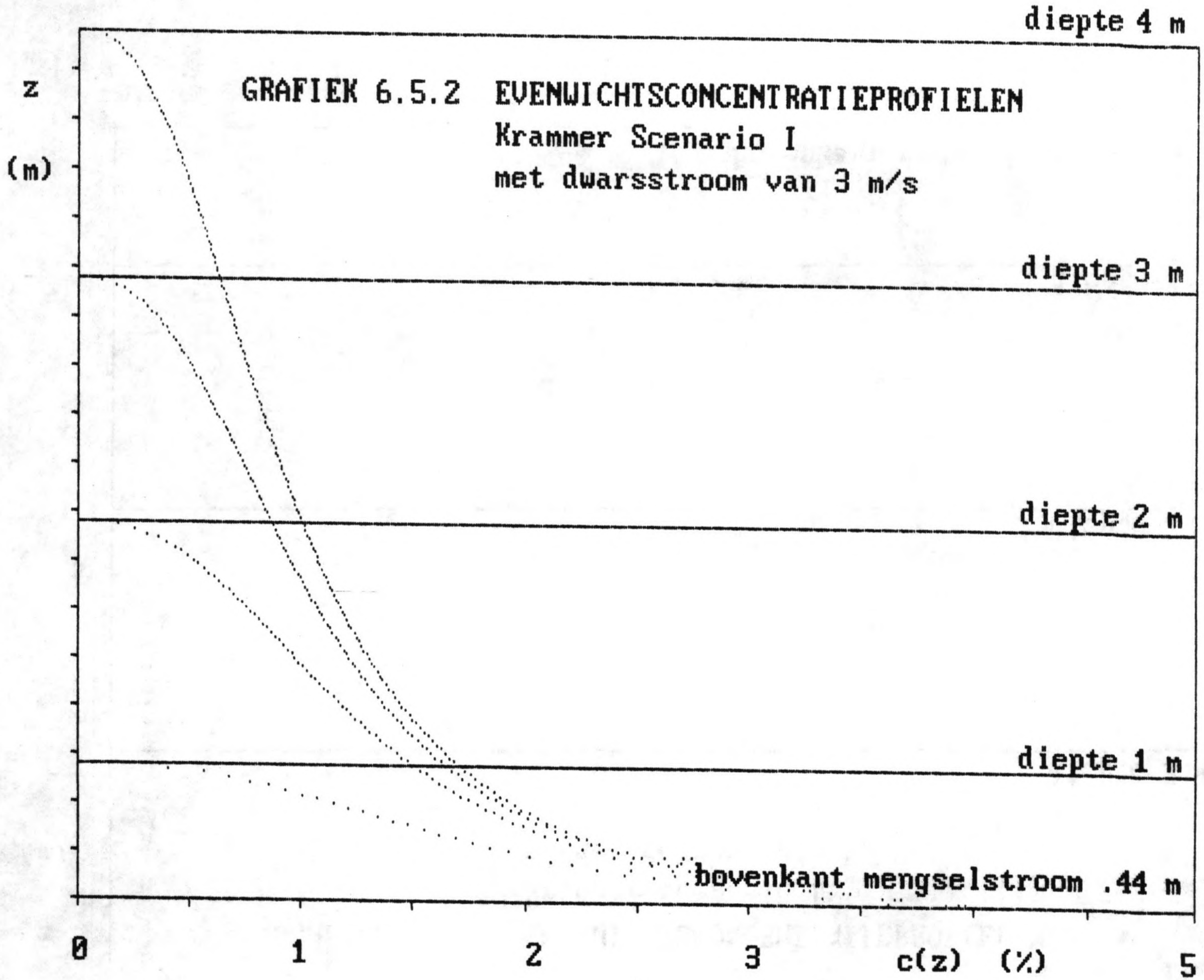
GRAFIEK 6.2 EVENWICHTSHELLING i ONDER WATER ALS FUNCTIE
VAN HET DEBIET q
D = 200 μm c = 10-40 %
i
1
.1
.01
.001
.0001
.001
.01
.1
1
specifiek debiet q m2/s

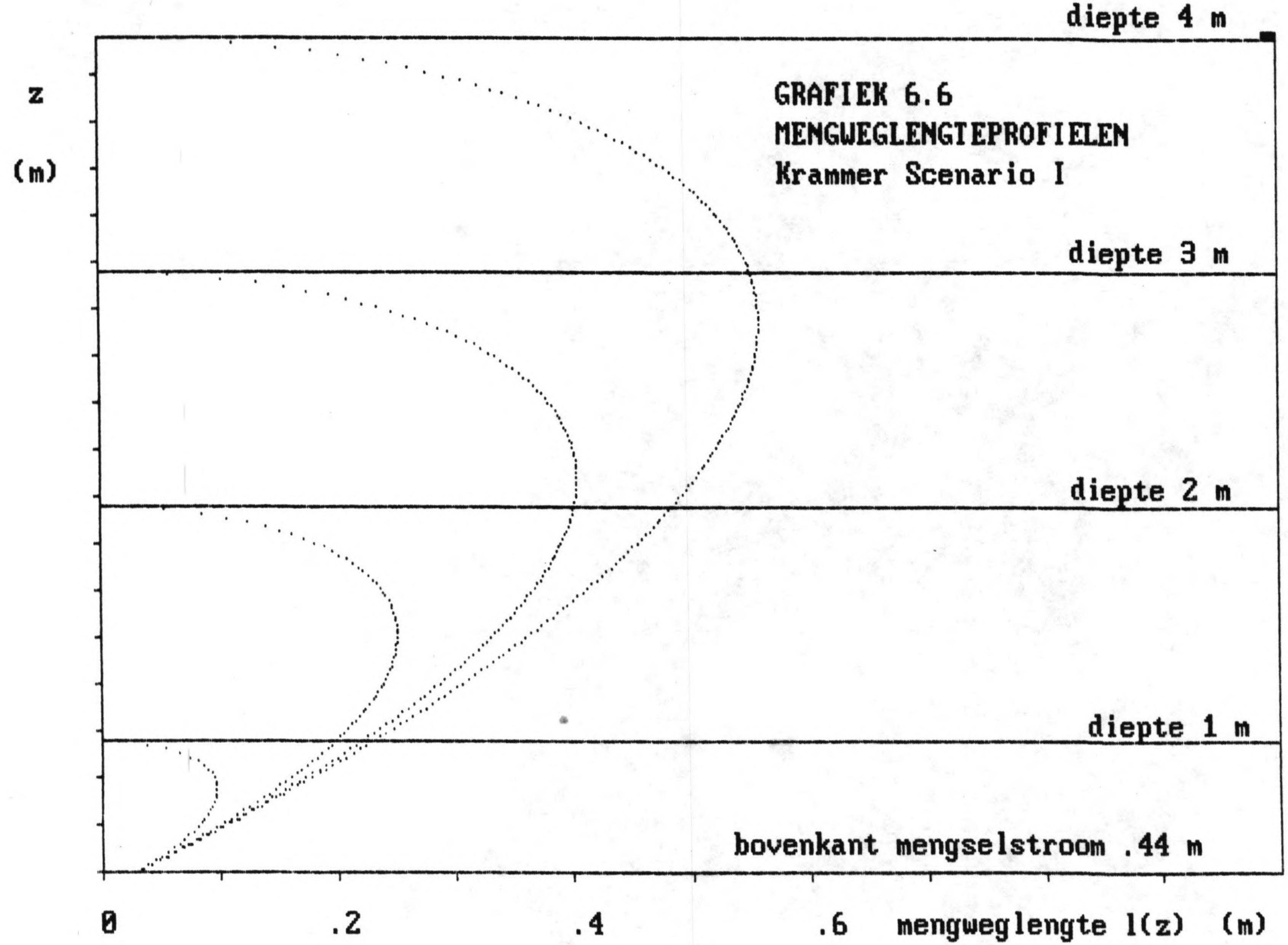

GRAFIEK 6.3 KRITIEKE VERMOGENSDICHTHEID Ω VAN EEN SUSPENSIESTROOM
BIJ HOGE CONCENTRATIES c = 20-50%
D = 200 μm f = .15
Ω kr W/m3
2000
1500
1000
500
0
0
.1
.2
.3
.4
.5
.6
.7
.8
.9
1
specifiek debiet q m2/s



diepte 4 m
z
(m)
GRAFIEK 6.4 SNELHEIDSPROFIELEN
Krammer Scenario I
diepte 3 m
diepte 2 m
diepte 1 m
bovenkant mengselstroom .44 m
-1
-.8
-.6
-.4
-.2
0
.2
.4
u(z) (m/s)
1


GRAFIEK 6.5.1 EVENWICHTSCONCENTRATIEPROFIELEN
Krammer Scenario I
zonder dwarsstroom
z
(m)
diepte 4 m
diepte 3 m
diepte 2 m
diepte 1 m
bovenkant mengselstroom .44 m
0
1
2
3
5
c(z) (%)


GRAFIEK 6.5.2 EVENWICHTSCONCENTRATIEPROFIELEN
Krammer Scenario I
met dwarsstroom van 3 m/s
diepte 4 m
diepte 3 m
diepte 2 m
diepte 1 m
bovenkant mengselstroom .44 m
z
(m)
0
1
2
3
5
c(z) (%)



diepte 4 m
z
(m)
GRAFIEK 6.6
MENGWEGLENGTEPROFIELEN
Krammer Scenario I
diepte 3 m
diepte 2 m
diepte 1 m
bovenkant mengselstroom .44 m
0
.2
.4
.6
mengweglengte l(z) (m)

TABEL 6.3.1

Krammer
Zonder dwarsstroom

c= .2
D= .0002 m
f0= .1
f1= .0155
eps= .238965
Produktie = 6625 kg/s
Diepte = 20 m
Geulbreedte bij waterlijn = 12.5 m

Scenario I

ie= .1029897
wkrit= 834.4635 W/m3
ue= 2.556352 m/s
he= .3911825 m
Ee= 2.625054 kg/s,m2
% in suspensie = 96.18306 %

Scenario II

q0= 1 m2/s
i= .04
h0= .5361553 m
u0= 1.865132 m/s

x (m)	h (m)	u (m/s)	q (m2/s)	A (m2)	E (kg/s,m2)	% in suspensie
0.0	0.536	1.865	1.000	0.0	0.0	0.0
5.0	0.518	1.834	0.951	62.5	1.9	1.8
10.0	0.500	1.802	0.901	125.0	1.9	3.5
15.0	0.482	1.768	0.852	187.5	1.8	5.2
20.0	0.463	1.733	0.802	250.0	1.8	6.9
25.0	0.443	1.696	0.751	312.5	1.7	8.6
30.0	0.423	1.657	0.701	375.0	1.7	10.2
35.0	0.402	1.615	0.649	437.5	1.7	11.7
40.0	0.381	1.571	0.598	500.0	1.6	13.2
45.0	0.358	1.525	0.546	562.5	1.6	14.7
50.0	0.335	1.474	0.494	625.0	1.5	16.2
55.0	0.311	1.420	0.441	687.5	1.5	17.5
60.0	0.285	1.361	0.388	750.0	1.4	18.8
65.0	0.258	1.295	0.335	812.5	1.3	20.1
70.0	0.230	1.221	0.281	875.0	1.3	21.3
75.0	0.199	1.137	0.226	937.5	1.2	22.4
80.0	0.166	1.037	0.172	1000.0	1.1	23.4
85.0	0.128	0.912	0.117	1062.5	0.9	24.3
90.0	0.085	0.741	0.063	1125.0	0.8	25.0
95.0	0.029	0.437	0.013	1187.5	0.4	25.4

Mengselstroom bezonken na 100 meter.

TABEL 6.3.2

Marollegat
Zonder dwarsstroom

c= .2
D= .00016 m
f0= .1
f1= .0178
eps= .238965
Produktie = 1550 kg/s
Diepte = 6 m
Geulbreedte bij waterlijn = 6 m

Scenario I

ie= .1191012
wkrit= 798.6796 W/m3
ue= 2.115747 m/s
he= .2363232 m
Ee= 2.494994 kg/s,m2
% in suspensie = 48.65466 %

Scenario II

q0= .5 m2/s
i= .04
h0= .3399838 m
u0= 1.470658 m/s

x (m)	h (m)	u (m/s)	q (m2/s)	A (m2)	E (kg/s,m2)	% in suspensie
0.0	0.340	1.471	0.500	0.0	0.0	0.0
5.0	0.323	1.434	0.464	30.0	1.7	3.3
10.0	0.306	1.396	0.427	60.0	1.6	6.5
15.0	0.288	1.354	0.390	90.0	1.6	9.5
20.0	0.270	1.310	0.353	120.0	1.5	12.5
25.0	0.250	1.262	0.316	150.0	1.5	15.4
30.0	0.230	1.210	0.279	180.0	1.4	18.2
35.0	0.209	1.153	0.241	210.0	1.4	20.8
40.0	0.186	1.089	0.203	240.0	1.3	23.3
45.0	0.162	1.015	0.164	270.0	1.2	25.6
50.0	0.136	0.929	0.126	300.0	1.1	27.7
55.0	0.106	0.822	0.087	330.0	1.0	29.6
60.0	0.072	0.679	0.049	360.0	0.8	31.2
65.0	0.030	0.440	0.013	390.0	0.5	32.2

engselstroom bezonken na 70 meter.

TABEL 6.3.3

Krammer met spreiding

Scenario III

Zonder dwarsstroom

c= .2
D= .0002 m
f0= .15
f1= .0155
q0= 1 m2/s
eps= .238965
i= .04
h0= .604453 m
u0= 1.654388 m/s

x (m)	h (m)	u (m/s)	qx (m2/s)	Ex (kg/s,m2)	Ax (m2)	in suspensie %
0.0	0.604	1.654	1.000	0.00	0.0	0.0
2.0	0.564	1.599	0.902	1.64	26.0	0.7
4.0	0.526	1.543	0.812	1.58	54.2	1.4
6.0	0.489	1.488	0.728	1.53	84.4	2.1
8.0	0.454	1.433	0.650	1.47	116.8	2.8
10.0	0.420	1.378	0.578	1.42	151.2	3.6
12.0	0.387	1.323	0.512	1.36	187.8	4.4
14.0	0.355	1.268	0.450	1.30	226.4	5.1
16.0	0.324	1.211	0.393	1.24	267.1	5.9
18.0	0.294	1.154	0.340	1.19	309.9	6.7
20.0	0.265	1.095	0.290	1.12	354.9	7.5
22.0	0.236	1.035	0.245	1.06	401.9	8.3
24.0	0.208	0.971	0.202	1.00	451.0	9.0
26.0	0.180	0.904	0.163	0.93	502.2	9.8
28.0	0.152	0.831	0.127	0.85	555.5	10.5
30.0	0.124	0.750	0.093	0.77	610.9	11.1
32.0	0.095	0.655	0.062	0.67	668.5	11.7
34.0	0.063	0.535	0.034	0.55	728.1	12.2
36.0	0.027	0.348	0.009	0.36	789.8	12.5

Mengselstroom bezonken na 38 meter

TABEL 6.3.4

Marollegat met spreiding

Scenario III

Zonder dwarsstroom

c=	.2	
D=	.00016	m
f0=	.15	
f1=	.0178	
q0=	.5	m2/s
eps=	.238965	
i=	.04	
h0=	.3825374	m
u0=	1.307062	m/s

x (m)	h (m)	u (m/s)	qx (m2/s)	Ex (kg/s,m2)	Ax (m2)	in suspensie %
0.0	0.383	1.307	0.500	0.00	0.0	0.0
2.0	0.335	1.224	0.411	1.44	13.0	1.3
4.0	0.292	1.143	0.334	1.35	28.2	2.7
6.0	0.253	1.063	0.269	1.25	45.4	4.2
8.0	0.216	0.983	0.213	1.16	64.8	5.7
10.0	0.183	0.903	0.165	1.06	86.2	7.3
12.0	0.151	0.821	0.124	0.97	109.8	8.8
14.0	0.121	0.735	0.089	0.87	135.4	10.3
16.0	0.092	0.641	0.059	0.76	163.1	11.7
18.0	0.063	0.531	0.034	0.63	192.9	12.9
20.0	0.033	0.384	0.013	0.45	224.9	13.9

Mengselstroom bezonken na 22 meter

TABEL 6.4.1

Krammer
Met dwarsstroom van 3 m/s

c= .2
D= .0002 m
f0= .1
f1= .0155
eps= .238965
Produktie = 6625 kg/s
Diepte = 20 m
Geulbreedte bij waterlijn = 12.5 m

Scenario I

ie= .1029897
wkrit= 834.4635 W/m3
ue= 2.556352 m/s
he= .3911825 m
Ee= 4.047364 kg/s,m2
% in suspensie = 100 %

Scenario II

q0= 1 m2/s
i= .04
h0= .5361553 m
u0= 1.865132 m/s

x (m)	h (m)	u (m/s)	q (m2/s)	A (m2)	E (kg/s,m2)	% in suspensie
0.0	0.536	1.865	1.000	0.0	3.6	0.0
5.0	0.518	1.834	0.951	62.5	3.6	3.4
10.0	0.500	1.802	0.901	125.0	3.6	6.8
15.0	0.482	1.768	0.852	187.5	3.6	10.3
20.0	0.463	1.733	0.802	250.0	3.6	13.7
25.0	0.443	1.696	0.751	312.5	3.6	17.1
30.0	0.423	1.657	0.701	375.0	3.6	20.5
35.0	0.402	1.615	0.649	437.5	3.6	24.0
40.0	0.381	1.571	0.598	500.0	3.6	27.4
45.0	0.358	1.525	0.546	562.5	3.6	30.8
50.0	0.335	1.474	0.494	625.0	3.6	34.2
55.0	0.311	1.420	0.441	687.5	3.6	37.6
60.0	0.285	1.361	0.388	750.0	3.6	41.1
65.0	0.258	1.295	0.335	812.5	3.6	44.5
70.0	0.230	1.221	0.281	875.0	3.6	47.9
75.0	0.199	1.137	0.226	937.5	3.6	51.3
80.0	0.166	1.037	0.172	1000.0	3.6	54.8
85.0	0.128	0.912	0.117	1062.5	3.6	58.2
90.0	0.085	0.741	0.063	1125.0	3.6	61.6
95.0	0.029	0.437	0.013	1187.5	3.6	65.0

Mengselstroom bezonken na 100 meter.

TABEL 6.4.2

Marollegat
Met dwarsstroom van 3 m/s

c= .2
D= .00016 m
f0= .1
f1= .0178
eps= .238965
Produktie = 1550 kg/s
Diepte = 6 m
Geulbreedte bij waterlijn = 6 m

Scenario I

ie= .1191012
wkrit= 798.6796 W/m3
ue= 2.115747 m/s
he= .2363232 m
Ee= 4.32905 kg/s,m2
% in suspensie = 84.4204 %

Scenario II

q0= .5 m2/s
i= .04
h0= .3399838 m
u0= 1.470658 m/s

x (m)	h (m)	u (m/s)	q (m2/s)	A (m2)	E (kg/s,m2)	% in suspensie
0.0	0.340	1.471	0.500	0.0	0.0	0.0
5.0	0.323	1.434	0.464	30.0	3.9	7.6
10.0	0.306	1.396	0.427	60.0	3.9	15.1
15.0	0.288	1.354	0.390	90.0	3.9	22.7
20.0	0.270	1.310	0.353	120.0	3.9	30.1
25.0	0.250	1.262	0.316	150.0	3.8	37.6
30.0	0.230	1.210	0.279	180.0	3.8	44.9
35.0	0.209	1.153	0.241	210.0	3.8	52.3
40.0	0.186	1.089	0.203	240.0	3.8	59.6
45.0	0.162	1.015	0.164	270.0	3.7	66.8
50.0	0.136	0.929	0.126	300.0	3.7	74.0
55.0	0.106	0.822	0.087	330.0	3.7	81.1
60.0	0.072	0.679	0.049	360.0	3.6	88.1
65.0	0.030	0.440	0.013	390.0	3.6	95.0

Mengselstroom bezonken na 70 meter.

TABEL 6.4.3

Krammer met spreiding

Scenario III

Met dwarsstroom van 3 m/s

c= .2
D= .0002 m
f0= .15
f1= .0155
q0= 1 m2/s
eps= .238965
i= .04
h0= .604453 m
u0= 1.654388 m/s

x (m)	h (m)	u (m/s)	qx (m2/s)	Ex (kg/s,m2)	Ax (m2)	in suspensie %
0.0	0.604	1.654	1.000	0.00	0.0	0.0
2.0	0.564	1.599	0.902	3.49	26.0	1.4
4.0	0.526	1.543	0.812	3.46	54.2	3.0
6.0	0.489	1.488	0.728	3.44	84.4	4.6
8.0	0.454	1.433	0.650	3.41	116.8	6.3
10.0	0.420	1.378	0.578	3.39	151.2	8.1
12.0	0.387	1.323	0.512	3.37	187.8	10.0
14.0	0.355	1.268	0.450	3.34	226.4	12.0
16.0	0.324	1.211	0.393	3.32	267.1	14.1
18.0	0.294	1.154	0.340	3.30	309.9	16.3
20.0	0.265	1.095	0.290	3.28	354.9	18.6
22.0	0.236	1.035	0.245	3.26	401.9	20.9
24.0	0.208	0.971	0.202	3.24	451.0	23.4
26.0	0.180	0.904	0.163	3.22	502.2	25.9
28.0	0.152	0.831	0.127	3.20	555.5	28.6
30.0	0.124	0.750	0.093	3.18	610.9	31.3
32.0	0.095	0.655	0.062	3.15	668.5	34.1
34.0	0.063	0.535	0.034	3.13	728.1	36.9
36.0	0.027	0.348	0.009	3.10	789.8	39.9

Mengselstroom bezonken na 38 meter

TABEL 6.4.4

Marollegat met spreiding

Scenario III

Met dwarsstroom van 3 m/s

c= .2
D= .00016 m
f0= .15
f1= .0178
q0= .5 m2/s
eps= .238965
i= .04
h0= .3825374 m
u0= 1.307062 m/s

x (m)	h (m)	u (m/s)	qx (m2/s)	Ex (kg/s,m2)	Ax (m2)	in suspensie %
0.0	0.383	1.307	0.500	0.00	0.0	0.0
2.0	0.335	1.224	0.411	3.82	13.0	3.5
4.0	0.292	1.143	0.334	3.79	28.2	7.4
6.0	0.253	1.063	0.269	3.75	45.4	11.9
8.0	0.216	0.983	0.213	3.72	64.8	16.8
10.0	0.183	0.903	0.165	3.69	86.2	22.1
12.0	0.151	0.821	0.124	3.67	109.8	27.9
14.0	0.121	0.735	0.089	3.64	135.4	34.2
16.0	0.092	0.641	0.059	3.62	163.1	40.9
18.0	0.063	0.531	0.034	3.59	192.9	48.1
20.0	0.033	0.384	0.013	3.57	224.9	55.7

Mengselstroom bezonken na 22 meter

BIJLAGE I

LITERATUURLIJST ZANDWATERMENGSELSTROMING

1. Troebelingsstromen (Turbidity Currents)

1.1 J.R.L. Allen (1970)
Physical Processes of Sedimentation
George Allen & Unwin Ltd., London
Turbidity Currents and Turbidites, p.188-210

1.2 J.R.L. Allen (1982)
Developments in Sedimentology I, II
Elsevier, Amsterdam

1.3 R.A. Bagnold (1962)
Autosuspension of Transported Sediment;
Turbidity Currents
Proc. Roy. Soc. of London, A, 265, p.315-320

1.4 M.A. Hampton (1972)
The Role of Subaqueous Debris Flow in Generating
Turbidity Currents
Jo. of Sed. Petr., 42, p.775-793

1.5 B.C. Heezen, M. Ewing (1952)
Turbidity Currents and Submarine Slumps and the 1929
Grand Banks Earth Quake
Am. Jo. of Sci., 250, p.849-873

1.6 M.N. Hill ed. (1963)
The Sea III
John Wiley & Sons, London
R.A. Bagnold, D.L. Inman
Beach and Nearshore Processes, p.507-553

1.7 P.D. Komar (1971)
Hydraulic Jumps in Turbidity Currents
Geol. Soc. of Am. Bull., 82, p.1477-1488

1.8 Ph. H. Kuenen (1952)
Estimated Size of the Grand Banks Turbidity Current
Am. Jo. of Sci., 250, p.874-884

1.9 Ph. H. Kuenen (1971)
Tentative Data on Flow Resistance in Suspension Currents
Geologie en Mijnbouw, 50, p.429-442

1.10 D.R. Lowe (1976)
Subaqueous Liquefied and Fluidized Sediment Flows and
their Deposits
Sedimentology, 23, p.285-308

1.11 D.R. Lowe (1982)
Sediment Gravity Flows II:
Depositional Models with Special Reference to the
Deposits of High Density Turbidity Currents
Jo. Sed. Petr., 52, no. 1, p.279-297

1.12 G.V. Middleton (1966)
Experiments on Density and Turbidity Currents;
Uniform Flow of Density Currents
Can. Jo. of Earth Sci., 3, p.627-637

1.13 G.V. Middleton, M.A. Hampton (1973)
Sediment Gravity Flows;
Mechanics of Flow and Deposition
Soc. Econ. Paleon. Mineral., Pacific Section
Short Course Lectures, Anaheim, p.1-38

1.14 H.M. Pantin (1979)
Interaction Between Velocity and Effective Density
in Turbidity Flow; Phase-Plane Analysis with Criteria
for Autosuspension
Marine Geology, 31, p.59-99

1.15 J.B. Southard, M.E. Mackintosh (1981)
Experimental Test of Autosuspension
Earth Surf. Proc., 6, p.103-111

1.16 D.J. Stanley, D.J.P. Swift ed. (1976)
Marine Sediment Transport and Environmental Management
John Wiley & Sons, New York
G.V. Middleton, M.A. Hampton
Subaqueous Sediment Transport

1.17 D.J. Stanley, G. Kelling (1978)
Sedimentation in Submarine Canyons, Fans and Trenches
Dowden, Hutchinson & Ross Inc.
Stroudsberg, Pennsylvania

2. Korrelstromen (Grain Flow)

2.1 R.A. Bagnold (1954)
Experiments on a Gravity Free Dispersion of Large Solid
IUTAM Conf. on Deformation and Failure of Gran. Mat.
P.A. Vermeer, H.J. Luger ed.
Balkema, Rotterdam

2.4 C. Fraser (1978)
Avalanches and Snow Safety

2.5 K.J. Hsu (1975)
Catastrophic Debris Streams (Sturzstroms) Generated
by Rockfalls
Geol. Soc. of Am. Bull., 86, p.129-140

2.6 O. Hungr, N.R. Morgenstern (1984)
Experiments on the Flow Behaviour of Granular Materials
at High Velocity in an Open Channel
Geotechnique, 34, no.3, p.405-413

2.7 O. Hungr, N.R. Morgenstern (1984)
High Velocity Ring Shear Tests on Sand
Geotechnique, 34, no.3, p.415-421

2.8 D.R. Lowe (1976)
Grain Flow and Grain Flow Deposits
Jo. of Sed. Petr., 46, no.1, p.188-199

2.9 W. Paulcke (1938)
Practische Schnee- und Lawinenkunde
Berlin
A. Wagner
Luftbewegung bei Lawinensturzen, p.126-131

2.10 S.B. Savage (1979)
Gravity Flow of Granular Material in Chutes and Channels
Jo. of Fluid Mech., 92, pt.1, p.53-96

2.11 S.B. Savage, M. Sayed (1979)
Gravity Flow of Cohesionless Granular Material in
Wedge-shaped Hoppers
Mech. Appl. to the Tr. of Bulk Mat., ASME, AMD-31

2.12 S.B. Savage, M. Sayed (1981)
Gravity Flow of Coarse Granular Material in Conical
Hoppers
Zeitschr. fur Angewandte Math. und Physik, 32, p.125-143

2.13 T. Takahashi (1978)
Mechanical Characteristics of Debris Flow
Jo. of the Hydr. Div., ASCE, 104, Hy8, p.1153-1169

2.14 B. Voight ed. (1978)
Rockslides and Avalanches I
Elsevier, Amsterdam
M.J. McSavaney
McSherman Glacier Rock Avalanche, p.197-258
D.G. Moore
Submarine Slides, p.572

3. Sedimenttransport

3.1 J.E. Abbott, J.R.D. Francis (1977)
Saltation and Suspension Trajectories of Solid Grains in a Water Stream
Phil. Trans. Roy. Soc. of London, A, 284, p.225-254

3.2 R.A. Bagnold (1955)
Some Flume Experiments on Large Grains But Little Denser than the Transporting Fluid and Their Implications
Proc. Inst. Civ. Eng., 4, pt.III, p.174-205

3.3 R.A. Bagnold (1956)
The Flow of Cohesionless Grains in Fluids
Philos. Trans. Roy. Soc. of London, A, 249, p.235-297

3.4 R.A. Bagnold (1966)
An Approach to the Sediment Transport Problem from General Physics
U.S. Geol. Survey, Prof. Paper 422-1, Washington

3.5 R.A. Bagnold (1973)
The Nature of Saltation and of Bed Load Transport in Water
Proc. Roy. Soc. of London, A, 332, p.473-504

3.6 R.A. Bagnold (1977)
Bed Load Transport by Natural Rivers
Water Res. Res., 13, p.303-312

3.7 R.A. Bagnold (1979)
Sediment Transport by Wind and Water
Nordic Hydrology, 10, p.309-322

3.8 R.A. Bagnold (1980)
An Empirical Correlation of Bed Load Transport in Flumes and Natural Rivers
Proc. Roy. Soc. of London, A, 372, p.453-473

3.9 J.S. Bridge (1981)
Discussion of Bagnold's Bed Form Theory
Earth Surf. Proc., 6, p.187-190

3.10 H.A. Einstein (1950)
The Bed Load Function for Sediment Transport in Open Channel Flow
U.S. Dep. of Agric., Techn. Bull. 1026

3.11 H.A. Einstein, F.M. Abdel-Aal (1972)
Einstein Bed Load Function at High Sediment Rates
Jo. Hydr. Div., ASCE

3.12 F. Engelund, E. Hansen (1967)
A Monograph on Sediment Transport in Alluvial Channels
Teknisk Forlag, Copenhagen

3.13 F. Engelund, J. Fredsoe (1976)
A Sediment Transport Model for Straight Alluvial Channels
Nordic Hydrology, 7, p.296-306

3.14 W.H. Graf (1971)
Hydraulics of Sediment Transport
McGraw-Hill Book Comp., New York

3.15 J.O. Hinze (1971)
Turbulent Fluid and Particle Interaction
Int. Symp. on Two-Phase Systems, Haifa, Israel
WTHD 32, T.H. Delft

3.16 M.R. Leeder (1977)
Bed Load Stresses and Bagnold's Bed Form Theory
Earth Surf. Proc., 2, p.3-12

3.17 M.R. Leeder (1983)
On the Dynamics of Sediment Suspension by Residual Reynold's Stresses; Confirmation of Bagnold's Theory
Sedimentology, 30, p.485-491

3.18 M.R. Leeder (1984)
Bed Load Stresses and Sediment Transport Theory; a Correction
Sedimentology, 31, p. 277-278

3.19 P. Nielsen (1979)
Some Basic Concepts of Wave Sediment Transport
Inst. of Hydrodyn. and Hydr. Eng.
T.U. Denmark, Series Paper 20

3.20 P. Nielsen (1983)
On the Motion of Suspended Sand Particles
University of Florida

3.21 D.R. Oliver (1961)
The Sedimentation of Suspensions of Closely-Sized Spherical Particles
Chem. Eng. Sci., 15, no.3-4, p.230-242

3.22 C.J. Pratt (1973)
Bagnold Approach and Bed Form Development
Jo. Hydr. Div., ASCE, 99, Hy1, p.121-137

3.23 A.J. Raudkivi (1976)
Loose Boundary Hydraulics, 2nd ed.
Pergamon Press, Oxford

3.24 H. Rouse (1961)
Fluid Mechanics for Hydraulic Engineers
Dover Publ. Inc.

3.25 L.C. van Rijn (1984)
Sediment Transport pt.I: Bed Load Transport
Jo. of Hydr. Eng., ASCE, 110. no.10, p.1431-1456

3.26 L.C. van Rijn (1984)
Sediment Pick-Up Functions
Jo. of Hydr. Eng., ASCE, 110, no.10, p.1494-1502

3.27 L.C. van Rijn (1984)
Sediment Transport pt.II: Suspended Load Transport
Jo. of Hydr. Eng., ASCE, 110, no.11, p.1613-1641

3.28 L.C. van Rijn (1984)
Sediment Transport pt.III: Bed Forms and Alluvial Roughness
Jo. of Hydr. Eng., ASCE, 110, no.12, p.1733-1754

3.29 D.F. McTigue (1981)
Mixture Theory for Suspended Sediment Transport
Jo. Hydr. Eng., ASCE, 107, Hy6, p.659-673

3.30 V. Vanoni ed. (1977)
Sedimentation Engineering
ASCE, Manuals and Reports on Eng. Practice, no.54

3.31 M. de Vries (1969)
Solving Riverproblems by Hydraulic and Mathematical Models
DHL Publication 76-II, Delft

3.32 M. de Vries (1973)
River Bed Variations; Aggradition and Degradation
IAHR, New Delhi, India

3.33 Zhaohui Wan (1985)
Bed Material Movement in Hyperconcentrated Flow
Jo. Hydr. Eng., ASCE, 111, no.6, p.987-1002

4. Turbulentie en Viscositeit

4.1 R.S. Brodkey ed. (1975)
Turbulence in Mixing Operations
Ac. Press Inc., New York

4.2 A. Einstein (1906)
Eine Neue Bestimmung der Molekul-Dimensionen
Ann. der Physik, Leipzig, 4, no.19, p.289-306

4.3 H.A. Einstein (1941)
The Viscosity of Highly Concentrated Underflows
and its Influence on Mixing
Am. Geophys. Union Trans., 22, p.597-603

4.4 J.O. Hinze (1959)
Turbulence
McGraw-Hill Book Company, New York

4.5 J.O. Hinze (1971)
Experimental Investigations on Secundary Currents in
the Turbulent Flow Through a Straight Conduit
WTHD 27, T.H.Delft

4.6 J.O. Hinze (1971)
Turbulent Flow Regions with Shear Stress and Mean
Velocity Gradient of Opposite Sign
WTHD 28, T.H. Delft

4.7 S. Irmay (1960)
Accelerations and Mean Trajectories in Turbulent
Channel Flow
Trans. ASME, 82, p.961-972

4.8 H.R. Kruyt (1952)
Colloid Science I
Elsevier, Amsterdam

4.9 C.C. Lin (1961)
Statistical Theories of Turbulence
Princeton

4.10 H. Muller-Kirchenbauer (1964)
Zur Mechanik der Fleiszandbildung
Karlsruhe

4.11 G.B Schubauer, C.M. Tchen (1961)
Turbulent Flow
Princeton

4.12 V. Vand (1948)
Viscosity of Solutions and Suspensions II
Jo. Phys. & Colloid Chem., 52, p.277-313

5. Pijpleidingtransport (Pipeline Flow)

5.1 R. Clift, K.C. Wilson, G.R. Addie, M.R. Carstens (1982)
A Mechanistically Based Method for Scaling Pipeline
Tests for Settling Slurries
Hydrotransport 8, BHRA Fluid Engineering

5.2 R.W. Hanks (1978)
The Influence of Slurry Rheology on Turbulent
Pipeline Hydraulics
3rd Int. Techn. Conf on Slurry Transport
Las Vegas

5.3 E.J. Jasp (1977)
Solid Liquid Flow in Slurry Pipeline Transport
Trans. Tech. Publ., Clausthal, Germany

5.4 A.J. Stepanoff (1969)
Gravity Flow of Bulk Solids and Transportation of
Solids in Suspension
J. Wiley & Sons Inc., New York

5.5 K.C. Wilson (1972)
Slip Model Correlation of Dense Two-Phase Flow
Hydrotransport 2, BHRA Fluid Engineering

5.6 K.C. Wilson, W.E. Watt (1974)
Influence of Particle Diameter on the Turbulent
Support of Solids in Pipeline Flow
Hydrotransport 3, BHRA Fluid Engineering

5.7 K.C. Wilson (1976)
A Unified Physically Based Analysis of Solid Liquid
Pipeline Flow
Hydrotransport 4, BHRA Fluid Engineering

5.8 K.C. Wilson, D.G. Judge (1977)
Application of Analytical Model to the Stationary Deposit
Limit in Sand-Water Slurries
2nd Int. Symp. on Dredging Technology, BHRA Fluid Engineering

5.9 K.C. Wilson, D.G. Judge (1978)
Analytically Based Nomographic Charts for Sand-Water Flow
Hydrotransport 5, BHRA Fluid Engineering

5.10 K.C. Wilson (1979)
Deposition-Limit Nomograms for Particles of Various
Densities in Pipeline Flow
Hydrotransport 6, BHRA Fluid Engineering

6. Dichtheidsstromingen (Density or Gravity Flow)

6.1 G. Abraham, M. Karelse, A.G. van Os (1979)
On the Magnitude of Interfacial Shear of Subcritical
Stratified Flows
Jo. Hydr. Res., 17, no.4

6.2 F. Bo Pedersen (1980)
A Monograph on Turbulent Entrainment and Friction in
Two-Layer Stratified Flows
Inst. of Hydrodyn. and Hydr. Eng., T.U. Denmark, Lyngby

6.3 R.E. Britter, P.F. Linden (1980)
The Motion of a Gravity Current Traveling Down an Incline
Jo. Fluid Mech., 99, pt.3, p.531-543

6.4 V. Dermissis, E. Partheniades (1985)
Dominant Shear Stresses in Arrested Saline Wedges
Jo. Waterway, Port, Coastal and Ocean Eng.
ASCE, 111, no.4, p.733-752

7. Toegepast-technische Publikaties

7.1 J.W. Boehmer, W.G. Borst, A. Bras, G.H. van Raalte (1980)
Slope Stability and Slope Production Tests;
A New Tool in Harbour Design and Dredging Practice

7.2 Deltawerken (1985)
Driemaandelijks Bericht no.111
Staatsuitgeverij, Den Haag

7.3 T. Edelman (1960)
Het Bezwijken van Dijken in Februari 1953
De Ingenieur, 72, no.11

7.4 J.C. Huis in 't Veld, J. Stuip, A.W. Walther,
J.M. van Westen (1984)
The Closure of Tidal Basins
DUP, Delft

7.5 J. Stuip ed. (1984)
Het Totaal Overziende
Uitgave em. J.F. Agema, T.H. Delft

7.6 H.G. Wind e.a. (1985)
Vervormend Nederland
De Ingenieur, 97, no.10

8. Rijkswaterstaat Nota's en Notities

8.1 W.T. Bakker (1982)
The Dynamics of Oscillating Sheet Flow
WWKZ-82.V014

8.2 M.B. de Groot (1984)
Studie naar Zand-Water Dichtheidsstromingen
DDWT-84.343

8.3 M.B. de Groot (1985)
Kruinbreedte en Hellingen Zanddam
ZC-85.100

8.4 M.J. Koster (1985)
Evaluatie Metingen op het Stort Speelmansplaten I
DDWT-85.002

8.5 M.J. Koster (1985)
ZANDCOMmetingen Speelmansplaten II en Marollegat
ZBC-85.25-072

8.6 H. van Rossum, H.P.J. Mulder (1984)
Witte Vlekken in het Zandsluitingsonderzoek
DDWT-84.012

8.7 H. van Rossum (1986)
Meer geavanceerde zandverliesberekeningen
GWAO-86.213

9. T.H. Delft Afstudeerverslagen

9.1 P.W. Besselink (1985)
Toepassing van 2-D Modellen bij Zandsluitingen I, II
Vloeistofmechanika, Kustwaterbouwkunde

9.2 G. Delver, H. Verwoert (1986)
Laboratorium- en prototypeonderzoek naar zandwatermengsels
bij zandsluitingen, I, II
Kustwaterbouwkunde

9.3 N.M.J. Haasnoot, W.G. Schinkelshoek (1985)
Technisch-Economische Optimalisatie van de Zandsluiting van
het Krammer te Zeeland I, II
Konstruktieve Waterbouwkunde, Civiele Bedrijfskunde, Grondverzet

9.4 F.T. Heezen, A.C.M. v.d. Stap (1985)
Onderwater Gestorte Zandlichamen I, II
Konstruktieve Waterbouwkunde, Kustwaterbouwkunde

9.5 J.A.G. Kuppers (1985)
Flow of Granular Material
Geotechniek

9.6 C. Lantsheer, H. Neerings (1984)
Zandsluiting Philipsdam
Konstruktieve Waterbouwkunde

9.7 C. Lantsheer, H. Neerings (1984)
Onderzoek Zandslurries I, II
Kustwaterbouwkunde

9.8 W.H.J. Luxemburg (1982)
Ervaring Zandsluitingen
Ingenieursburo Svasek BV, projekt 354

9.9 W.H.J. Luxemburg (1982)
Onderzoek Zandtransportmechanisme bij Zandsluitingen
Kustwaterbouwkunde

9.10 D.R. Mastbergen (1983)
De Dynamika van een Laminaire Korreldispersiestroming
Langs een Talud
Kustwaterbouwkunde

9.11 D.R. Mastbergen (1984)
Laboratoriumonderzoek van Korreldispersiestroming bij
Zandsluitingen
Kustwaterbouwkunde

9.12 H.J. Steetzel (1984)
Beweging van Vaste Deeltjes in een Niet-Stationaire
Waterbeweging
Kustwaterbouwkunde

9.13 H.J. Steetzel (1984)
Sedimentsuspensie in een Oscillerende Waterbeweging
vlak boven het Zandbed
Kustwaterbouwkunde

9.14 I.M. Tinga (1981)
Indikeigenschappen van een Hydrocycloon
Baggerwerktuigen en Grondverzet

9.15 I.M. Tinga (1982)
Zware Zandwatermengsels als Dichtheidsstroom
Vloeistofmechanika

10. T.H. Delft Collegediktaten

10.1 E.W. Bijker e.a. (1978)
Coastal Engineering I, II
Collegediktaten f11a en b

10.2 A. Prins (1978)
Sediment Transport
Collegediktaat f10

10.3 H.J. Schoemaker (1976)
Transport van Vaste Stoffen
Bijlagen collegediktaten f18 en f19I

10.4 H.J. Schoemaker (1979)
Dynamica van Morphologische Processen
Collegediktaat f31

10.5 J.C. Schonfeld, C. Kranenburg (1981)
Dichtheidsstromen en Interne Golven
Collegediktaat b81

10.6 A. Verruijt (1977)
Grondwatermechanika
Collegediktaat b90

10.7 A. Verruijt (1983)
Grondmechanika
DUM, Delft

10.8 M. de Vries (1979)
Inleiding Vloeistofmechanika en Vloeistofmechanika
Collegediktaten b71 en b72

10.9 M. de Vries (1981)
Morphological Computations
Collegediktaat f10a

11. Publikaties Waterloopkundig Laboratorium

11.1 G. Abraham, M. Karelse, A.G. van Os (1977)
On the Magnitude of Interfacial Shear of Subcritical Stratified Flows
R880-2, W.L. Delft

11.2 H.N.C. Breusers (1969)
Speurwerk Zuigtechniek
Zuigbaarheid van Zand I, II, III
M817, W.L. Delft

11.3 H.N.C. Breusers (1986)
Lecture Notes on Turbulence
International Institute of Hydraulic and Environmental Engineering

11.4 G.A.L. Delvigne (1979)
Gedrag Baggerspecie bij Storten
R1186, W.L. Delft

11.5 A.F.F de Graauw, K.W. Pilarczyk (1980)
Model-Prototype Conformity of Local Scour in Non-cohesive Sediments Beneath Overflow-dam
Publication no. 242, W.L. Delft

11.6 J. Jorritsma (1973)
Taludhellingen van Onder Water Aangebracht Zand
M1118, W.L. de Voorst

11.7 G.M. Moser (1984)
Diskussiestuk Voorstel Onderzoek naar Zand-Water Dichtheidsstromen
M2081, W.L. Delft

11.8 L.C. van Rijn (1985)
Vergelijking Zandtransportformules van Morra-Kalinske, Engelund-Hansen, Ackers-White en van Rijn
R2142, W.L. de Voorst

11.9 J.C. Winterwerp (1986)
Zandwatermengselstromingen;
Verslag Laboratoriumonderzoek
M2081, W.L. Delft

11.10 J.C. Winterwerp, P.W. Besselink (1986)
Zandwatermengselstromingen;
Verslag Literatuurstudie
M2081, W.L. Delft

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 2081 ANALYSE MONSTERS SLAAK

Uit de aangeleverde monsters (genomen uit de stortpijp, zie bijlage) zijn een aantal monsters met een relatief groot slibgehalte geselekteerd (nr. 1, 8, 16). Daarnaast is een monster van het in de kantelgoot gebruikte mengsel geanalyseerd (kg). De eigenschappen zijn bepaald met het water van het monster.

Monster	1	8	16	kg
1. Visuele bepaling sedimentatiehoogte				
a) totale hoogte zand + slib + water (mm)	346	346	346	343
b) zandhoogte na 10 min. (mm)	37	79	18	185
c) slibhoogte na 10 min. (mm)	8	6	8	12
2. Gewichtsconcentratie (gr/l)				
a) zand > 53 μm	147	324	65	722
b) slib > 53 μm	2.3	1.2	3.3	7.1
3. korrelgrootteverdeling slib (%)				
< 2 μm	0.9	2.0	1.3	14
< 3.8 μm	4.3	11.7	9.0	34
< 8 μm	20	38	35	76
<16,7 μm	51	66	66	92
<37,6 μm	82	89	90	97
<53 μm	92	95	97	100
4. relatieve viskositeit slib/water mengsel (zand verwijderd) t.o.v. water (bij 22^{o} C)	2.2	2.2	2.3	2.8

Konklusies

1. Het slib uit de kantelgoot is fijner dan dat van het stort (kantelgoot-slib is vnl. resultaat van slijtage van het zand).

2. De slibconcentraties op het stort zijn vrij gering (ca. 1% in volume).
De invloed van dit slib op de viskositeit is beperkt (de nauwkeurigheid van de bepaling is niet groot; het resultaat is slechts een eerste indicatie).

3. De invloed van het slibgehalte op de valsnelheid, via de viskositeit, is beperkt. Een vergroting van de viskositeit met een faktor 2 à 3 geeft voor fijn zand maximaal een afname van de valsnelheid met een faktor 1.4 à 1.7. Het effekt moet in het algemeen wel in rekening worden gebracht.

4. Bij de metingen aan de Oesterdam (Verwoert/Delver) was de gemiddelde visuele zandhoogte (5 monsters) 21 mm, de slibhoogte 13 mm bij een totale hoogte van 55 mm. Zowel zand- als slibconcentraties waren dus aanzienlijk groter dan bij de metingen in het Slaak.

10-1-1986
H.N.C. Breusers

ZANDMONSTERS damvak Slaak

FLES nr.	DATUM	TIJD	hoogte ZAND in mm	hoogte SLIB in mm	Opmerkingen
1	6-9-'85	9.00	28	4	hoogte bepaald in melkfles van 1 l.
2	10-9-'85	9.00	39	2	
3	10-9-'85	11.00	21	2	
4	10-9-'85	16.30	19	1	
5	11-9-'85	9.30	46	3	
6	11-9-'85	14.00	8	2	
7	11-9-'85	16.00	39	3	
8	12-9-'85	9.00	47	5	
9	12-9-'85	18.00	76	2	
10	13-9-'85	8.30	70	3	
11	13-9-'85	11.00	78	3	
12	16-9-'85	10.30	19	2	weinig zand in mengsel doordat zuigkop gebruikt wordt om bed uit te vlakken ("opschonen")
14	17-9-'85	9.00	27	4	
15	17-9-'85	11.00	25	4	
16	17-9-'85	16.00	18	6	
17	18-9-'85	11.00	30	3	
18	18-9-'85	14.30	23	3	
19	18-9-'85	16.30	18	2	
20	19-9-'85	9.00	35	1	
21	19-9-'85	12.30	26	3	
22	19-9-'85	15.30	35	1	
23	20-9-'85	9.30	70	2	

Monsters gestoken op het stort waren niet bruikbaar door een te groot gehalte aan houtdelen.

```
SET NO DOUBLE
10 REM    dit programma berekent ds en lf , waarbij een sluitende waterlijn
20 REM    hoort .  op basis van de eis van  gelijke energie- en bodemhelling
30 REM    wordt de terrashelling aangepast
40     OPEN 'LP:' FOR OUTPUT AS FILE #6
50     READ QMIN,DQ,NQ,W,GAM,DL,M,IMIN,DI,N,EPS
60     NX=299
70 DIM X(NX),HS(NX);HX(NX),DE(NX),A(4)
80 DIM L(M),IB(N),HEL(N),HSTUW(M,N),RELIB(M,N),ADS(M,N),IT(M,N)
90     FOR IQ=0 TO NQ
100     Q=QMIN+IQ*DQ
110     HG=(Q^2%/9.81)^.3333
120    RN=.01*HG
130    IF RN<.0005 THEN RN=.0005
140    LMIN=INT(Q/W*-1*LOG(GAM))
150 REM ****************************************************************
160 REM
170  FOR I=0 TO M
180  L(I)=LMIN+I*DL
190  L=L(I)
200      PRINT "      specifiek debiet q=",Q,"   l=",L
210      PRINT "      ..............................................."
211      PRINT "      "
212      PRINT "    dh=           de=           ds=           ib=           dib="
213      PRINT "-----------------------------------------------------------------"
220      FOR J=0 TO N
230      IB(J)=IMIN+DI*J
240      IB=IB(J)
250      DS=HG
260      GOSUB 920
270         FOR K=0 TO KMAX
280         IF L<X(K) OR L>X(K+1) THEN GOTO 320
290         HSTUW=HX(K)+(HX(K+1)-HX(K))/(X(K+1)-X(K))*(L-X(K))
300         DE=DE(K)+(DE(K+1)-DE(K))/(X(K+1)-X(K))*(L-X(K))
310         GOTO 330
320         NEXT K
330      HSTUW(I,J)=HSTUW
340      GOTO 400
350      PRINT "  "
360      PRINT " aanpassen van traphoogte ivm. aansluitende waterlijn , hs=hmax"
370      PRINT "  "
380      PRINT "   ds=          vmax=          hmax=          hs="       "
390      PRINT "--------------------------------------------------------      "
400 REM ****************************************************************
410         REM coefficienten van 4.graadsfunctie f(x) voor bepalen van vmax
420         A(0)=2*9.81*Q
430         A(1)=-2*9.81*(DS+1.5*(Q^2%/9.81)^.3333)
440         A(2)=0
450         A(3)=1
460         A(4)=0
470         XL=(9.81*Q)^.3333
480         XR=XL+SQR(2*9.81*DS)
490         EPS=.01
500         GOSUB 1390
510         VMAX=X0
520         HMIN=Q/VMAX
530         HMAX=HMIN/2*(-1+SQR(1+8*(HG/HMIN)^3%))
540         VMIN=Q/HMAX
550   REM       PRINT DS,VMAX,HMAX,HSTUW
```

```
5[illegible]0         IF ABS(HSTUW-HMAX)<HSTUW*EPS THEN GOTO 640
5[illegible]0         DDS=-[illegible](HMAX-HSTUW)/HSTUW*DS
5[illegible]0         IF HMAX-HSTUW<0 THEN SIGN=1
5[illegible]0         IF HMAX-HSTUW>0 THEN SIGN=-1
600         IF ABS(DDS)>DS THEN DDS=SIGN*DS/2
610         DS=DS+DDS
620         ADS(I,J)=DS
630         GOTO 410
640   REM sluitende waterlijn :  hstuw=hmax
650       DH=(VMAX-VMIN)^3%/(VMAX+VMIN)*1/(2*9.81)
660       IT(I,J)=INT(1/(DS/L+IB))
670       DB=DE+DH-DS-IB*L
680       DIB=DB/L
690       RELIB(I,J)=DIB/IB(J)
700       HEL(J)=INT(1/ABS(IB(J)))
720       PRINT DH,DE,DS,IB,DIB
740   REM
750     NEXT J
760 NEXT I
770    PRINT #6,"    "
780    PRINT #6,"          specifiek debiet q=",Q
790    PRINT #6,"    "
800 PRINT #6," l=            ib=1:              ds=         relib=          it=1:"
810 PRINT #6," ----------------------------------------------------------------------"
820 FOR I=0 TO M
830    FOR J=0 TO N
840    PRINT #6,L(I),HEL(J),ADS(I,J),INT(ABS(1000*RELIB(I,J))),IT(I,J)
850    NEXT J
860 NEXT I
870 NEXT IQ
880 REM
890 END
900 REM **************************subroutines**********************************
910 REM
920 REM subroutine stuwkromme op terras
930 REM x is positief in stromingsrichting
940 FIN=0
950    K=0
960    KMAX=0
970    DEF FND(Y)=IB*(Y^3%-HEX^3%)/(Y^3%-HG^3%)
980    DEF FNH(Y)=1/(Y^3%*CX^2%/Q^2%-CX^2%/9.81)
990    HX(0)=HG*(1+.01)
1000    X(0)=0
1010    DE(0)=0
1020  REM  PRINT "  "
1030  REM  PRINT " stuwkromme op terras na",JA,"  aanpassingen vd. helling ib"
1040 REM PRINT "    k=            dx=           x=            hs=           hx="
1050 REM PRINT "------------------------------------------------------------------"
1060 REM
1070    KMAX=K
1080    IF X(K)<L/4 THEN DX=.1*HG+(L/4-.1*HG)*(X(K)/(L/4))
1090    IF X(K)>=L/4 THEN DX=L/4
1100    Y=HX(K)
1110    CX=18*LOG(12*Y/RN)
1120    HEX=(Q^2%/(CX^2%*ABS(IB)))^.3333
1130    IF IB<0 THEN HEX=-1*HEX
1140    IF IB<>0 THEN GOTO 1180
1150       HS(K+1)=HX(K)+DX*FNH(Y)
1160       HX(K+1)=HX(K)+.5*DX*(HS(K+1)+FNH(HX(K+1)))
1170       GOTO 1220
1180 REM
1190 REM rekenrichting stroomopwaarts (-x)
1200       HS(K+1)=HX(K)-DX*FND(Y)
1210       HX(K+1)=HX(K)-.5*DX*(FND(HS(K+1))+FND(HX(K)))
1220       C=18*LOG(12*.5*(HX(K)+HX(K+1))/RN)
1230       DE(K+1)=DE(K)-DX*(Q/C)^2%/(.5*(HX(K)+HX(K+1)))^3%
```

```
1240         X(K+1)=X(K)+DX
1250 REM    PRINT k,X(k+1)-X(k),X(k),HS(k),HX(k)
1260         IF X(K)>L THEN FIN=1
1270         IF FIN=0 THEN K=K+1
1280         IF FIN=0 THEN GOTO 1060
1290 GOTO 1360
1300 PRINT "    "
1310 REM  PRINT " k=                x=                  hx=                de= "
1320 REM  PRINT "------------------------------------------------------------------"
1330 FOR K=0 TO KMAX+1
1340 REM PRINT K,X(K),HX(K),DE(K)
1350 NEXT K
1360 RETURN
1370 REM ****************************************************************
1380 REM ....................einde subr. stuwkromme .......................
1390 REM                   subroutine nulpuntsbepaling
1400 DEF FNF(X)=A(4)*X^4%+A(3)*X^3%+A(2)*X^2%+A(1)*X+A(0)
1410 DEF FNA(X)=4*A(4)*X^3%+3*A(3)*X^2%+2*A(2)*X+A(1)
1420 IF FNF(XL)*FNF(XR)<0 THEN 1460
1430 PRINT #6,"nieuw startinterval kiezen"
1440 STOP
1450 REM PRINT "XL=",XL,"XR=",XR
1460 REM start iteratie
1470 XM0=(XL+XR)/2
1480 XM0=XM
1490 XM=(XL*FNF(XR)-XR*FNF(XL))/(FNF(XR)-FNF(XL))
1500 IF FNF(XM)*FNF(XL)<0 THEN XR=XM
1510 IF FNF(XM)*FNF(XR)<0 THEN XL=XM
1520 REM PRINT "XL=",XL,"XR=",XR
1530 IF ABS(XM-XM0)/XM<EPS THEN GOTO 1550
1540 GOTO 1480
1550 REM EINDE ITERATIE
1560 X0=XM
1570 RETURN
1580 REM invoer data
1590 REM   qmin  ,  dq  , nq ,  w  ,gam , dl , m , imin ,   di , n ,  eps
1600 DATA    .1  ,  .1  , 3  ,.02  ,0.5 , 1  , 0 , -.002,-.0005, 37 , 0.05
```

BIJLAGE V

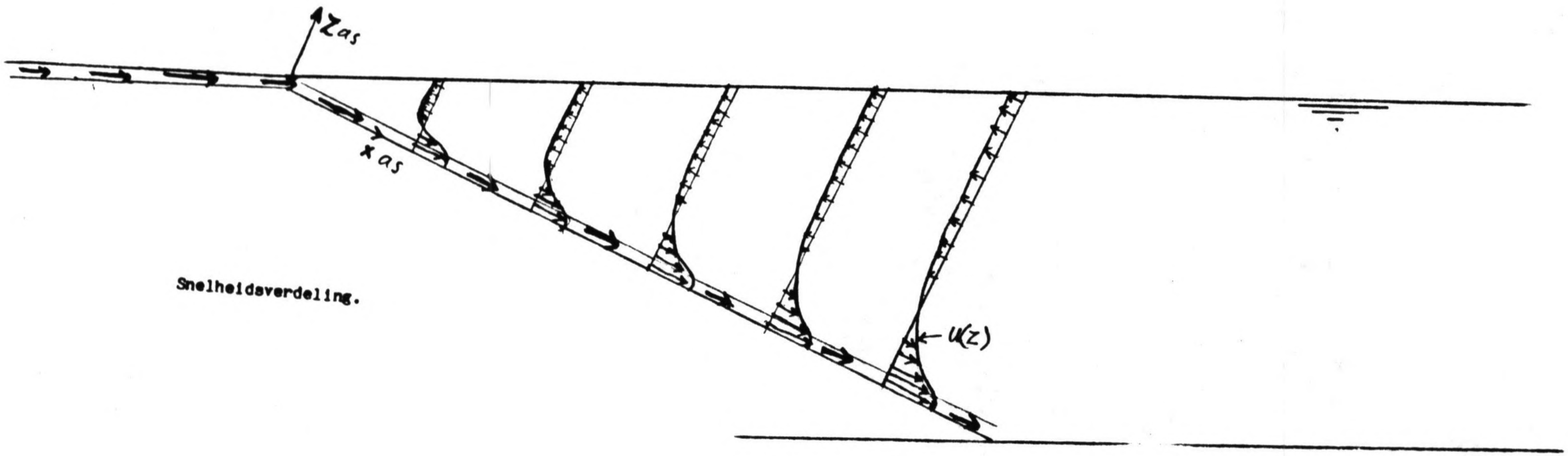
```
10       REM Marollegat
20      D=.00016:Q0=.5:C=.2:F0=.1:F1=.0178:B0=6:V0=.0156:P=1550:DI=6
30       LPRINT "TABEL 6.3.2": LPRINT
40       LPRINT "Marollegat"
50       LPRINT "Zonder dwarsstroom ": LPRINT
60       LPRINT "c=      ";C
70       LPRINT "D=      ";D;"  m"
80       LPRINT "f0=     ";F0
90       LPRINT "f1=     ";F1
100        EPS=1.57*C/(1+1.57*C)
110      LPRINT "eps=     ";EPS
120       LPRINT "Produktie = 1550 kg/s"
130       LPRINT "Diepte    = 6 m"
140       LPRINT "Geulbreedte bij waterlijn = 6 m": LPRINT
150       REM dwarsstroom?
160       UU=0
170      UE=(Q0*C*D/.05)^.2*(8/(F0+F1))^.3*(1.57*9.8)^.4
180      IE=((F0+F1)/8)^.1*(1.57^2*C*D/.05)^.6*9.8^.2/Q0^.4/EPS
190       HE=Q0/UE
200      WKRIT=1030*(1+1.57*C)*EPS*9.8*IE*UE
210      LPRINT "Scenario I": LPRINT
220      LPRINT "ie=      ";IE
230      LPRINT "wkrit= ";WKRIT;"   W/m3"
240      LPRINT "ue=      ";UE;"     m/s"
250      LPRINT "he=      ";HE;"     m"
260      EE=F1/8*(UE^2+UU^2)^.5*2650*C
270      AE=DI/IE*B0
280      LPRINT "Ee=      ";EE;"     kg/s,m2"
290      VE=AE*EE
300      PE=VE/P*100
310      IF PE>100 THEN PE=100
320      LPRINT "% in suspensie = ";PE;"   %":LPRINT
330      LPRINT "Scenario II":LPRINT
340      LPRINT "q0=      ";Q0;"       m2/s"
350      DX=5:I=.04:VS=V0*(1-C)^4
360      H0=(Q0^2*(F0+F1)/EPS/9.8/8/I)^(1/3)
370      U0=Q0/H0
380      W0=1030*(1+1.57*C)*EPS*9.8*I*U0
390      LPRINT "i=       ";I
400      LPRINT "h0=      ";H0;"      m"
410      LPRINT "u0=      ";U0;"      m/s": LPRINT
420      HX=H0:QX=Q0:WX=W0:X=0:UX=U0:AX=0:VX=0:PE=0
430      LPRINT "  x  (m)  h  (m)     u  (m/s)    q  (m2/s)     A  (m2)  E (kg/s,m2
) % in suspensie"
440      REM sedimentatie
450      LPRINT USING "####.#    ";X,
460      LPRINT USING "###.###      ";HX,
470      LPRINT USING "##.###       ";UX,
480      LPRINT USING "###.###       ";QX,
490      LPRINT USING "######.#    ";AX,
500      LPRINT USING "######.#    ";EX,
510      LPRINT USING "######.#    ";PE
520      X= X+DX
530      AX=AX+B0*DX
540      HX=HX*(1-VS/QX*DX*(WKRIT-WX)/WKRIT)
550      UX=((EPS*9.8*HX*I*8/(F0+F1))^2)^.25
560      QX=UX*HX
570      EX=F1/8*2650*(UX^2+UU^2)^.5*C
580      VX=VX+EX*B0*DX
590      PE=VX/P*100
600      WX=1030*(1+1.57*C)*EPS*9.8*I*UX
610      IF HX<0 THEN GOTO 620 ELSE GOTO 450
620      LPRINT:LPRINT "Mengselstroom bezonken na";X;" meter."
630      END
```

BIJLAGE VI

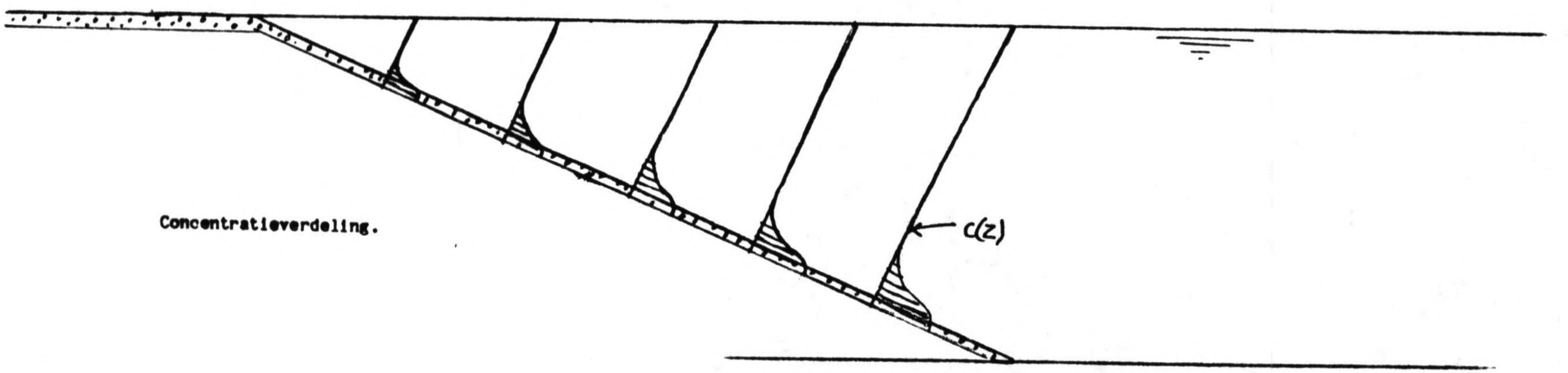
```
10      REM Marollegat met spreiding
20      D=.00016:V0=.0156:Q0=.5:C=.2:F0=.15:F1=.0178:B0=6:P=1550
30      LPRINT "TABEL 6.3.4": LPRINT
40      LPRINT "Marollegat met spreiding":LPRINT
50      LPRINT "Scenario III": LPRINT
60      LPRINT "Zonder dwarsstroom ": LPRINT
70      UU=0
80      LPRINT "c=        ";C
90      LPRINT "D=        ";D;"  m"
100     LPRINT "f0=       ";F0
110     LPRINT "f1=       ";F1
120     LPRINT "q0=       ";Q0;"  m2/s"
130     EPS=1.57*C/(1+1.57*C)
140     R0=6*B0/3.1459
150     LPRINT "eps=      ";EPS
160     DX=2:I=.04:VS=V0*(1-C)^4
170     LPRINT "i=        ";I
180     H0=(Q0^2*(F0+F1)/EPS/9.8/8/I)^(1/3)
190     U0=Q0/H0
200     W0=1030*(1+1.57*C)*EPS*9.8*I*U0
210     LPRINT "h0=       ";H0;"   m"
220     LPRINT "u0=       ";U0;"   m/s":LPRINT
230     HX=H0:QX=Q0:WX=W0:X=0:UX=U0:QS=Q0:AX=0:VX=0
240     LPRINT " x  (m)    h  (m)     u  (m/s)  qx (m2/s)     Ex (kg/s,m2) Ax (m2)
 in suspensie %":LPRINT
250     LPRINT USING "####.#   ";X,
260     LPRINT USING "###.###    ";HX,
270     LPRINT USING "##.###      ";UX,
280     LPRINT USING "###.###        ";QX,
290     LPRINT USING "###.##         ";EX,
300     LPRINT USING "###.#        ";AX,
310     LPRINT USING "###.#    ";PE
320     X= X+DX
330     UE=(QS*C*D/.05)^.2*(8/(F0+F1))^.3*(1.57*9.8)^.4
340     IE=((F0+F1)/8)^.1*(1.57^2*C*D/.05)^.6*9.8^.2/QS^.4/EPS
350     WKRIT=1030*(1+1.57*C)*EPS*9.8*IE*UE
360     REM spreiding
370     QS=QS/(1+DX/R0):QX= QX/(1+DX/R0)
380     UX=(EPS*9.8*QX*I*8/(F0+F1))^(1/3)
390     WX=1030*(1+1.57*C)*EPS*9.8*I*UX
400     HX=QX/UX
410     AX=30/360*3.1459*((X+R0)^2-R0^2)
420     REM sedimentatie
430     HX=HX*(1-VS/QX*DX*(WKRIT-WX)/WKRIT)
440     UX=((EPS*9.8*HX*I*8/(F0+F1))^2)^.25
450     REM opwerveling
460     EX=F1/8*2650*(UX^2+UU^2)^.5*C
470     DA=2*DX*(X+R0)*30/360*3.1459
480     VX=VX+EX*DA
490     PE=VX/P*100
500     QX=UX*HX
510     IF HX<0 THEN GOTO 520 ELSE GOTO 250
520     LPRINT:LPRINT "Mengselstroom bezonken na ";X;" meter"
530     END
```

BIJLAGE VII

```
10      REM grafiek opwerveling krammer
20      REM concentratieprofiel
30      SCREEN 3
40      WO=.0225:CM=.2:I=.1:U=2.3:H=.44
50      BETA=.3:FO=.15:FI=.0155
60      AA=0:BB=16:CC=639:DD=383
70      XMI=-.01:XMA=.05:YMI=H-.3:YMA=4
80      VIEW (AA,BB)-(CC,DD)
90      WINDOW (XMI,YMI)-(XMA,YMA)
100     LINE (0,H)-(XMA,YMA),,B
110     FOR C=0 TO .05 STEP .005
120     LINE (C,H)-(C,H-.03)
130     NEXT C
140     FOR Z=H TO 4 STEP .2
150     LINE (0,Z)-(-.0002,Z)
160     NEXT Z
170     REM diepte
180     FOR HH=1-H TO 4-H STEP 1
190     LINE (0,HH+H)-(XMA,HH+H)
200     ZO=H*(1-I*BETA/.4*(8*FI)^.5/(FO+FI))
210     REM met dwarsstroom?
220     UU=3
230     UI=((HH+H-ZO)/HH*LOG((HH+H-ZO)/(H-ZO))-1)*U*(FI/8)^.5/.4
240     UST=(UU^4+(1+1.57*C)^2*U^4)^.25*(FI/8)^.5
250     ZZ=WO/.4/UST
260     CA=CM/(1+.4*ZZ*(8/FI)^.5*(HH+H-ZO)/HH)
270     ES=2650*WO*CA
280     REM profielen
290     FOR Z=H TO HH+H STEP H/25
300     CZ=CA*((H-ZO)/HH*(HH+H-Z)/(Z-ZO))^ZZ
310     UZ=UI-U*(FI/8)^.5/.4*LOG((Z-ZO)/(H-ZO))
320     PSET(CZ,Z)
330     NEXT Z
340     NEXT HH
350     END
```



Langsdoorsnede zanddam.



APPENDIX A

ANALYTISCHE BESCHOUWINGEN OMTRENT DE HYDRAULICA VAN MENGSELSPRONGEN

A1. Inleiding

In dit appendix wordt de totale bodemwrijving van een hellend stort met mengselsprongen gerelateerd aan de bodemwrijving op de terrassen. Uitgegaan wordt van een macroscopisch stationaire situatie, waarbij een aantal mengselsprongen achter elkaar gesitueerd is en iedere mengselsprong zich herhaalt op een lager niveau.

Bij deze evenwichtstoestand bepalen debiet, terrasruwheid en totaalhelling het energieverlies per stap (d.w.z. per mengselsprong)
Dit houdt in, dat als bij een dergelijke evenwichtstoestand de staphoogte bekend zou zijn, de terraslengte (dus het aantal stappen over een bepaald verval) hydraulisch bepaald is.

Dit appendix geeft deze relatie tussen staphoogte en terraslengte (bijlage A1). Teneinde de invloed van het debiet en de terrasruwheid te elimineren zijn beide grootheden dimensieloos weergegeven :

- De staphoogte wordt gedeeld door de grensdiepte gedefinieerd in vgl. (A29);
- De terraslengte wordt eerst vermenigvuldigd met i_g (het grensverhang, gedefinieerd in vgl. (A16)) en daarna gedeeld door de grensdiepte.

De staphoogte/terraslengte relatie wordt gegeven voor verschillende waarden van de totaalhelling i_{tot}. Ter wille van een universele toepasbaarheid wordt deze parameter uitgedrukt in veelvouden van de grenshelling i_g.
Deze grenshelling is bij normale terrasruwheden van de orde 1:250.
Bij een horizontaal terras ontstaat een totaalhelling, ongeveer gelijk aan 0.6 maal de grenshelling (hoofdstuk A6 en bijlage A1,bovenste fig.).
Teneinde op een steiler talud toch een stabiele hydraulische situatie te doen ontstaan moet dus meer energie worden vernietigd. Dit gebeurt, als de terrasssen zich opwaarts richten; immers bij dezelfde spronghoogte ontstaat bij gegeven totaalhelling een kortere terraslengte en dit geeft meer sprongen (fig. A1).

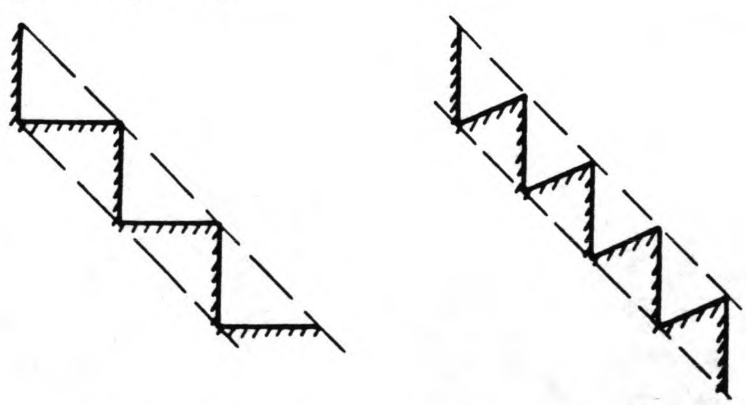


fig. A1 Bij gegeven taludhelling ontstaan meer sprongen bij een stijgend dan bij een horizontaal terras.

Het energieverlies bij een horizontaal terras kan op een grotendeels analytische wijze worden bepaald; echter, voor een stroomafwaarts stijgend

terras is het nodig, bij de analytische berekeningen benaderingen in te voeren, die slechts onder zekere omstandigheden geldig zijn.
De huidige berekeningen zijn slechts geldig bij totaalhellingen van 10 maal de grenshelling en steiler (dus bij hellingen van ca. 1:25 en steiler).

Bijl. A1, de onderste figuur toont de staphoogte/terraslengte relatie voor stroomopwaarts stijgende terrassen. Hierbij geven de getrokken lijnen de verhouding tussen staphoogte en terraslengte bij gegeven i_{tot} aan; de gestreepte lijnen met bijschriften als " $\Delta_s/L = 15\ i_g$ " geven ter vergelijking de verhouding tussen terraslengte L en staphoogte Δ_s aan als het terras horizontaal zou zijn, de equivalente getrokken lijnen, zoals " $i_{tot} = 15\ i_g$" liggen steeds wat hoger (grotere staphoogte bij dezelfde terraslengte i.v.m. stijgend terras.)
De uitkomsten van de berekeningen staan in detail vermeld in bijl. A2.

Bij een steile helling van het stort zal het mengsel zich cascadegewijs naar beneden storten. Voor wat betreft het energieverlies speelt de wrijving op de terrassen een ondergeschikte rol t.o.v. het energieverlies in de sprongen zelf. Gangvergelijking en wet van Bernoulli bepalen dan bij gegeven staphoogte het waterstandsverloop als functie van de waterdiepte.

Theorie hieromtrent wordt ontwikkeld in hoofdstuk A2 t/m A6. In hoofdstuk A2 t/m A4 wordt een benaderende vergelijking, (A17), ontwikkeld voor de energielijn bij versnellende of vertragende stroming, zich bewegend over een rechte helling.
Deze vergelijking is een uitbreiding van de vergelijking van Bernoulli: de uitbreiding impliceert een extra term, waarin de bodemwrijving is verdisconteerd. Deze vergelijking geldt, als de waterdiepte groot is t.o.v. 1.6 maal de (absolute waarde van de) evenwichtsdiepte en als de helling van het wateroppervlak klein is t.o.v. de terrashelling. Aan deze eis wordt alleen bij betrekkelijk grote totaalhellingen voldaan. De vergelijking is qua geldigheid tevens aan de eis onderworpen, dat de verticale versnellingen verwaarloosbaar zijn.
Onder deze omstandigheden gaat de vergelijking praktisch over in de vergelijking van Bresse. (hoofdstuk A2 en A3). Laatstgenoemde vergelijking is echter te ingewikkeld voor een analytische lengteberekening van de terrassen.
In hoofdstuk A4 wordt de uitgebreide Bernoulliverglijking (A17) nogmaals afgeleid, nu echter door rechtstreekse integratie van het energieverlies, waarbij als principiele beperking wordt gevonden, dat de helling van het wateroppervlak groot is t.o.v. de bodemhelling.
Met deze uitgebreide Bernoulli-vergelijking wordt daarna in hoofdstuk A5 een vierkantsvergelijking (A46) voor i_b/i_g (d.w.z. terrashelling/grenshelling) afgeleid, waaruit deze variabele is op te lossen. Uit terrashelling en totaalhelling volgt de verhouding staphoogte/terraslengte. Hierdoor wordt het mogelijk, de onderste figuur van bijl. A1 te tekenen. Van de twee oplossingen van de vierkantsvergelijking blijkt slechts de grootste te voldoen.
Hierna wordt een formule voor de vergrotingsfactor F van de bodemwrijving (van terrassen plus mengselsprongen t.o.v. terrassen alleen) afgeleid. In fig. A9 is deze factor F weergegeven in een voorbeeldsituatie, waarin de staphoogte gelijk is aan de grensdiepte h_g.
De invloed van de trapjes blijkt zeer groot te zijn.
Tevens is in fig. A9 aangegeven: de trogdiepte (in verhouding tot de grensdiepte), zijnde het diepteverschil t.o.v. een horizontale as, aan twee zijden van een terras (fig. A8).

In hoofdstuk A6 wordt een formule berekend, (A37), voor de terraslengte bij een horizontaal terras; de uitkomsten hiervan zijn weergegeven in de bovenste figuur van bijlage A1.
Hoofdstuk A7 geeft tenslotte een voorbeeldberekening.

A2. De functie van Bresse

In het geval van permanente beweging en te verwaarlozen centripetale versnellingen worden verhanglijnen geregeerd door de vergelijking van Bélanger:

$$\frac{d}{dx}\left(\frac{u^2}{2g}\right) = -\frac{dh}{dx} + i_b - \frac{u^2}{C_h^2\, h} \qquad (A1)$$

waarin de x-as loopt in de richting van het bodemverhang (stroomafwaarts positief), i_b de grootte van dit bodemverhang aangeeft (positief indien neerwaarts in stroomafwaartse richting), h de waterdiepte, C_h de Chézy-coëfficiënt, g de versnelling van de zwaartekracht en u de watersnelheid. Uit (A1) kan de differentiaalvergelijking voor de verhanglijn worden afgeleid:

$$\frac{dh}{dx} = i_b \frac{h^3 - h_e^3}{h^3 - h_g^3} \qquad (A2)$$

waarin :

$$h_e^3 = q^2/C_h^2 i_b \qquad (A3)$$

en

$$h_g^3 = \alpha q^2/g \qquad (A4)$$

Hierin wordt h_e de evenwichtsdiepte en h_g de grensdiepte genoemd, q is het specifiek debiet; de coëfficiënt α dient om het verschil tussen ${}_0\int^h u^3\, dh$ en u^3_{gem} te compenseren. Ter vereenvoudiging van de notatie wordt α in het vervolg gelijk aan 1 gesteld.

Bresse maakt vgl (A2) dimensieloos door de waterhoogten te delen door h_e:

$$\eta = h/h_e \qquad (A5)$$

Bij gegeven waterstand in twee punten is hij in staat de afstand L tussen deze punten uit te rekenen:

$$\frac{i_b L}{h_e} = \eta_2 - \eta_1 - \left(1 - \frac{C_h^2 i_b}{g}\right)\left(B(\eta_2) - B(\eta_1)\right) \qquad (A6)$$

Hierin slaan de indices "1" en "2" op de beide punten; $B(\eta)$ is de functie van Bresse:

$$B(\eta) = \int \frac{d\eta}{1 - \eta^3} \qquad (A7^a)$$

$$B(\eta) = \frac{1}{6} \ln\frac{\eta^2+\eta+1}{(\eta-1)^2} - \frac{1}{\surd 3} \operatorname{bgcotg} \frac{2\eta+1}{\surd 3} \qquad (A7^b)$$

Voor grote waarde van η nadert de functie van Bresse tot:

$$B(\eta) = 1/(2\eta^2) \quad (\text{als } \eta \to \infty) \qquad (A8)$$

A3. Uitbreiding van de wet van Bernoulli

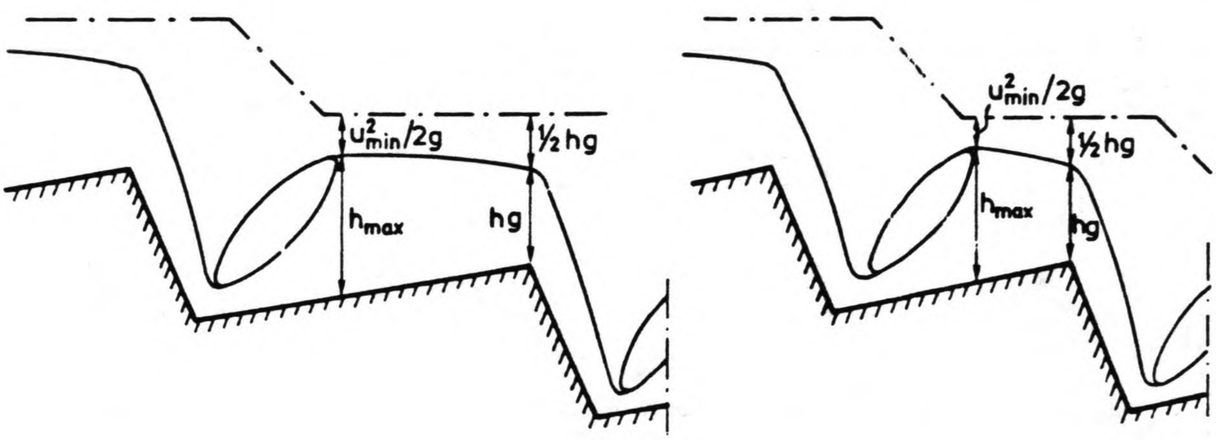


fig. A2 Waar de wet van Bernoulli van toepassing is, kan de horizontale schaal van bodemlijn en verhanglijn als een harmonica in- en uitgeschoven worden.

Als de wet van Bernoulli van toepassing is lijkt het logisch, dat terraslengte L en het verhang i_b omgekeerd evenredig zijn, m.a.w., dat de horizontale schaal van een verhanglijn en de onderliggende bodemlijn als een harmonica in- en uitgeschoven kunnen worden, zolang de verticale schaal maar constant wordt gekozen (fig. A2). Hierbij wordt uitgegaan van de voorwaarde, dat de waterdiepte groot is t.o.v. de evenwichtsdiepte. Gebruik van de wet van Bernoulli impliceert het verwaarlozen van de bodemwrijving; men kan zich echter voorstellen, dat deze wrijving is te compenseren en, dat de wet van Bernoulli blijft gelden, als de x-as, t.o.v. welke de waterhoogte wordt bepaald, gelegd wordt onder het evenwichtsverhang.
Uit (A1) blijkt direct, dat als het een acceptabele benadering is, de snelheid u behalve over de diepte tevens over de lengte te middelen, de draaiing van de x-as over een helling i_b, gelijk aan het evenwichtsverhang $u^2/C_h{}^2h$ de laatste twee termen van (A1) doet verdwijnen, waarna Bernoulli wordt teruggevonden.
Tevens is het duidelijk, dat onder die omstandigheden de geponeerde stelling opgaat: verandering van de horizontale schaal verandert in dezelfde mate gradiënten van waterdiepte en helling van het wateroppervlak als traagheidskrachten.
(hierbij worden tevens de verticale snelheidsgradiënten verwaarloosd, zoals in de eerste regel van paragraaf A2 is vermeld)
Beschouw nu de oplossing (A6) van vgl. (A1) of (A2) wat nauwkeuriger.

Onder de voorwaarde, dat (A8) geldt en dat geldt $h_g^3 \gg h_e^3$, blijkt (A6) zoals te verwachten tot Bernoulli te herleiden.
Schrijf daartoe L als het verschil tussen twee x-coördinaten:

$$L = x_2 - x_1 \qquad \text{(A9)}$$

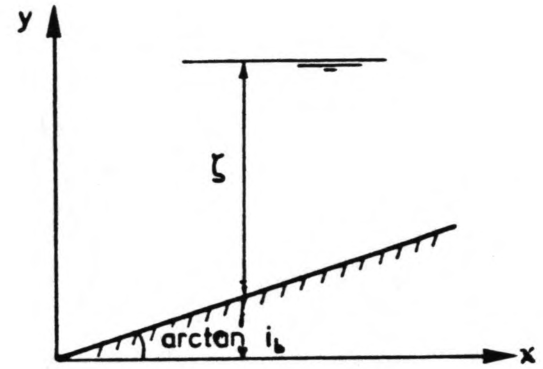


fig. A3 Definitieschets

Trek een horizontale as door de oorsprong (op de bodem aangenomen) en typeer het wateroppervlak met een verticale coördinaat ζ t.o.v. deze horizontale as (fig. A3):

$$\eta = (\zeta + i_b x)/h_e \qquad \text{(A10)}$$

Schrijf in (A6) de grootheid B(η) overeenkomstig (A8); herschrijf (A8) volgens:

$$1/2\eta^2 = h_e^2 u^2/2q^2 \qquad \text{(A11)}$$

Hierin is q het debiet per eenheid van breedte.
Verwaarloos in (A6) in de laatste term ter rechterzijde de constante "1" t.o.v. $C_h^2 i_b/g$ $(=h_g^3/h_e^3)$
Op deze wijze laat (A6) zich schrijven als:

$$\frac{i_b}{h_e}(x_2 - x_1) = \frac{1}{h_e}\left((\zeta + i_b x)_2 - (\zeta + i_b x)_1\right) + \frac{h_g^3}{h_e}\left(\frac{u_2^2}{2q^2} - \frac{u_1^2}{2q^2}\right) \qquad \text{(A13)}$$

Substitutie van (A4) geeft Bernoulli:

$$\zeta + u^2/2g = \text{constant}$$

Blijft de vraag, onder welke omstandigheden de benadering (A8) van de functie van de Bresse mag worden toegepast. De onderstaande tabel geeft de vergelijking van (A7) en (A8) voor toenemende waarde van h/h_e. Asymptotisch voor grote h/h_e geven (A7) en (A8) dezelfde uitkomsten.

Tabel A1

Vergelijking van "Bernoulli" en de functie van Bresse:

	positieve i_b		negatieve i_b	
$h/h_e(=\eta)$	$1/2\eta^2$	$B(\eta)$	$h/h_e(=\eta)$	$B(\eta)$
1.2	0.345	0.479	-1.2	0.287
1.4	0.255	0.304	-1.4	0.225
1.6	0.195	0.218	-1.6	0.179
1.8	0.155	0.166	-1.8	0.145
2.0	0.125	0.132	-2.0	0.119
2.5	0.080	0.082	-2.5	0.078
3.0	0.055	0.055	-3.00	0.055

Uit tabel A1 blijkt (A8) de functie van Bresse redelijk te benaderen, mits de waterdiepte groter is dan 1.6 h_e.
M.b.v de benadering (A8) is de wet van Bernoulli in een algemene vorm te schrijven, voor het geval ,dat de wrijving een beperkte rol speelt.
Laat daartoe de hiervoor gedane beperking $h_g^3 >> h_e^3$ ofwel "$i_b >> g/C_h^2$" (bodemverhang groot t.o.v. het grensverhang) vervallen.
Handhaaf echter wel de beperking, dat de waterdiepte groter is dan 1.6 maal de evenwichtsdiepte (geldigheidseis van (A8)).

Dan is (A6) te schrijven als (vergelijk met (A13)):

$$-\frac{i_b x}{h_e} + \frac{1}{h_e}(\zeta + i_b x) - \left(1 - \frac{C_h^2}{g} i_b\right) h_e^2 \frac{u^2}{2q^2} = \text{constant} \quad \text{(A14)}$$

Volgens (A3) en (A4) geldt:

$$g/(C_h^2 i_b) = h_e^3/h_g^3 \quad \text{(A15)}$$

Verder is g/C_h^2 de grenshelling i_g, waarop het water van stromend op schietend overgaat:

$$i_g = g/C_h^2 \quad \text{(A16)}$$

Uit (A14) en (A15) volgt:

$$\zeta + \left(1 - \frac{g}{C_h^2 i_b}\right) \frac{h_g^3}{h_e^3} * \frac{u^2 h_e^3}{2q^2} = \text{constant}$$

En m.b.v. (A16):

$$\zeta + \left(1 - \frac{i_g}{i_b}\right) \frac{u^2}{2g} = H_b \qquad (h \geq 1.6 h_e) \quad \text{(A17)}$$

Dit is een formule met de structuur van de wet van Bernoulli, doch met een extra factor voor de term "$u^2/2g$". De invloed van de bodemwrijving komt aldus in de oppervlaktevorm ζ tot uiting (uitbreiding wet van Bernoulli).

(het "Bakker-peil",zie fig. A4). Dit is een constante hoogte. Wordt dit op nul-niveau aangenomen, dan geeft (A17) een uitdrukking voor de energiehoogte H:

$$H = \zeta + u^2/2g \qquad \text{(A18)}$$

$$H = \frac{i_g}{i_b}\frac{u^2}{2g} \qquad \text{(A19)}$$

In het vervolg zal het invoeren van dimensieloze grootheden nuttig blijken. Voer een referentiehoogte h_g in en definieer H^* als H/h_g en h^* als h/h_g. Uit (A19) en (A4) volgt dan:

$$H^* = \frac{i_g}{i_b}\frac{1}{2h^{*2}} \quad (h^* > 1.6\ h_e^*\ ) \qquad \text{(A20)}$$

In fig. A4 is het verloop van de energielijn voor positieve, resp. negatieve i_b aangegeven.

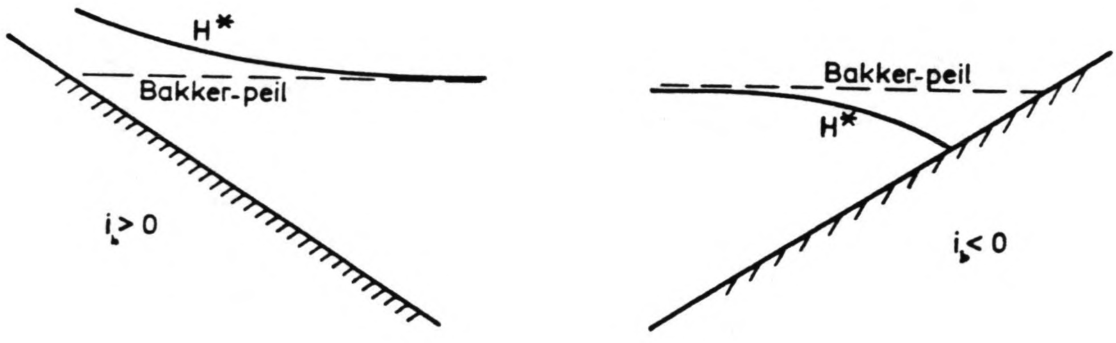


fig. A4 Definitieschets Bakker- peil

A4. Tweede afleiding van de uigebreide wet van Bernoulli met behulp van energiebeschouwingen.

De energiehoogte is niets anders dan een weergave van potentiële èn kinetische energie als potentiele energie m.a.w. een "vertaling" van locale kinetische energie in potentiële energie.
Noem K de kinetische energie per eenheid van oppervlakte, dan is:

$$K = \frac{1}{2}\rho u^2 h$$

T.o.v. een willekeurig horizontaal vlak op een afstand z_b onder de bodem is de potentiële energie P per eenheid van oppervlak:

$$P = \rho gh(\frac{1}{2}h + z_b)$$

Wordt K vertaald in een toename ΔP aan potentiele energie d.m.v. een schijnbare verhoging van de waterhoogte met Δh, dan geldt:

$$\Delta P = \rho gh\Delta h$$

M.a.w.:

$$\Delta h = K/\rho gh$$

$$\Delta h = u^2/2g$$

Het verhang van de energielijn t.o.v. een horizontaal vlak bedraagt:

$$\frac{dH}{dx} = \frac{d}{dx}(\zeta + \frac{u^2}{2g})$$

Hierbij is ζ de verticale coördinaat van het wateroppervlak t.o.v. het gekozen referentievlak:

$$\zeta = z_b+h$$

Beschouw het energieverlies $-dK_w$, dat de beschouwde kolom water in een tijd dt t.g.v. wrijving ondergaat; dit bedraagt:

$$-dK_w = \tau u dt$$

$$-dK_w = (\rho gu^2/C_h^2)u\ dt \qquad \text{(A21)}$$

Dit heeft een helling van de energielijn tot gevolg, zoals weergegeven in (A22):

$$\frac{1}{\rho gh}\frac{dK_w}{dx} = -\frac{u^2}{C_h^2 h} \qquad \text{(A22)}$$

"u dt" is omgezet in "dx" in (A22). Daarnaast wordt in x-richting potentiële energie in kinetische omgezet of omgekeerd, maar dit kan worden verdisconteerd door de wet van Bernoulli t.o.v. de (hellende) energielijn toe te passen.
Uit (A22) volgt dus:

$$\frac{dH}{dx} = -\frac{u^2}{C_h^2 h} \qquad \text{(A23)}$$

Kies nu het nulniveau van de energielijn op oneindig diep water; de snelheid is hier nul (fig. A4).

Vgl. (A23) laat zich schrijven als:

$$\frac{dH}{dx} = -\frac{q^2}{C_h^2 h^3} \qquad \text{(A24)}$$

$$\frac{dH}{dh} = -\left(\frac{q^2}{C_h^2 h^3}\right) / \frac{dh}{dx} \qquad \text{(A25)}$$

Hierbij is:

$$\frac{dh}{dx} = \frac{d\zeta}{dx} - \frac{dz_b}{dx}$$

$$\frac{dh}{dx} = \frac{d\zeta}{dx} + i_b \qquad \text{(A26)}$$

De essentiële voorwaarde voor de nu volgende benadering is, dat de helling van het oppervlak $d\zeta/dx$ verwaarloosd mag worden t.o.v. de bodemhelling i_b. Substitutie van $h_g^3 = q^2/g$ en $i_g = g/C_h^2$ in (A25) levert, in dimensieloze vorm (h_g = referentiehoogte):

$$\frac{dH^*}{dh^*} = -\frac{i_g}{i_b h^{*3}}$$

waarin $H^* = H/h_g$, etc.
Met de hiervoorgenoemde randvoorwaarde levert dit :

$$H^* = -\frac{i_g}{2i_b\ h^{*2}} + \text{constante} \qquad \text{(A27)}$$

ofwel:

$$\zeta^* + \frac{1}{2h^{*2}}\left(1 - \frac{i_g}{2I_b}\right) = \text{constant} \qquad \text{(A28)}$$

Evenals bij de afleiding van (A20) uit (A19) is hierbij de dimensieloze snelheidshoogte geschreven als $1/2h^{*2}$. Hiermee is (A17) teruggevonden.

A5. Berekening van de verhouding staphoogte/terraslengte voor een stroomafwaarts stijgend terras.

In hoofdstuk A3 en A4 werd de hulpformule (A17) afgeleid voor de energielijn bij een hellend talud.
In dit hoofdstuk A5 wordt deze hulpformule toegepast om de verhouding

staphoogte/terraslengte voor een stroomafwaarts stijgend talud af te leiden.

Ten einde de afleidingen universeel toepasbaar te maken, worden de variabelen in dimensieloze vorm geschreven . Hierbij wordt gebruik gemaakt van de grensdiepte h_g als referentiemaat :

$$h_g = (q^2/g)^{1/3} \qquad \text{(A29)}$$

waarin q = specifiek debiet (m^2/s)

Verder zijn van belang:

h_e = de evenwichtsdiepte h_e gegeven in (A3)

i_b = verhang van het terras (positief in neerwaartse richting)

i_g = grensverhang, gegeven in (A16)

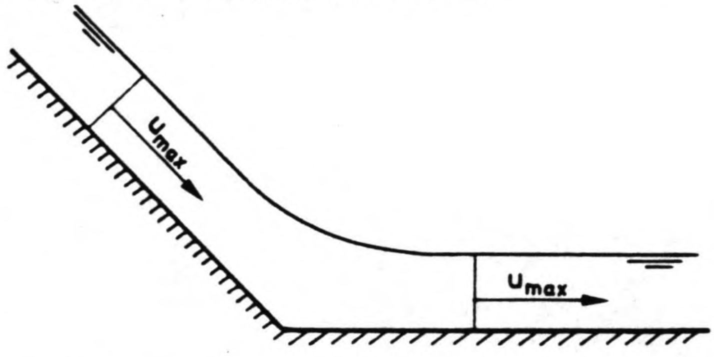


fig. A5 De horizontale snelheid umax wordt aangenomen gelijk te zijn aan de snelheid aan de teen van het talud.

Er wordt aangenomen, dat het water schietend de teen van het talud van de sprong bereikt en daarna horizontaal over de bodem schiet (vrije watersprong). De horizontale snelheid u_{max} wordt aangenomen gelijk te zijn aan de snelheid aan de teen van het talud.

De waterdiepte aan de bovenzijde van het talud zal gelijk zijn aan de grensdiepte ; de energiehoogte ligt hier 1/2 h_g boven.

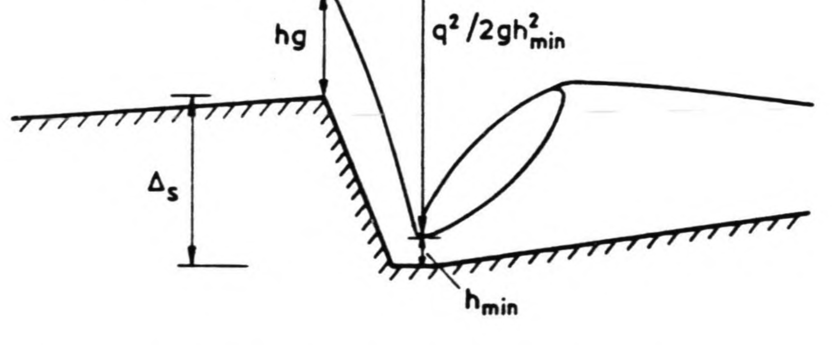
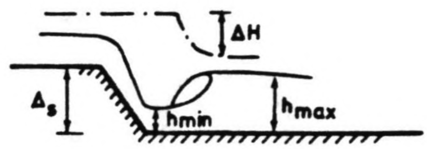


fig. A6 Toepassing van de wet van Bernoulli bij een watersprong

Beschouw nu eerst de stap, stroomopwaarts van de watersprong. Bij verwaarlozen van de bodemwrijving laat de wet van Bernoulli aan



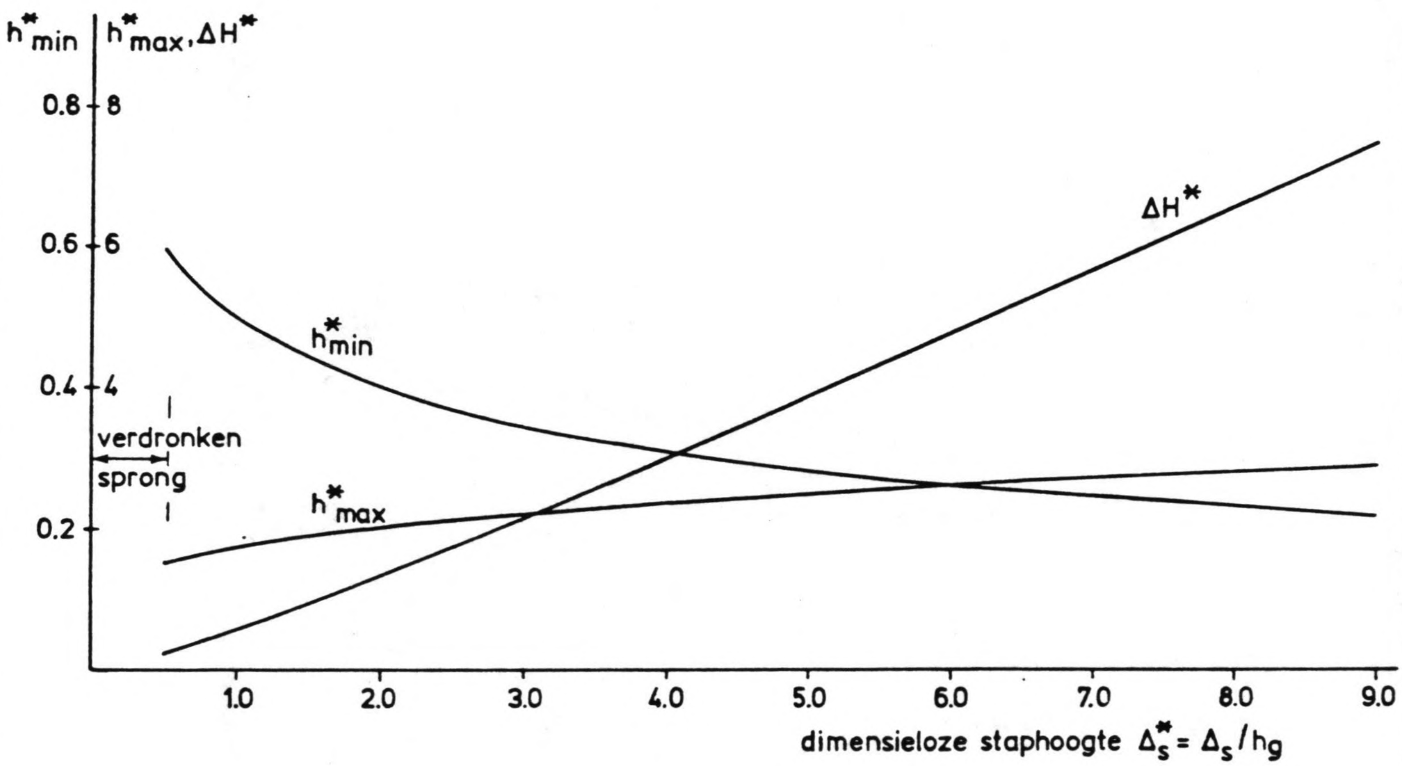


fig. A7 Relaties tussen de staphoogte enerzijds en de minimale en maximale waterdiepte en het energieverlies anderzijds

rijkswaterstaat dienst getijdewateren visuele vormgeving	get:	gez.	gec.	opdr.		
	schaal:					

weerszijden van de stap zich schrijven als (fig. A6):

$$\frac{3}{2} h_g = h_{min} - \Delta_s + \frac{q^2}{2gh_{min}^2} \qquad (A30)$$

waarin Δ_s = staphoogte (m)

h_{min} = waterdiepte aan de stroomafwaartse zijde van de sprong

In de dimensieloze vorm luidt (A30):

$$\frac{3}{2} = h_{min}^* - \Delta_s^* + \frac{1}{2h_{min}^{*2}} \qquad (A31)$$

De sterretjes geven dimensieloze grootheden aan.
Vergelijking (A5) relateert de waterdiepte h_{min}^* aan de staphoogte Δ_s^* de numeriek berekende relatie is weergegeven in fig. A7.

Beschouw nu de watersprong op zich, die in gedachten direct achter de neerwaartse helling van de bodem wordt gesitueerd (fig. A6).

Bij een horizontale bodem kan de waterstand h_{max} aan de benedenstroomse zijde van een sprong als volgt in die aan de bovenstroomse zijde worden uitgedrukt:

$$h_{max} = \frac{1}{2} h_{min}\{-1 + \sqrt{[1 + 8(h_g/h_{min})^3]}\} \qquad (A32)$$

ofwel, dimensieloos :

$$h_{max}^* = \frac{1}{2} h_{min}^*\{-1 + \sqrt{[1 + 8/h_{min}^{*3}]}\} \qquad (A33)$$

Een dergelijke sprong geeft aanleiding tot een energieverlies :

$$\Delta H = \frac{(u_{max} - u_{min})^3}{2g(u_{max} + u_{min})} \qquad (A34)$$

$$u_{min} = q/h_{max} \qquad (A35)$$

Dimensieloos is (A34) te schrijven als:

$$\Delta H^* = \frac{\{(1/h_{min}^*) - (1/h_{max}^*)\}^3}{2\{(1/h_{min}^*) + (1/h_{max}^*)\}} \qquad (A36)$$

Ook h_{max}^* en ΔH^* zijn uitgezet als functie van Δ_s^* in fig. A7.
De snelheidshoogte aan de benedenstroomse zijde van de sprong bedraagt:

$$\frac{u_{min}^2}{2g} = \frac{q^2}{2g\, h_{max}^2} \qquad (A37)$$

De dimensieloze snelheidshoogte bedraagt dan:

$$\frac{u_{min}^2}{2g\,h_g} = \frac{1}{2h_{max}^{*2}} \qquad (A38)$$

Beschouw nu het terras, stroomafwaarts van de sprong . Ga ervan uit, dat dit terras hydraulisch glad is, zodat de opwaartse helling i_b absoluut gezien groot is t.o.v. de grenshelling i_g :

$$|i_b| >> i_g \qquad (A39)$$

Dan is het mogelijk de uitgebreide wet van Bernoulli, (A17) toe te passen:

$$\zeta + \left(1 - \frac{i_g}{i_b}\right)\frac{u^2}{2g} = H_b \quad (h \geq 1.6 * h_e) \qquad (A40)$$

Hierin is ζ de hoogte van het wateroppervlak boven een horizontale as, h de locale waterdiepte en H_b een constante.
Vgl. (A40) is afgeleid uit de functie van Bresse; de beperkingen van de functie van Bresse gelden dus ook hier. Dit houdt in, dat centripetale versnellingen worden verwaarloosd en de vergelijking eigenlijk niet mag worden toegepast, indien h de grootte van h_g benadert.
In het huidige stadium van de berekening en voor het huidige doel lijkt het echter wel verantwoord zich in het "verboden" gebied te wagen.

Toepassen van (A40) aan de stroomopwaartse (index "1"), respectievelijk stroomafwaartse (index "2") rand van het terras levert:

$$\zeta_2 - \zeta_1 = -\left(1 - \frac{i_g}{i_b}\right)\left(\frac{u_2^2}{2g} - \frac{u_1^2}{2g}\right) \qquad (A41)$$

Hierbij geldt (A38), terwijl aan de benedenstroomse rand de snelheidshoogte gelijk is aan 1/2 h_g.
Dimensieloos luidt (A41) dan:

$$\zeta_2^* - \zeta_1^* = -\left(1 - \frac{i_g}{i_b}\right)\left(\frac{1}{2} - \frac{1}{2h_{max}^{*2}}\right) \qquad (A42)$$

Noem de trogdiepte : t, te definieren als het hoogteverschil (t.o.v. een horizontale as) aan weerszijden van het terras (fig. A8); er geldt dan:

$$t = -i_b\, L \qquad (A43)$$

waarbij L de terraslengte is.
Het verval van het wateroppervlak over het terras is dan ook uit te drukken als:

$$\zeta_2 - \zeta_1 = (t + h_g) - h_{max} \qquad (A44)$$

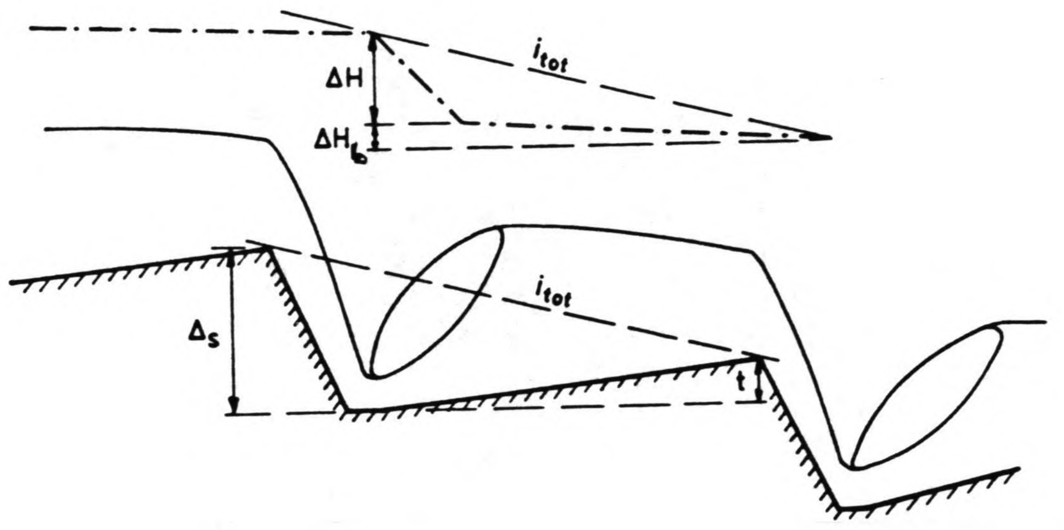


fig. A8 Bodemverval en energieverval

Uit (A42) t/m (A44) volgt een relatie:

$$\left(1-\frac{i_g}{i_b}\right)\left(\frac{1}{2}-\frac{1}{2h_{max}^{*2}}\right) = i_b L^* - 1 + h_{max}^* \qquad \text{(A45)}$$

Vgl. (A45) is te schrijven als een vierkantsvergelijking in i_b/i_g

$$i_g L^* \left(\frac{i_b}{i_g}\right)^2 + \left(h_{max}^* + \frac{1}{2h_{max}^{*2}} - \frac{3}{2}\right)\frac{i_b}{i_g} + \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{2h_{max}^{*2}}\right) = 0 \qquad \text{(A46)}$$

Is aan vgl. (A46) voldaan, dan is het bodemverval tussen 2 sprongen tevens gelijk aan het energieverval tussen deze sprongen.
Dit is in principe simpel in te zien.
Feitelijk wordt tussen (A42) en (A45) gesteld, dat de trogdiepte t zo moet worden gekozen, dat aan de energievergelijking geen geweld wordt gedaan op het terras, beginnend direct na de mengselsprong tot even stroomopwaarts van de volgende stap. De grootte van h_{max}^*, voorkomend in (A46), volgt uit (A32) en is eveneens zodanig, dat de energiewet wordt gehonoreerd in het gedeelte vanaf de bovenzijde van een stap tot aan even benedenstrooms van een mengselsprong.
hiermee is het cyclische proces van schieten, via een mengselsprong stromend over een terras terug naar schieten in zijn geheel bezien. De "cirkel is gesloten": als het mogelijk is voor de lengte van één cyclus aan de energiewet te voldoen, is dit voor alle mengselsprongen eveneens mogelijk.

Wellicht ten overvloede volgt hier nog een algebraïsche uitwerking.

Uit (A38) blijkt, dat de dimensieloze energiehoogte H^* (gerekend vanaf de bodem) in een willekeurig punt gelijk aan:

$$H^* = h^* + 1/(2h^{*2})$$

Het energieverlies in de watersprong is dan:

$$\Delta H^* = \left(h_{min}^* + \frac{1}{2h_{min}^{*2}}\right) - \left(h_{max}^* + \frac{1}{2h_{max}^{*2}}\right) \qquad (A47)$$

De vergelijking (A47) is identiek aan (A34), zoals volgt uit (A33) en wat simpele algebra.
De eerste term (tussen haken) ter rechter zijde van (A47),stelt de energiehoogte voor, gemeten vanaf de bodem van de mengselsprong; deze hoogte is echter gelijk aan $\Delta_s^* + 3/2$, volgens (A31); dit houdt in, dat ΔH^* zich ook laat schrijven als:

$$\Delta H^* = \Delta_s^* - \left(h_{max}^* + \frac{1}{2h_{max}^{*2}} - \frac{3}{2}\right) \qquad (A48)$$

Het energieverlies ΔH_b^* over het terras is gelijk aan:

$$\Delta H_b^* = -\frac{i_g}{i_b}\left(\frac{1}{2} - \frac{1}{2h_{max}^{*2}}\right) \qquad (A49)$$

Dit volgt uit (A20). Bij een stijgend talud ($i_b<0$) onstaat een positief verlies. Wil het bodemverval gelijk zijn aan het energieverval, dan moet gelden (fig. A8):

$$\Delta_s - t = \Delta H + \Delta H_b \qquad (A50)$$

Ofwel dimensieloos, m.b.v. (A43) (A48) en (A49):

$$\Delta_s^* + i_b L^* = \Delta_s^* - \left(h_{max}^* + \frac{1}{2h_{max}^{*2}} - \frac{3}{2}\right) - \frac{i_g}{i_b}\left(\frac{1}{2} - \frac{1}{2h_{max}^{*2}}\right)$$

Dit levert (A46) weer op.

De vgl. (A46) heeft alleen een oplossing als de determinant positief is. Gebruikmakend van (A48) geeft dit een voorwaarde voor de maximale terraslengte, ofwel voor $i_g L^*$:

$$(\Delta_s^* - \Delta H^*)^2 > 2\left(1 - \frac{1}{h_{max}^{*2}}\right) i_g L^*$$

$$i_g L^* < \frac{(\Delta_s^* - \Delta H^*)^2}{2\left(1 - \frac{1}{h_{max}^{*2}}\right)} \qquad (A51)$$

De maximale waarde voor $i_g L^*$ wordt gevonden als de determinant nul is. Beschouw de vergelijking: $ax^2+bx+c=0$ (in analogie met (A46): $a=i_g L^*$). Is de determinant b^2-4ac gelijk aan 0, dan is de oplossing ; $x=-b/2a$, ofwel: $ax=-b/2$.
Op deze wijze wordt uit (A46), m.b.v. (A43) ($ax+i_b L^*$ met $i_b L^* = -t^*$) de vgl. (A52) gevonden.

$$t^* = (\Delta_s^* - \Delta H^*)/2 \text{ , dan } i_g L^* = i_g L_{max}^* \qquad (A52)$$

De limietwaarde van t^* voor kleine terraslengte (waarbij de bodemwrijving op het terras kan worden verwaarloosd) bedraagt: $t^* = \Delta_s^* - H^*$
In een voorbeeld (fig. A9) is deze waarde aangegeven: als $\Delta_s^* = 1$, bedraagt $t^* = 1 - 0.574 = 0.426$. Uit het eveneens aangegeven verloop van t^* als functie van $i_g L^*$ blijkt, dat de bodemwrijving al voor geringe waarden van $i_g L^*$ van belang wordt.
Ten gevolge van de mengselsprong wordt de wrijving vergroot, vergeleken met een situatie, waarin de wrijving van de terrassen maatgevend zou zijn.

De vergrotingsfactor F laat zich als volgt berekenen:
Definieer F als:

$$F = \frac{(g/C_h^2)_{totaal}}{(g/C_h^2)_{terras}} \qquad (A53)$$

Hierin is:

$$(g/C_h^2)_{totaal} = \frac{g\, h_{gem} i_{tot}}{u_{gem}^2} \qquad (A54)$$

Hierin slaat de index "gem" op de lengte gemiddelde grootheid van het gehele talud.

$$(g/C_h^2)_{totaal} = \frac{i_{tot}}{q^2/g\, h_{gem}^3} \qquad (A55)$$

waarbij:

$$i_{tot} = \frac{\Delta_s^* - t^*}{L^*} \qquad (A56)$$

Uit (A43) volgt:

$$i_{tot} = -\left(\frac{\Delta_s^*}{t^*} - 1\right) i_b \qquad (A57)$$

Benader h_{gem} door:

$$h_{gem} = 1/2(h_{max} + h_g) \qquad (A58)$$

M.b.v. (A55) t/m (A58) laat (A54) zich schrijven als:

$$(g/C_h^2)_{totaal} = -\frac{1}{8}\left(\frac{\Delta_s^*}{t^*} - 1\right)(1 + h_{max}^*)^3\left(\frac{i_b}{i_g}\right)(g/C_h^2)_{terras} \qquad (A59)$$

Immers: $i_g = (g/C_h^2)_{terras}$ volgens (A16)

Dus resulteert voor de verhoging van de wrijving F volgens (A53):

$$F = -\frac{1}{8}\left(\frac{\Delta_s^*}{t^*} - 1\right)(1 + h_{max}^*)^3\left(\frac{i_b}{i_g}\right) \qquad (A60)$$

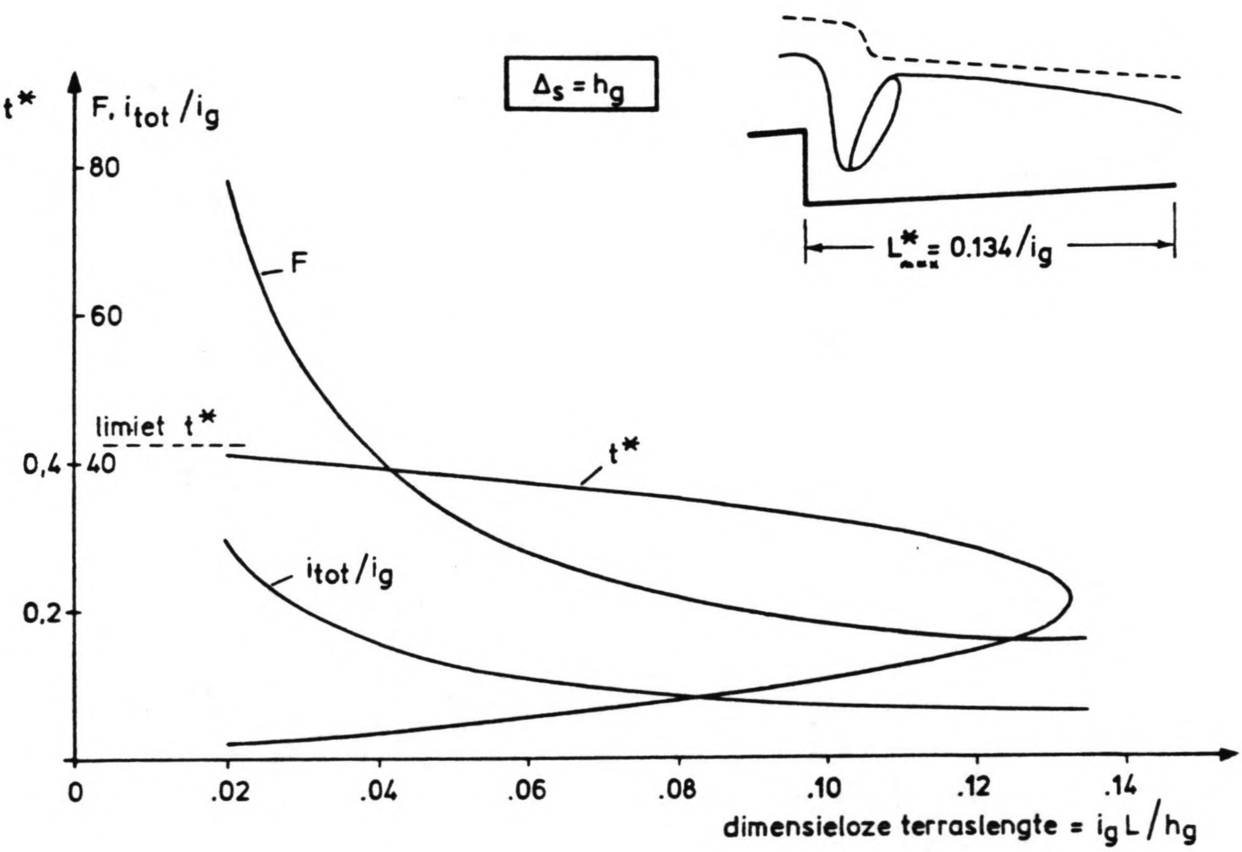


fig. A9 Trogdiepte, totaalhelling en toename van de wrijving als functie van de terraslengte (voorbeeld: $\Delta_s = h_g$)

In fig. A9 staat aangegeven als voorbeeld voor $\Delta_s = h_g$: t^* als functie van $i_g L^*$ (te lezen als : trogdiepte als functie van de terraslengte.). Voor de maximale waarde van $i_g L^*$ wordt o.134 gevonden,

In fig. A9 staat aangegeven als voorbeeld voor $\Delta_s = h_g$:
t^* als functie van i_gL^* (te lezen als : trogdiepte als functie van de terraslengte.). Voor de maximale waarde van i_gL^* wordt o.134 gevonden, waarbij $t^* = (\Delta_s - \Delta H^*)/2$ is, d.w.z. o.426/2 = 0.213
Verder staan uigezet in fig. A9:

- De waarde van i_{tot}/i_g volgens (A57); Hierbij is gebruik gemaakt van de "bovenste tak van t"
- De vergrotingsfactor F van de wrijving overeenkomstig (A60) en (A53).

t^* volgt uit (A43), nadat i_b/i_g (bij een gegeven waarde van i_gL^*) uit (A46) is opgelost.
De vierkantsvgl. (A46) heeft 2 (al of niet imaginaire) wortels bij 1 gegeven waarde van i_gL^*.
Er is reden de "onderste tak" van de kromme te wantrouwen. Immers voor kleine waarden van i_b gaat de gebruikte benadering (A40) niet meer op.
Als geldigheidseis voor (A40) geldt, (zie aldaar):

$$h \geq 1.6|h_e|$$

Hieruit kan de volgende voorwaarde voor de dimensieloze trogdiepte t^* worden afgeleid:

$$h^3 \geq 4.1|h_e|^3$$

$$h^{*3} \geq |h_e^*|^3$$

Uit (A3),(A16) en (A29) volgt:

$$h_e^{*3} = i_g/i_b$$

De minimale diepte op de terrassen is de grensdiepte, waarvoor geldt: $h^* = 1$; de geldigheidseis is dus te schrijven als:

$$|i_b| \geq 4.1\ i_g$$

$$|i_bL^*| \geq 4.1\ i_gL^*$$

$$t^* \geq 4.1\ i_gL^* \qquad \text{(A61)}$$

Hieruit blijkt, dat de onderste tak inderdaad niet aan de geldigheidseis voldoet. Immers, voor $L^* = L_{max}^*$ wordt uit (A51)en (A52) gevonden:

$$\frac{t^*}{i_gL^*} = \frac{1 - \dfrac{1}{h_{max}^{*2}}}{\Delta s^* - \Delta H^*}$$

Ook bij de kleinste Δ_s^*, waarbij de watersprong nog niet verdrinkt ($\Delta_s^* = 0.5$) is $\Delta_s^* - \Delta H^* > 0.25$ en dus $t^* < 4\ i_gL^*$
Ook fysisch is een geringe terraslengte bij een een geringe terrashelling niet logisch. Dit blijkt uit paragraaf A6, waarin de terraslengte van een horizontaal terras wordt bekeken.
Voor een groot aantal waarden van de dimensieloze staphoogte is h_{max} bepaald m.b.v. (A31) en (A33); men zie fig. A7. Met inachtneming van de beperking (A61) worden voor verschillende waarden van de dimensieloze terraslengte i_gL^* de grootheden i_b/i_g (A46), t^* (A43) en i_{tot}/i_g (A56) bepaald. Hieruit volgen de lijnen uit de onderste figuur van bijlage A1,

die de relatie tussen de verhouding tussen staphoogte en terraslengte bij verschillende waarden van de totaalhellingen bij stroomafwaarts stijgende terrassen aangeeft. Bijlage A2 geeft de numerieke waarden van de diverse grootheden.

A6. Berekening van de verhouding staphoogte/terraslengte bij een horizontaal terras

Voor het limietgeval van een horizontaal terras kan (A1) rechtstreeks worden geintegreerd. De waarde van i_b is dan nul en uit (A1) ontstaat (vergelijk met (A2)):

$$\frac{dh}{dx} = \frac{-q^2/C_h^2}{h^3 - h_g^3} \qquad \text{(A62)}$$

Integratie levert de oplossing:

$$L = \left(-\frac{C_h^2}{g} h + \frac{C_h^2}{q^2} \frac{h^4}{4} \right) \qquad (i_b = 0) \qquad \text{(A63)}$$

In dimensieloze vorm luidt (A63):

$$i_g L^* = \left(-h^* + h^{*4}/4\right) \Big|_1^2 \qquad \text{(A64)}$$

Met de grenzen "1" en "h_{max}" voor h^* wordt gevonden:

$$i_g L^* = 3/4 - h_{max} + h_{max}^{*4}/4 \quad (i_b = 0) \qquad \text{(A65)}$$

Voor een groot aantal waarden van de dimensieloze staphoogte is h_{max} bepaald m.b.v. (A31) en (A33): men zie fig. A7. M.b.v. (A63) is vervolgens $i_g L$, evenredig met de dimensieloze staplengte berekend. Staphoogte en staplengte zijn, op de hiervoor genoemde wijze geschaald, vervolgens tegen elkaar uitgezet (de punten in bijlage A1, bovenste figuur). Hieruit wordt gevonden, dat er een praktisch constante verhouding staplengte/terraslengte bestaat in het geval van horizontale terrassen; deze is gelijk aan 0.6 maal de grenshelling i_g (de getrokken lijn in bijlage A1, bovenste figuur). Dit is dus ook de totaalhelling, waarbij men horizontale terrassen zal aantreffen.
Uit de t^*-kromme van fig. A9 lijkt een zeer geringe terraslengte bij een horizontaal terras ($t^* = 0$) te volgen; echter, dit is een duidelijk voorbeeld waaruit blijkt, dat (tenminste) de onderste tak van de kromme niet gebruikt mag worden, omdat de schematisatie, waarmee deze kromme is berekend, niet wordt voldaan (par. A5). Integendeel worden bij horizontale terrassen zeer grote terraslengten aangetroffen: vergelijk de horizontale schalen van de bovenste en de onderste figuur van bijlage 1: in het geval van stroomafwaarts stijgende terrassen is $i_g L$ bij dezelfde stapgrootte een orde 50 à 100 kleiner dan bij horizontale terrassen.

A7. Voorbeeldberekening

Gegeven:

$q = 0.5\ m^2/s$
$i_{tot} = 1:25$ (ber. 1:35)

ribbels op de terrassen: $0.01\ h_g$
$\Delta_s = 29.4$ cm

Gevraagd (uitgaande van de "opgaande tak")

1. De Chézy-coëfficiënt voor de totale helling
2. De terrashelling
3. De trogdiepte

Oplossing:

De grensdiepte h_g bedraagt: $(q^2/g)^{1/3} = 29.4$ cm
De dimensieloze ribbelhoogte is dan: $\Delta_s^* = 1$
Bijlage A2 geeft voor h_{max}^*: $h_{max}^* = 1.7656$
De gemiddelde dimensieloze waterdiepte zal dan ca. 1.4 zijn.
Dit geeft een Chézy-coëfficiënt voor de terrassen :

$$C_h = 18 \log 12h^*/k^*$$
$$= 18 \log 12(1.4)/(0.01)$$
$$= 58 \sqrt{m}/s$$

De grenshelling i_g is dan: $i_g = g/C_h^2 = 2.91 * 10^{-3}$ (1:345)
Dan is $i_{tot}/i_g = 1000/(25*2.91) = 13.75$
Dan leveren fig. A9 en bijlage A2 voor de dimensieloze terraslengte:
$i_g L^* = 0.045$
Dus is de terraslengte L: $L = 0.045*29.4/(2.91*10^{-3})$ cm
$= 4.55$ m (6)

Voor de vergrotingsfactor van de wrijving wordt gevonden : F = 36
De Chézy-coëfficiënt wordt dus een factor $\sqrt{36} = 6$ verkleind:
$C_h = 10$ m/s
De trogdiepte t^* wordt (fig. 2) : $t^* = 0.385$, d.w.z.
$0.385*29.4 = 11.3$ cm.
De terrashelling i_b is dus $-0.113/4.55 = -0.0248$
Opmerking:
Voor $q = 01\ m^2/s$ en $\Delta_s = 10$ cm laat de gehele ribbel/terras-formatie zien, met behoud van helling "schalen".

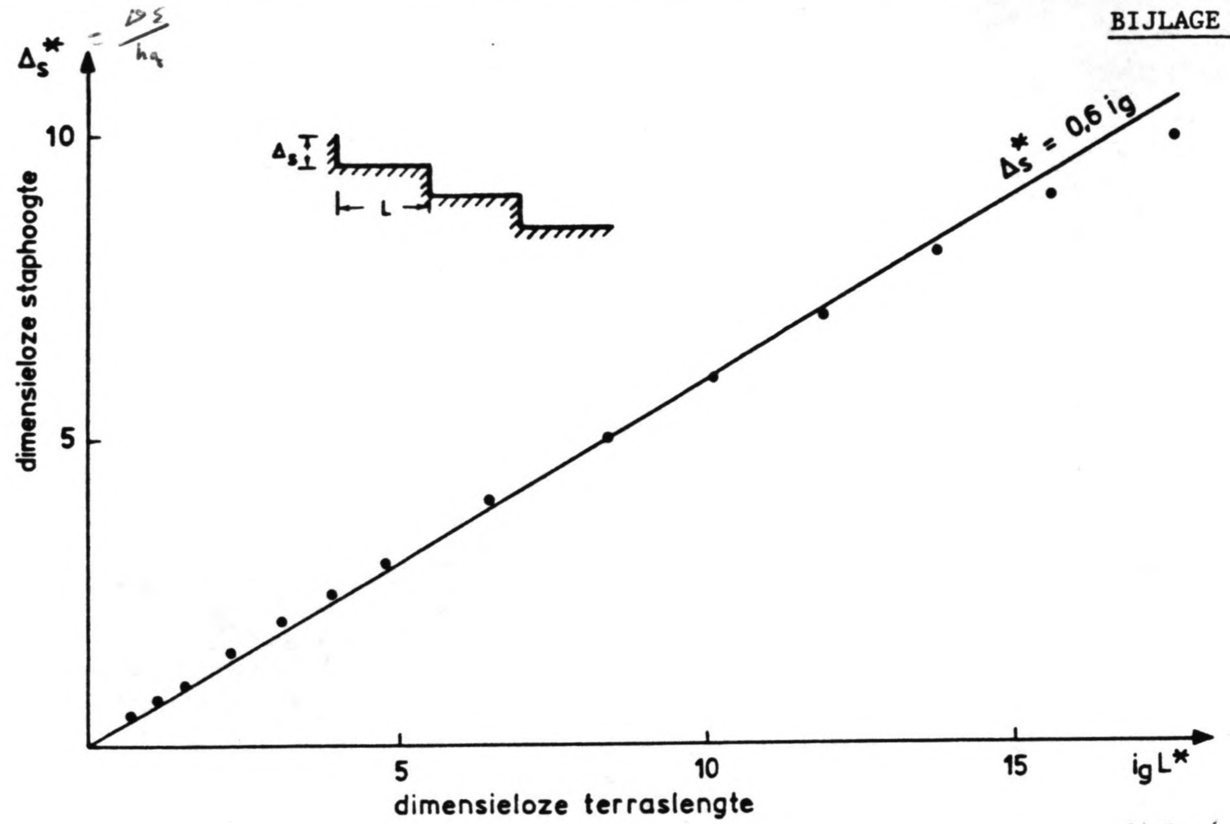


fig 1 Relatie staphoogte/terraslengte bij horizontale terrassen

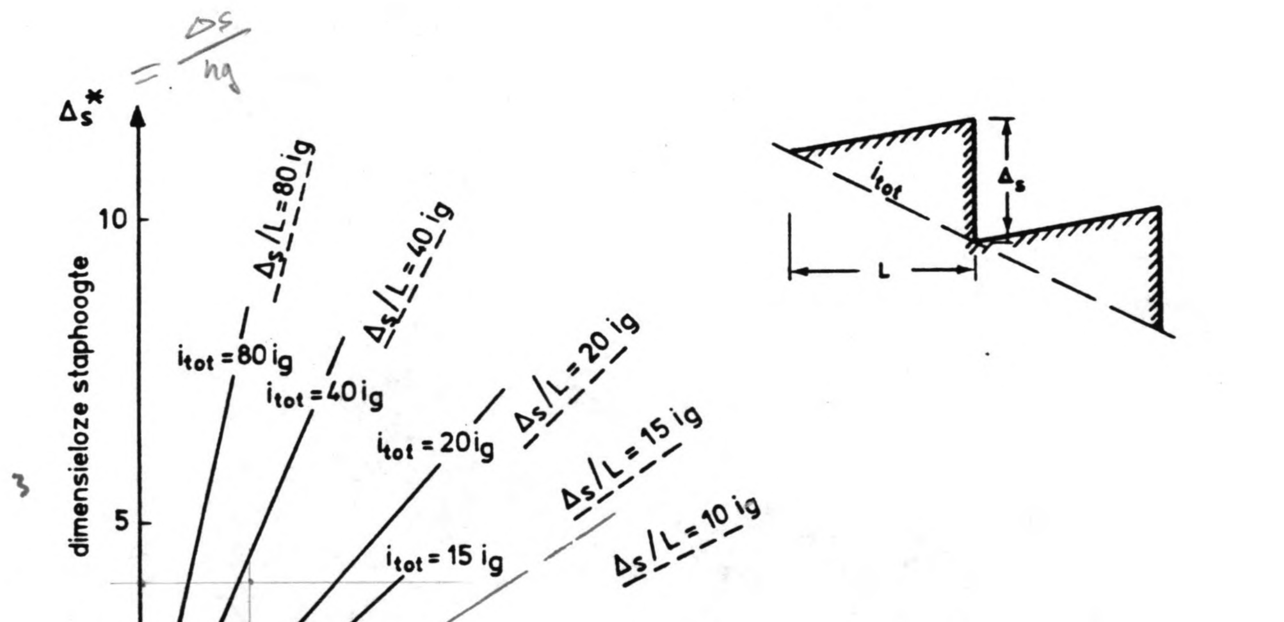


fig 2 Relatie staphoogte/terraslengte bij stroomafwaarts stijgende terrassen.

MENGSELSPRONGEN; 2 NOVEMBER 1986

HG= GRENSDIEPTE   L= terraslengte ig= grenshelling t=trogdiepte
IB= TERRASHELLING IG= GRENSHELLING F= VERGROTINGSFACTOR WRIJVING
STAPHOOGTE= .5 *HG

HMIN= .596968283 *HG   HMAX= 1.55606554 *HG   DELH= .237437228 *HG

L*IG/HG	IB/IG	T/HG	ITOT/IG	F
.01	-25.08	.250	24.91	52.0
.02	-11.89	.237	13.10	27.3
.03	- 7.43	.223	9.23	19.2
.04	- 5.13	.205	7.36	15.3

STAPHOOGTE= 1 *HG

HMIN= .5 *HG   HMAX= 1.76556444 *HG   DELH= .57403612 *HG

L*IG/HG	IB/IG	T/HG	ITOT/IG	F
.01	-41.76	.417	58.21	153.9
.02	-20.46	.409	29.53	78.0
.03	-13.35	.400	19.98	52.8
.04	- 9.78	.391	15.21	40.2
.05	- 7.62	.381	12.37	32.7
.06	- 6.18	.371	10.48	27.7
.07	- 5.14	.359	9.14	24.1
.08	- 4.34	.347	8.15	21.5

STAPHOOGTE= 2 *HG

HMIN= .401721203 *HG   HMAX= 2.03943449 *HG   DELH= 1.34035276 *HG

L*IG/HG	IB/IG	T/HG	ITOT/IG	F
.01	-65.38	.653	134.61	472.4
.02	-32.39	.647	67.60	237.2
.03	-21.39	.641	45.27	158.8
.04	-15.89	.635	34.10	119.7
.05	-12.58	.629	27.41	96.2
.06	-10.38	.623	22.94	80.5
.07	- 8.80	.616	19.76	69.3
.08	- 7.62	.609	17.37	60.9
.09	- 6.69	.602	15.52	54.4
.10	- 5.95	.595	14.04	49.2
.11	- 5.35	.588	12.83	45.0
.12	- 4.84	.581	11.82	41.4
.13	- 4.41	.573	10.97	38.5

MENGSELSPRONGEN;

HG= GRENSDIEPTE   L= terraslengte ig= grenshelling t=trogdiepte
IB= TERRASHELLING IG= GRENSHELLING F= VERGROTINGSFACTOR WRIJVING
STAPHOOGTE= 3 *HG

HMIN= .34697879 *HG   HMAX= 2.23361253 *HG   DELH= 2.16616749 *HG

L*IG/HG	IB/IG	T/HG	ITOT/IG	F
.01	-82.90	.829	217.09	917.5
.02	-41.20	.824	108.79	459.8
.03	-27.30	.819	72.69	307.2
.04	-20.35	.814	54.64	230.9
.05	-16.18	.809	43.81	185.1
.06	-13.39	.803	36.60	154.6
.07	-11.41	.798	31.44	132.9
.08	- 9.91	.793	27.58	116.5
.09	- 8.75	.788	24.57	103.8
.10	- 7.82	.782	22.17	93.7
.11	- 7.06	.777	20.20	85.4
.12	- 6.43	.771	18.56	78.4
.13	- 5.89	.765	17.18	72.6
.14	- 5.43	.760	15.99	67.6
.15	- 5.02	.754	14.97	63.2
.16	- 4.67	.748	14.07	59.4
.17	- 4.36	.742	13.28	56.1
.18	- 4.08	.736	12.57	53.1

STAPHOOGTE= 4 *HG

HMIN= .310397309 *HG   HMAX= 2.38791783 *HG   DELH= 3.02439596 *HG

L*IG/HG	IB/IG	T/HG	ITOT/IG	F
.01	-97.13	.971	302.86	1472.1
.02	-48.35	.967	151.64	737.1
.03	-32.09	.962	101.24	492.1
.04	-23.95	.958	76.04	369.6
.05	-19.07	.953	60.92	296.1
.06	-15.82	.949	50.84	247.1
.07	-13.50	.945	43.64	212.1
.08	-11.75	.940	38.24	185.8
.09	-10.39	.935	34.04	165.4
.10	- 9.31	.931	30.68	149.1
.11	- 8.42	.926	27.93	135.8
.12	- 7.68	.921	25.65	124.6
.13	- 7.05	.917	23.71	115.2
.14	- 6.51	.912	22.05	107.2
.15	- 6.04	.907	20.61	100.2
.16	- 5.64	.902	19.35	94.1
.17	- 5.27	.897	18.24	88.7
.18	- 4.95	.892	17.26	83.9
.19	- 4.67	.887	16.38	79.6
.20	- 4.41	.882	15.58	75.7
.21	- 4.17	.876	14.87	72.2

MENGSELSPRONGEN;

HG= GRENSDIEPTE   L= terraslengte ig= grenshelling t=trogdiepte
IB= TERRASHELLING IG= GRENSHELLING F= VERGROTINGSFACTOR WRIJVING

STAPHOOGTE= 5 *HG

HMIN= .283606218 *HG   HMAX= 2.51754638 *HG   DELH= 3.90356473 *HG

L*IG/HG	IB/IG	T/HG	ITOT/IG	F
.01	-**.**	1.092	390.74	2125.7
.02	-54.43	1.088	195.56	1063.9
.03	-36.15	1.084	130.50	710.0
.04	-27.02	1.080	97.97	533.0
.05	-21.53	1.076	78.46	426.8
.06	-17.88	1.072	65.45	356.0
.07	-15.26	1.068	56.15	305.5
.08	-13.30	1.064	49.19	267.6
.09	-11.78	1.060	43.76	238.1
.10	-10.56	1.056	39.43	214.5
.11	- 9.56	1.052	35.88	195.2
.12	- 8.73	1.048	32.93	179.1
.13	- 8.03	1.043	30.43	165.5
.14	- 7.42	1.039	28.28	153.8
.15	- 6.90	1.035	26.43	143.7
.16	- 6.44	1.031	24.80	134.9
.17	- 6.03	1.026	23.37	127.1
.18	- 5.67	1.022	22.09	120.2
.19	- 5.35	1.017	20.95	114.0
.20	- 5.06	1.013	19.93	108.4
.21	- 4.80	1.008	19.00	103.3
.22	- 4.56	1.004	18.16	98.8
.23	- 4.34	.999	17.39	94.6
.24	- 4.14	.994	16.68	90.7

STAPHOOGTE= 6 *HG

HMIN= .262845829 *HG HMAX= 2.63015184 *HG DELH= 4.7975698 *HG

L*IG/HG	IB/IG	T/HG	ITOT/IG	F
.01	-**.**	1.198	480.11	2870.9
.02	-59.76	1.195	240.23	1436.5
.03	-39.72	1.191	160.27	958.4
.04	-29.70	1.188	120.29	719.3
.05	-23.68	1.184	96.31	575.9
.06	-19.67	1.180	80.32	480.3
.07	-16.81	1.176	68.90	412.0
.08	-14.66	1.173	60.33	360.7
.09	-12.99	1.169	53.67	320.9
.10	-11.65	1.165	48.34	289.0
.11	-10.56	1.161	43.98	263.0
.12	- 9.65	1.158	40.34	241.2
.13	- 8.87	1.154	37.27	222.8
.14	- 8.21	1.150	34.64	207.1
.15	- 7.64	1.146	32.35	193.4
.16	- 7.14	1.142	30.35	181.5
.17	- 6.69	1.138	28.59	171.0
.18	- 6.30	1.134	27.03	161.6
.19	- 5.95	1.130	25.62	153.2
.20	- 5.63	1.126	24.36	145.7
.21	- 5.34	1.122	23.22	138.8
.22	- 5.08	1.118	22.18	132.6
.23	- 4.84	1.114	21.24	127.0
.24	- 4.62	1.109	20.37	121.8
.25	- 4.42	1.105	19.57	117.0
.26	- 4.23	1.101	18.84	112.6

STAPHOOGTE= 7 *HG

HMIN= .246125189 *HG   HMAX= 2.73019702 *HG   DELH= 5.70272469 *HG

L*IG/HG	IB/IG	T/HG	ITOT/IG	F
.01	-**.**	1.293	570.60	3702.0
.02	-64.52	1.290	285.47	1852.1
.03	-42.90	1.287	190.42	1235.4
.04	-32.09	1.283	142.90	927.1
.05	-25.60	1.280	114.39	742.1
.06	-21.28	1.276	95.38	618.8
.07	-18.19	1.273	81.80	530.7
.08	-15.87	1.270	71.62	464.6
.09	-14.07	1.266	63.70	413.3
.10	-12.62	1.262	57.37	372.2
.11	-11.44	1.259	52.18	338.5
.12	-10.46	1.255	47.86	310.5
.13	- 9.63	1.252	44.21	286.8
.14	- 8.91	1.248	41.08	266.5
.15	- 8.30	1.245	38.36	248.9
.16	- 7.75	1.241	35.99	233.5
.17	- 7.28	1.237	33.89	219.9
.18	- 6.85	1.234	32.03	207.8
.19	- 6.47	1.230	30.36	197.0
.20	- 6.13	1.226	28.86	187.2
.21	- 5.82	1.222	27.50	178.4
.22	- 5.54	1.219	26.27	170.4
.23	- 5.28	1.215	25.15	163.1
.24	- 5.04	1.211	24.11	156.4
.25	- 4.83	1.207	23.16	150.3
.26	- 4.62	1.203	22.29	144.6
.27	- 4.44	1.199	21.48	139.3
.28	- 4.27	1.195	20.72	134.4
.29	- 4.11	1.191	20.02	129.9

STAPHOOGTE= 8 *HG

HMIN= .232272814 *HG HMAX= 2.82053722 *HG DELH= 6.61661265 *HG

L*IG/HG	IB/IG	T/HG	ITOT/IG	F
.01	-**.**	1.380	661.97	4614.5
.02	-68.85	1.377	331.14	2308.3
.03	-45.79	1.373	220.87	1539.6
.04	-34.26	1.370	165.73	1155.3
.05	-27.34	1.367	132.65	924.6
.06	-22.73	1.364	110.59	770.9
.07	-19.44	1.360	94.84	661.1
.08	-16.97	1.357	83.02	578.7
.09	-15.04	1.354	73.84	514.7
.10	-13.51	1.351	66.48	463.4
.11	-12.25	1.347	60.47	421.5
.12	-11.20	1.344	55.46	386.6
.13	-10.31	1.341	51.22	357.0
.14	- 9.55	1.337	47.58	331.7
.15	- 8.89	1.334	44.43	309.7
.16	- 8.31	1.330	41.68	290.5
.17	- 7.80	1.327	39.25	273.6
.18	- 7.35	1.323	37.08	258.5
.19	- 6.94	1.320	35.15	245.0
.20	- 6.58	1.317	33.41	232.9
.21	- 6.25	1.313	31.84	221.9
.22	- 5.95	1.309	30.40	211.9
.23	- 5.68	1.306	29.10	202.8
.24	- 5.42	1.302	27.90	194.5
.25	- 5.19	1.299	26.80	186.8
.26	- 4.98	1.295	25.78	179.7
.27	- 4.78	1.292	24.84	173.1
.28	- 4.60	1.288	23.97	167.0
.29	- 4.43	1.284	23.15	161.4
.30	- 4.27	1.281	22.39	156.1
.31	- 4.12	1.277	21.68	151.1

STAPHOOGTE= 9 *HG

HMIN= .220546407 *HG   HMAX= 2.9031213 *HG   DELH= 7.53755346 *HG

L*IG/HG	IB/IG	T/HG	ITOT/IG	F
.01	-**.**	1.459	754.05	5604.6
.02	-72.81	1.456	377.18	2803.4
.03	-48.44	1.453	251.55	1869.7
.04	-36.25	1.450	188.74	1402.8
.05	-28.94	1.447	151.05	1122.7
.06	-24.06	1.444	125.93	936.0
.07	-20.58	1.441	107.98	802.6
.08	-17.97	1.437	94.52	702.5
.09	-15.94	1.434	84.05	624.7
.10	-14.31	1.431	75.68	562.5
.11	-12.98	1.428	68.83	511.6
.12	-11.87	1.425	63.12	469.1
.13	-10.93	1.422	58.29	433.2
.14	-10.13	1.418	54.15	402.4
.15	- 9.43	1.415	50.56	375.8
.16	- 8.82	1.412	47.42	352.4
.17	- 8.28	1.409	44.65	331.8
.18	- 7.81	1.406	42.18	313.5
.19	- 7.38	1.402	39.98	297.1
.20	- 6.99	1.399	38.00	282.4
.21	- 6.64	1.396	36.20	269.1
.22	- 6.33	1.392	34.57	257.0
.23	- 6.04	1.389	33.08	245.9
.24	- 5.77	1.386	31.72	235.7
.25	- 5.53	1.382	30.46	226.4
.26	- 5.30	1.379	29.31	217.8
.27	- 5.09	1.375	28.23	209.8
.28	- 4.90	1.372	27.24	202.4
.29	- 4.72	1.369	26.31	195.5
.30	- 4.55	1.365	25.44	189.1
.31	- 4.39	1.362	24.63	183.1
.32	- 4.24	1.358	23.87	177.4
.33	- 4.10	1.355	23.16	172.1

863098