

Opdrachtgever:

Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde

Aanpassen van het bresgroeimodel in HIS-OM

Bureaustudie

November 2003

Opdrachtgever:

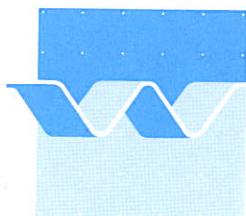
Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde

Aanpassen van het bresgroeimodel in HIS-OM

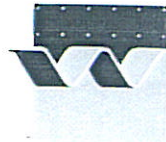
Henk Verheij

Bureaustudie

November 2003



wl | delft hydraulics



OPDRACHTGEVER: Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde

TITEL: Aanpassen van het bresgroeimodel in HIS-OM

SAMENVATTING:

Binnen het Hoogwater Informatie Systeem (HIS-OM) speelt bresgroei een belangrijke rol. Tot op heden wordt gebruik gemaakt van een eenvoudige logaritmische benadering, waarbij voor zand en klei afzonderlijke formules worden toegepast. Nadelen van de gebruikte formuleringen zijn o.a. dat in de tijd de bresgroei onbeperkt kan doorgaan, terwijl ook geen (zichtbare) relatie aanwezig is met de grondeigenschappen. Doelstelling van de studie was daarom het opleveren van een geoptimaliseerd, eenvoudig bresgroeimodel voor zand en klei dat rekening houdt met materiaaleigenschappen van de dijk en de invloed van de buitenwaterstand, en vervolgens deze formule implementeren in HIS-OM.

In het kader van Doelsubsidie onderzoek V&W "Bresgroei in cohesief materiaal" is een verbeterde quick-and-dirty formule verkregen die bruikbaar is voor zowel zand als klei en rekening houdt met het waterstandverschil over de bres. Deze formule is geoptimaliseerd aan de hand van de beschikbare data van dijkbressen. Deze zogenaamde Verheij-vdKnaap formule luidt:

$$B = 1,3 \frac{g^{0,5} (h_{buiten} - h_{binnen})^{1,5}}{u_c} \log \left(1 + \frac{0,04 \cdot g}{u_c} t \right)$$

De formule is geïmplementeerd in SOBEK en HIS-OM, maar ook de oude formules zijn gehandhaafd.

Een nadere analyse van de formule heeft geleerd dat de formule gevoelig is voor de kritieke stroomsnelheid u_c . Desgewenst kan dit worden ondervangen door in de formule de term voor de logaritme te vervangen door een factor 100 voor zanddijken en 35 voor kleidijken; of te rekenen met de oude formules. Waarden voor u_c kunnen worden bepaald aan de hand van een tabel op basis van een beschrijving van de grondgegevens of worden geschat met diverse, eenvoudige formules.

Twee doorgerekende cases voor stagnant respectievelijk een variabele waterstand geven aanvaardbare resultaten bij doorrekenen van gelijke situaties met de oude en de nieuwe formules.

REFERENTIES: opdracht per brief AK/023780 d.d. 8 juli 2002

VER.	AUTEUR	DATUM	OPMERK.	REVIEW	GOEDKEURING
1	H.J. Verheij	november 2002	concept	C. Stolker	F.C.M. van der Knaap
2	H.J. Verheij	november 2003	definitief	F.C.M. van der Knaap	C.A. Bons

PROJECTNUMMER Q 3299

TREFWOORDEN: bresgroei, dijkdoorbraak, inundatie, SOBEK, HIS

AANTAL BLADZIJDEN 55

VERTROUWELIJK JA, tot (datum) NEE

STATUS: VOORLOPIG CONCEPT DEFINITIEF

Inhoud

Lijst van Symbolen

1	Inleiding	1—1
2	Doelstelling en aanpak.....	2—1
3	Verbeterde bresgroei-formule	3—1
3.1	Inleiding	3—1
3.2	Bresgroei-proces	3—1
3.3	Afleiding formule	3—3
3.3.1	Structuur formule.....	3—3
3.3.2	Gebruikte gegevens	3—5
3.3.3	Bepalen coëfficiënten	3—8
3.3.4	Karakterisering grondsterkte.....	3—11
3.3.5	Conclusies.....	3—13
3.4	Analyse nieuwe formule	3—14
3.4.1	Vergelijk met oude formules in HIS	3—14
3.4.2	Gevoeligheid nieuwe formules	3—16
3.4.3	Vergelijking met formules in BREACH en BRES	3—19
3.4.4	Implementatie in SOBEK	3—20
4	Voorbeeld cases	4—1
4.1	Algemeen.....	4—1
4.2	Gelderse Vallei en Eem.....	4—1
4.2.1	Uitgangspunten	4—1
4.2.2	Modellsimulaties.....	4—1
4.2.3	Resultaten	4—3
4.3	Polder Nieuwland	4—7

4.3.1	Uitgangspunten	4—7
4.3.2	Uitgevoerde simulatie	4—8
4.3.3	Resultaten	4—8
4.4	Conclusies	4—11
5	Conclusies en aanbevelingen	5—1
A	Description of cases	A—1
B	Testrapport ARS 10553	B—1

Lijst van Symbolen

Symbol	Eenheid	Betekenis
A_0	m^2	geërodeerd oppervlak in BREACH
A_{polder}	m^2	polder oppervlak
B	m	bresbreedte
B_{max}	m	maximale bresbreedte
B_0	m	initiële bresbreedte
$B(t_i)$	m	bresbreedte op t_i
$B(t_{i-1})$	m	bresbreedte op t_{i-1}
c_b	-	coëfficiënt in BREACH
c_c	-	coëfficiënt in BREACH
c_E	$m^{-2}s^{-2}$	grondsterkteparameter
c_i	-	coëfficiënten in bresformules
D_{50}	m	karacteristieke diameter dijkmateriaal
f_1	-	coëfficiënt in SOBEK en HIS-OM
f_2	-	coëfficiënt in SOBEK en HIS-OM
g	m^2/s	versnelling zwaartekracht
H	m	waterstandsverschil
h_{binnen}	m	binnenwaterstand
h_{buiten}	m	buitenwaterstand
$h_{bodem\ bres}$	m	waterpeil in de bres
h_{polder}	m	waterpeil in polder
h_{down}	m	benedenstroomse waterstand
h_{up}	m	bovenstroomse waterstand
I_p	-	plasticiteitsindex
m	-	afvoercoëfficiënt
n	-	poriën gehalte
P_{klei}	%	kleipercentage
Q	m^3/s	debiet door bres
Q_{rivier}	m^3/s	rivierafvoer
q	m^2/s	specifiek debiet
t	sec	tijd
t_i	sec	tijdstip I
t_0	sec	tijdsduur om z_{min} te bereiken
t_{start}	sec	tijdstip dat bresgroei begint
u	m/s	stroomsnelheid
u_c	m/s	kritieke stroomsnelheid
Vol	m^3	volume
v	-	void ratio
w_f	-	vloeigrens

<i>Symbol</i>	<i>Eenheid</i>	<i>Betekenis</i>
z_p	m	bodemligging polder
z_w	m	waterstand
z_{min}	m	laagste niveau in bres
$z_{crest\ level}$	m	initiële kruinniveau
$z(t)$	m	niveau bres op tijd t
α	-	factor
β	-	factor
β_{bres}	m/uur	bresbreedtegroei
γ	-	exponent
τ_c	Pa	kritieke schuifspanning

I Inleiding

Binnen het Hoogwater Informatie Systeem (HIS-OM) speelt bresgroei een belangrijke rol. Tot op heden wordt gebruik gemaakt van een zeer eenvoudige logaritmische benadering, waarbij voor zand en klei afzonderlijke formules worden toegepast. Nadelen van de gebruikte formuleringen zijn o.a. dat in de tijd de bresgroei onbeperkt kan doorgaan, terwijl ook geen (zichtbare) relatie aanwezig is met de grondeigenschappen. Inmiddels is bij WL|Delft Hydraulics in het kader van Doelsubsidie onderzoek v&w “Bresgroei in cohesief materiaal” een verbeterde, maar nog niet geoptimaliseerde formule verkregen die bruikbaar is voor zowel zand als klei en rekening houdt met het waterstandverschil over de bres (Verheij, 2002). Verder is in hetzelfde kader onderzoek gaande naar een fysisch onderbouwde bresgroeiformule. Een analytische formule is inmiddels beschikbaar, maar deze is nog niet gevalideerd. Praktische toepassing laat zeker nog één à twee jaar op zich wachten.

Gezien de beperkingen van de huidige formules in HIS-OM, de beschikbaarheid van een verbeterde quick-and-dirty formule, en de nog lange weg tot een gevalideerde fysisch onderbouwde analytische formulering heeft de Dienst Weg- en Waterbouwkunde van Rijkswaterstaat er voor gekozen nu de verbeterde quick-and-dirty formule te optimaliseren en te (laten) implementeren in HIS-OM. Daartoe heeft zij WL|Delft Hydraulics opdracht verleend bij brief met kenmerk AK/023780 d.d. 8 juli 2002.

De studie is uitgevoerd onder leiding van ir. H.J. Verheij daarbij geassisteerd door ing. C.J. Sprengers. Ir. M.C.L.M. van Mierlo was verantwoordelijk voor de implementatie in SOBEK cq. HIS-OM. De kwaliteitsborging is uitgevoerd door ir. F.C.M. van der Knaap.

Van de zijde van de opdrachtgever begeleidde ir. M. van der Doef de werkzaamheden.

2 Doelstelling en aanpak

De doelstelling van het onderzoek is als volgt geformuleerd:

Opleveren van een geoptimaliseerd, eenvoudig bresgroeimodel voor zand en klei dat rekening houdt met materiaaleigenschappen van de dijk en de invloed van de buitenwaterstand, en vervolgens deze formule implementeren in HIS-OM.

De studie bestaat dus uit twee delen:

- (i) Opleveren van een bresgroeiformule op basis van de beschikbare, verbeterde quick-and-dirty formule, inclusief twee case studies; en
- (ii) Implementatie van de formule in HIS-OM, dwz in de nieuwste versie van SOBEK Overland Flow Module (Delft1D2D).

Het gaat dus om enerzijds een bureaustudie naar het ontwikkelen van een bresgroeiformule en anderzijds de implementatie van de resultaten daarvan in HIS-OM. De resultaten van de bureaustudie zullen worden vastgelegd in een notitie, terwijl de implementatie uitmondt in de oplevering van een nieuwe versie van SOBEK in HIS-OM.

Het voorgaande betekent ook dat twee producten worden opgeleverd:

- I een verslag, en
- II een nieuwe versie van HIS-OM.

In dit verslag komen diverse aspecten aan de orde. In hoofdstuk 3: een beperkte theoretische onderbouwing cq achtergrond van het bresgroeiproces (paragraaf 3.2); de afleiding van de nieuwe formule inclusief een overzicht van aannames en beperkingen en een beschrijving van de gebruikte gegevens bij het fitten (paragraaf 3.3); een vergelijking met de oude formules en een kwalitatieve analyse inclusief een gevoeligheidsanalyse (paragraaf 3.4). In hoofdstuk 4 wordt een kwantitatieve beschrijving gegeven van de verschillen tussen de oude en nieuwe formules op basis van twee doorgerekende cases (Polder Nieuwland en Gelderse Vallei en Eem). Tenslotte worden in hoofdstuk 5 conclusies en aanbevelingen gepresenteerd.

Voor de nieuwe versie van SOBEK wordt verwezen naar de internetsite www.SOBEK.nl van WL|Delft Hydraulics en voor HIS-OM naar het internetadres www.HISinfo.nl bij de Dienst Weg- en Waterbouwkunde van RWS te Delft.

3 Verbeterde bresgroeiformule

3.1 Inleiding

De nauwkeurigheid van inundatiemodellen wordt mede bepaald door de nauwkeurigheid van de voorspelling van de bresgrootte als functie van de tijd. Een betrouwbare formule voor de bresgroei is daarom cruciaal. In dit hoofdstuk wordt een nieuwe quick-and-dirty formule afgeleid op basis van de beschikbare gegevens.

Eerst wordt in paragraaf 3.2 kort ingegaan op het bresgroeiproces, waarna in paragraaf 3.3 de afleiding aan de orde komt. In paragraaf 3.4 wordt tenslotte in gegaan op de gevoeligheid van de formule.

3.2 Bresgroeiproces

Het totale volume water dat een polder instroomt door een bres wordt bepaald door de bresgrootte en het waterstandverschil. Het laatste spreekt voor zich. De bresgrootte is afhankelijk van de bresdiepte en de bresbreedte, waarbij de laatste factor de meeste invloed heeft. Dit kan duidelijk worden gemaakt met de volgende beschouwing.

De volgende fasen zijn te onderscheiden bij een bres in een dijk:

1. nulfase: Het ontstaan van een initiële geul door of de eroderende werking van overstromend water (“headcut-erosion”) of het afglijden van (meestal) het binnentalud;
2. verdiepingsfase: De initiële geul verdiept zich tot een bres met een bodem op een bepaald niveau, maar wordt niet breder;
3. verbredingsfase: De bres groeit niet langer in de diepte, maar uitsluitend in de breedte.

Het tijdstip waarop de verdiepingsfase begint is vooraf moeilijk te bepalen en hangt af van de nulfase. Een initiële bres door afglijden is niet te voorspellen en kan elk moment optreden. Het begin van een initiële geul als gevolg van head-cut migration kan ontstaan zodra water over de dijk stroomt. Afhankelijk van de sterkte van de topklaag duurt het vervolgens enige tijd voordat een volledige erosiegeul over de hele kruinbreedte is ontstaan. De verdiepingsfase duurt slechts kort: in de orde van minuten bij zand tot waarschijnlijk maximaal een uur bij klei.

In de nulfase en de verdiepingsfase is het volume water dat een polder instroomt beperkt en daarom wordt in de bresgroeiformules aan deze beide fasen nauwelijks aandacht besteed. Dat is ook in deze studie het geval.

Om het inzicht te vergroten worden de formules voor een volkomen overlaat en komberging in de achterliggende polder (dus de stroming in de polder is verwaarloosd) gecombineerd en dat leidt tot het volgende inzicht:

- Volkomen overlaat

$$Q = m * B * [h_{\text{buiten}} - h_{\text{bodembres}}] * \sqrt{2 g (h_{\text{buiten}} - h_{\text{bodembres}})} \quad (1)$$

waarin:

B	= bresbreedte (m)
g	= versnelling zwaartekracht (m ² /s)
h _{buiten}	= buitenwaterstand (m)
h _{bodembres}	= waterpeil in de bres (m)
m	= afvoercoëfficiënt (-)
Q	= debiet door bres (m ³ /s)

- Komberging

$$Q = A_{\text{polder}} * \frac{d h_{\text{polder}}}{d t} \quad (2)$$

waarin:

A _{polder}	= polder oppervlak (m ²)
h _{polder}	= waterpeil in polder (m)
t	= tijd (s)

Combineren van beide formules leidt tot de volgende betrekking.

$$\frac{d h_{\text{polder}}}{d t} = \frac{1}{A_{\text{polder}}} * m * B * [h_{\text{buiten}} - h_{\text{bodembres}}] * \sqrt{2 g (h_{\text{buiten}} - h_{\text{bodembres}})} \quad (3)$$

Uit dit verband kunnen de volgende conclusies worden getrokken:

- Bij constante buitenwaterstand (h_{buiten}) zal het stijgen van het waterpeil in de polder (h_{polder}) tijdens fase 2 worden bepaald door de groei van de bresdiepte (immers B is constant) en tijdens fase 3 door de bresbreedte (immers dan is h_{bodembres} constant);
- tijdens fase 3 is het effect van de grootte van de bres erg groot immers de stijging van de waterstand in de polder is recht evenredig met de breedte van de bres (B);
- bij polders met een groot oppervlak (A_{polder} >> dan B, (h_{buiten} - h_{bodembres}) of Q (percentage van Q_{rivier} dat in de polder stroomt) is het effect van de bres klein (waterpeil zal dan ook nagenoeg niet stijgen).

Ook bij stijgen van de binnenwaterstand zal het effect van de breedte van de bres (bij een niet te groot polder oppervlak) nog aanzienlijk zijn. Immers de formule voor de onvolkomen overlaat luidt:

$$Q = m * B * [h_{\text{buiten}} - h_{\text{bodembres}}] * \sqrt{2 g (h_{\text{buiten}} - h_{\text{polder}})} \quad (4)$$

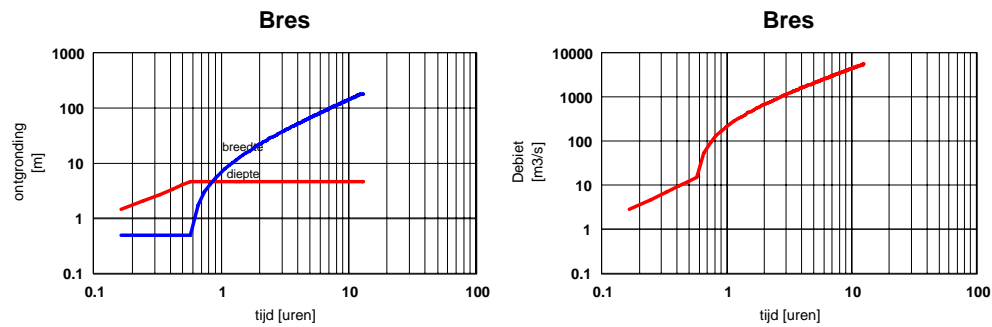
dus ook nu is dh_{polder}/dt recht evenredig met B.

Het probleem op deze wijze afschatten leidt tot de volgende conclusies:

1. De breedte van de bres is belangrijker dan de diepte van de bres.
2. De breedte van de bres is van belang als het oppervlak van de polder niet te groot is.

Het is dus zinvol op zoek te gaan naar een goede formulering van de groei van de bresbreedte (B) en ook de bresdiepte: h_{bodembres}.

Ter illustratie van de samenhang tussen bresbreedte en bresdiepte en het debiet als functie van de tijd is in Figuur 3.1 een voorbeeld gegeven.



Figuur 3.1 Voorbeeld van berekende verdieping gevolgd door verbreding en debietontwikkeling in de tijd

3.3 Afleiding formule

3.3.1 Structuur formule

Vooraf opgestelde uitgangspunten voor een verbeterde formule waren:

- geen onbeperkte toename van de bresgroei;
- koppeling aan grondeigenschappen;
- zichtbare invloed buitenwaterstand.

In eerste instantie is daarom de volgende formule voorgesteld:

$$B = c_1 \left(1 - \exp \left[- (t / c_2)^\gamma \right] \right) \quad (5)$$

waarin:

- B = bresbreedte (m)
- c_1 = coëfficiënt (m)
- c_2 = coëfficiënt (s)
- t = tijd (s)
- γ = exponent (-)

De waarden c_1 en c_2 zijn afhankelijk van de grondeigenschappen van de dijk (c_1 bovendien van het verval over de bres).

Formule (5) heeft het bezwaar dat een waarde voor de maximale bresbreedte B moet worden vastgesteld. Dit blijkt op basis van de beschikbare gegevens niet eenduidig te realiseren.

In een eerdere studie in het kader van het Doelsubsidieonderzoek v&w is de maximale bresbreedte verondersteld te voldoen aan:

$$B_{\max} = 10,7 \frac{H^{0,25}}{u_c^{1,75}} \quad (6)$$

waarin:

- B_{\max} = maximale bresbreedte (m)
 H = waterstandsverschil over de bres (m)
 u_c = kritieke stroomsnelheid (m/s)

Verder is uit beschikbare gegevens van bressen enige informatie bekend over de maximale breedte en de tijd waarin die breedte wordt bereikt: zand orde 300 m (nauwkeurigheid circa 100 m), klei maximaal 75 m (nauwkeurigheid circa 50m). Echter, er is gerede twijfel of de bresbreedte wel is gebonden aan een bovengrens.

Op grond van deze overwegingen is besloten terug te keren naar een logaritmische functie:

$$B = c_1 \log \left(1 + \frac{t}{c_2} \right) \quad (7)$$

De parameter c_2 kan via u_c worden gerelateerd aan de weerstand van dijkmateriaal tegen erosie. In dimensieloze vorm door toevoegen van de parameter g kan c_1 dan als volgt worden geschreven:

$$c_2 = \frac{u_c}{g \cdot c_3} \quad (8)$$

waarin:

- c_3 = coëfficiënt (-)
 g = versnelling zwaartekracht (m^2/s)

Voor c_1 is uitgegaan van het volgende functionele verband:

$$c_1 \cdot H \frac{u}{u_c} \quad (9)$$

Substitutie van $u = q/H$ en $q \cdot H \cdot g^{0,5} H^{1,5}$, toevoeging van een coëfficiënt c_4 en de parameter g om c_4 dimensieloos te maken, leidt dan tot:

$$c_1 = c_4 \frac{g^{0,5} H^{1,5}}{u_c} \quad (10)$$

waarin:

- c_4 = coëfficiënt (-)

Deze formule is dus tot stand gekomen op basis van een analyse van het bresproces. Daarbij is vastgesteld dat de relevante parameters zijn het verval H (of het specifieke debiet q) en de kritieke stroomsnelheid u_c .

Een alternatief is uit te gaan van erosion-rate formules waaruit volgt:

$$c_1 \propto \frac{u^2}{u_c^2} \quad (11)$$

Dit resulteert dan in:

$$c_1 = c_4^1 \frac{gH}{u_c^2} \quad (12)$$

Vooralsnog is gekozen voor de formulering volgens vgl.(10), maar vgl.(12) is ook goed verdedigbaar. Een belangrijke reden om te kiezen voor vgl.(10) is het eerdere resultaat van een analyse waarbij lineaire verbanden werden gevonden conform vgl.(9) (van der Knaap, 2000).

Wat betreft de buitenwaterstand kunnen twee situaties worden onderscheiden:

- stagnant water met een vaste waterstand;
- en een waterloop met een variabele waterstand.

Om de buitenwaterstand een zichtbare rol te laten spelen zal het waterstandverschil H over de bres worden omgewerkt in de parameter: $H = h_{\text{buiten}} - h_{\text{binnen}}$.

De waarden van de coëfficiënten zijn bepaald door te fitten met data van opgetreden bressen (model en prototype). Hiertoe is gebruik gemaakt van datasets van bressen (paragraaf 3.3.2). Daarna zullen deze waarden worden gerelateerd aan grondeigenschappen door de kritieke stroomsnelheid van het dijkmateriaal u_c om te werken naar parameters die het eroderen van grond karakteriseren. Voor zand kan daarbij worden gedacht aan een karakteristieke diameter, maar bij klei spelen ook andere eigenschappen een rol, zoals watergehalte en plasticiteitsindex.

3.3.2 Gebruikte gegevens

Beschikbaar zijn de volgende datasets:

- oorspronkelijke data zoals gebruikt bij de nu in HIS geïmplementeerde formules

Proef	B _{gem} (m)	t _{gem} (hr)	t ₀ (sec)	A _{polder} (m ²)	zw (m+NAP)	zp (m+NAP)	grondsoort	Opmerking
Zalk 1926	85	3	1.4948	100000000	4 > 3,5	1	zand	
	120	9	2.25	100000000	4 > 3,5	1	zand	
	150	28	4.48	100000000	4 > 3,5	1	zand	
Papendrecht 1953	110	2	0.595	56000000	3.73	-0.6	zand	vlg. tekst
	110	4	1.1901	56000000	3.73	-0.6	zand	vlg. tekst
	110	5	1.4876	56000000	3.73	-0.6	zand	gem. tijd onzeker
	110	15	4.4628	56000000	3.73	-0.6	zand	gem. tijd onzeker
Nieuwkuijk 1880	150	20	3.2	100000000	8.2	3.5	zand	
	150	50	8	100000000	8.2	3.5	zand	
	200	20	1.8	100000000	8.2	3.5	zand	
	200	50	4.5	100000000	8.2	3.5	zand	
Zwin 1989	25	0.33	1.9181	250000	2,7 > 2,5	0.5	zand	
Zwin 6 oct 1994	13	1	21.302	250000	2,3 > 1,85	0.5	zand	
Zwin 7 oct 1994	42	1	2.0408	250000	2,7 > 2,35	0.5	zand	
WL Basin tests 1996	3.5	1	293.88	250	0.75	0	zand	
	7	1	73.469	250	0.75	0	zand	
WL Basin tests 1996	4	0.1667	37.508	250	0.9	0	zand	
TU Basin tests 1996	4	0.125	28.125	400	0,65 > 0,55	0 (deels 0,35)	zand	
	4	0.1667	37.508	400	0,65 > 0,55	0 (deels 0,35)	zand	
Wieringermeer 1945	160	50	7.0313	140000000	-0.2	-5.76	zand/klei	Core partly of clay
	200	50	4.5	140000000	-0.2	-5.76	zand/klei	Core partly of clay
Tollesbury 1995	3	0.1	40	210000		1	heavy clay	
Herkingen 1953	40	10	22.5	9000000	1,5 > 1,25	0	sandy clay	tijdsrelatie onzeker
	40	15	33.75	9000000	1,5 > 1,25	0	sandy clay	tijdsrelatie onzeker
Oudenhorn 1953	70	5.5	4.0408	4500000	3,8 > 1,8	van -0,3 tot -1,0	clay	
Yahekou (China)	30	0.55	2.2			5	zand/klei	clay core+sand layers
Tussenkl. polder 1998	30	3	12	5250000	1.4	van -1,5 tot -0,5	zand/klei	zand + klei toplaag
	50	20	28.8	5250000	1.4	van -1,5 tot -0,5	zand/klei	zand + klei toplaag
Hoekse Waard 1	115	6.3	1.7149	3590000	HvH 3,15		zand	Berekeningen
	200	2.6	0.234	3590000	HvH 4,15		zand	Berekeningen
	140	4.8	0.8816	3590000	HvH 3,15		zand	Berekeningen
	220	2.8	0.2083	3590000	HvH 4,15		zand	Berekeningen
Hoekse Waard 2	130	9.5	2.0237	16350000	HvH 3,15		zand	Berekeningen
	330	6	0.1983	16350000	HvH 4,15		zand	Berekeningen
	200	10	0.9	16350000	HvH 3,15		zand	Berekeningen
	385	5.8	0.1409	16350000	HvH 4,15		zand	Berekeningen
Hoekse Waard 3	185	21.3	2.2405	64010000	HvH 3,15		zand	Berekeningen
	375	10	0.256	64010000	HvH 4,15		zand	Berekeningen
	285	20	0.8864	64010000	HvH 3,15		zand	Berekeningen
	490	11.5	0.1724	64010000	HvH 4,15		zand	Berekeningen
Hoekse Waard 4	105	7.2	2.351	3000000	HvH 3,15		zand	Berekeningen
	200	3.2	0.288	3000000	HvH 4,15		zand	Berekeningen
	160	4.1	0.5766	3000000	HvH 3,15		zand	Berekeningen
	210	3.3	0.2694	3000000	HvH 4,15		zand	Berekeningen
Hoekse Waard 5	155	16.3	2.4425	7620000	HvH 3,15		zand	Berekeningen
	240	5.4	0.3375	7620000	HvH 4,15		zand	Berekeningen
	175	7.8	0.9169	7620000	HvH 3,15		zand	Berekeningen
	270	5.3	0.2617	7620000	HvH 4,15		zand	Berekeningen
Hoekse Waard 6	155	17	2.5473	26870000	HvH 3,15		zand	Berekeningen
	300	17	0.68	26870000	HvH 4,15		zand	Berekeningen
	240	17	1.0625	26870000	HvH 3,15		zand	Berekeningen
	375	16.3	0.4173	26870000	HvH 4,15		zand	Berekeningen

Opm: t₀ is gelijk aan de coëfficiënt c₂ in vgl.(7)

Tabel 3.1 Meetgegevens en diverse karakteristieken inzake bresgroei

Voor de volledigheid wordt opgemerkt dat de gegevens van de Hoeksche Waard 1 t/m 6 het resultaat zijn van simulaties.

- Land van Maas en Waal (1805)

Op 13 februari 1805 om 05.00 uur vond een doorbraak nabij Weurt plaats. In zeer korte tijd (aannee 1 uur) ontstond een gat met een breedte van 190 m. Het geschatte waterstandverschil is 2 m. Aangenomen is dat het dijk materiaal zandige klei was.

Hesselink (2002) heeft de inundatie doorgerekend met het tweedimensionale programma Delft-FLS met een waterstand op de Waal van NAP + 11,9 m die gedurende 24 uur optrad. Het gemiddelde debiet door de bres is geschat op 2500 à 3000 m³/s. De stroomsnelheid direct na de doorbraak was orde 2,5 m/s (in volgende 12 uur afnemend tot 1,8 m/s).

- Bergambacht (2001)

In december 2001 heeft een prototypeproef plaats gehad bij Bergambacht (Koelewijn et al, 2002). Er ontstond een bres van 3 m breedte na 4 uur (1,5 m na 10 minuten). De diepte ten opzichte van de kruin bedroeg 0,6 m. De dijk zelf bestond uit zand.

De dieper liggende laag (beneden 0,6 m onder kruin) bestaat uit klei en is niet geërodeerd.

Eigenschappen van de kleilaag zijn:

$$I_p = 20 \%, 17\% > 2,8 \text{ mm}, 34\% > 63 \mu\text{m}, 46\% < 16 \mu\text{m}, 18\% \text{ lutum}$$

- oudere data vermeld door Steetzel (1993)

Bron	Omschrijving	bresbreedte groei β_{bres}
Onderzoek Scheldebak	bresverbredingssnelheid neemt af van initieel 0.25 a 0.45 m/min tot 0.05 m/min.	max. 15-25 m/uur min 3 m/uur
Japanse proeven	afname van 0.4 m/min tot 0.1 m/min	0.5 - 4.0 m/uur
Zwinproef [TAW]	tijdens lineaire groeifase 25 m in 18 min.	42 m/uur (!)
DBW/RIZA	getijdenwateren 500 m/12 dg. Rivierdijken: van 40 m/ 36 uur (min) tot 200 m/ 24 uur (max) Meerdijken: van 150 m /36 uur (min) tot 200 m /24 uur (max)	1 m/uur 0.6 - 1.0 m/uur 2.1 - 4.2 m/uur
Dijkdoorbraak Zalk (1926)	afnemende breedtegroei van 50 m per 3 uur tot 30 m in 20 uur	0.8 - 8 m/uur
Dijkdoorbraak Dalfsen (1926)	afnemend van 12 m in 9 uur tot 8 m in 27 uur	0.15 - 0.7 m/uur
Wieringermeer	schatting: 160 a 200 m in 50 uur	1.6 - 2.0 m/uur
Noorder Y-polder	15 m in 7.5 uur	1.0 m/uur
Bombardement op Walcheren	West-Kapelle: van 130 naar 600 m in 12 dagen Vlissingen: van 50 naar 350 m in 8 dagen, Veere: van 450 naar 975 m in 4 dagen	0.8 m/uur 0.8 m/uur 2.7 m/uur
DWW	Aanname Slachtedijk: 300 m in 2 uur	75 m/uur (!)

Opn: β_{bres} -waarden betreffen de bresbreedtegroeisnelheid van zowel linkeroever als de rechteroever. De totale bresbreedtegroei snelheid dB/dt is daarom gelijk aan 2β .

Tabel 3.2 Data gebruikt door Steetzel (1993)

Deze data zijn in zijn algemeenheid niet bruikbaar, of zijn al verwerkt in Tabel 1. De data voor Walcheren zijn daarbij niet gebruikt, omdat de waarden buiten de range van alle andere data vallen wat mogelijk te maken kan hebben met het feit dat de bressen het gevolg zijn van bombardementen.

- Noorse damdoorbraak proef

Zeer recent (begin september 2002) is nabij het Noorse plaatsje Mo-i-Rana een damdoorbraak experiment uitgevoerd met een homogene kleidam van 6 m hoog en 35 m lang. Op basis van persoonlijke waarneming zijn de volgende gegevens relevant (Verheij, 2002):

- $B = 7$ m na 20 minuten; $B = 22$ m na 1 uur; $B = 25$ m na 1 uur en 20 min;
- Na 2 uur was de breedte nog steeds 25 m;
- De grondsoort was zand/klei;
- Waterstandverschil $H = 6$ m.

3.3.3 Bepalen coëfficiënten

Zanddijken

De waarden van de coëfficiënten c_1 en c_2 in vgl. (7) zijn bepaald door fitten aan de gegevens in Tabel 3.1 (exclusief de berekende bressen voor de Hoeksche Waard). Dit heeft geleid tot de volgende waarden:

$$\begin{aligned} \text{zand: } c_1 &= 94,3 \text{ m} \\ c_2 &= 0,49 \text{ uur} \end{aligned}$$

Op basis hiervan is gekozen voor de volgende afgeronde waarden:

$$\begin{aligned} c_1 &= 100 \text{ m} \\ c_2 &= 0,5 \text{ uur} \end{aligned}$$

Vervolgens is met vgl.(8):

$$c_2 = \frac{u_c}{g \cdot c_3} \quad (8)$$

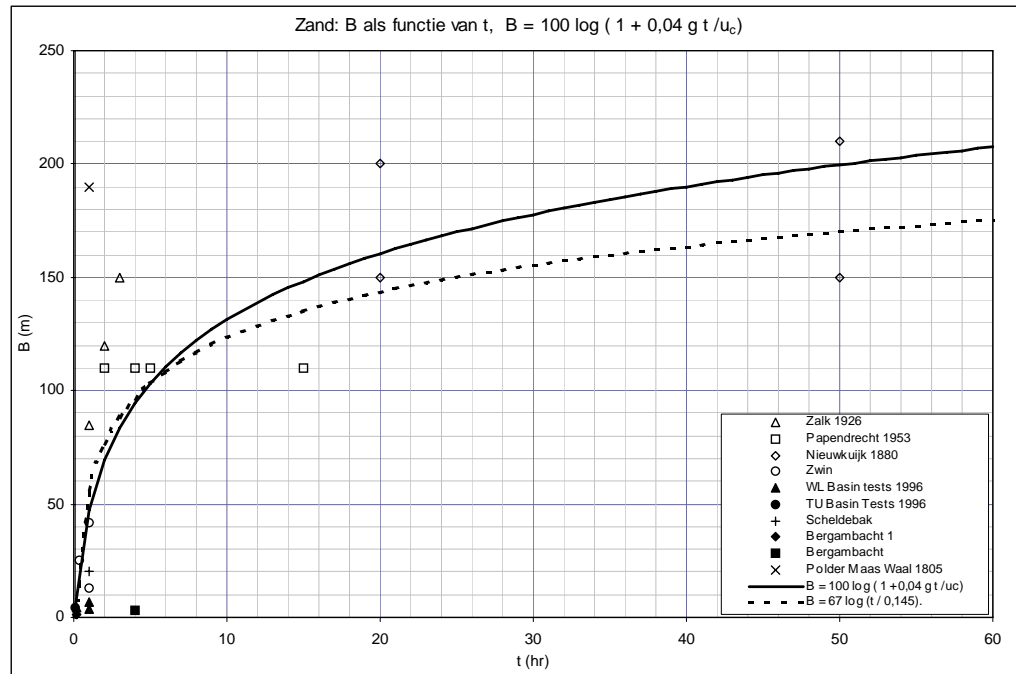
de waarde van c_3 berekend met $u_c = 0,2$ m/s en $g = 9,81$ m/s²: $c_3 = 0,04$

De waarde van c_4 is met vgl.(10) bepaald door fitten aan de data waarvoor de waarde van H bekend is: $c_4 = 1,2$

De volledige formule voor zand wordt daarmee:

$$B = 1,2 \frac{g^{0,5} H^{1,5}}{u_c} \log \left(1 + \frac{0,04 \cdot g}{u_c} t \right) \quad (13)$$

In onderstaande figuur is het resultaat weergegeven voor de oorspronkelijke data (alleen Tabel 3.1) plus enkele andere data samen met de oude formule voor zand $B = 67 \log(1 + t / 0,145)$. Geconcludeerd kan worden dat de overeenkomst goed is.



Figuur 3.2 Vergelijken oude en nieuwe bresformule voor zand

kleidijken

De beschikbare informatie voor dijken bestaande uit klei is zeer beperkt en voorzover beschikbaar niet eenduidig.

Geheel analoog aan de gevolgde werkwijze bij zanddijken zijn met vgl.(7) ook voor kleidijken waarden voor c_1 en c_2 bepaald. De waarden bij klei verschilden daarbij aanzienlijk van die voor zand: $c_1 = 335,8$ en $c_2 = 22,3$ ($u_c = 0,6$ m/s).

Gezien het grote aantal bresdata voor zanddijken in verhouding tot het geringe aantal voor kleidijken is voor c_3 in geval van klei dezelfde waarde gekozen als voor zanddijken: $c_3 = 0,04$.

De formule voor klei wordt daarmee:

$$B = c_4 \frac{g^{0,5} H^{1,5}}{u_c} \log \left(1 + \frac{0,04 \cdot g}{u_c} t \right) \quad (14)$$

Voor zowel $u_c = 0,50$ m/s (oorspronkelijke waarde in memo Q2959) als $u_c = 0,60$ m/s (in onderhavige studie aangehouden waarde; hierop wordt in paragraaf 3.3.4 terug gekomen) is de waarde van c_4 bepaald door fitten:

$$\begin{aligned} c_4 &= 1,42 && \text{met } u_c = 0,50 \text{ m/s} \\ c_4 &= 1,79 && \text{met } u_c = 0,60 \text{ m/s} \end{aligned}$$

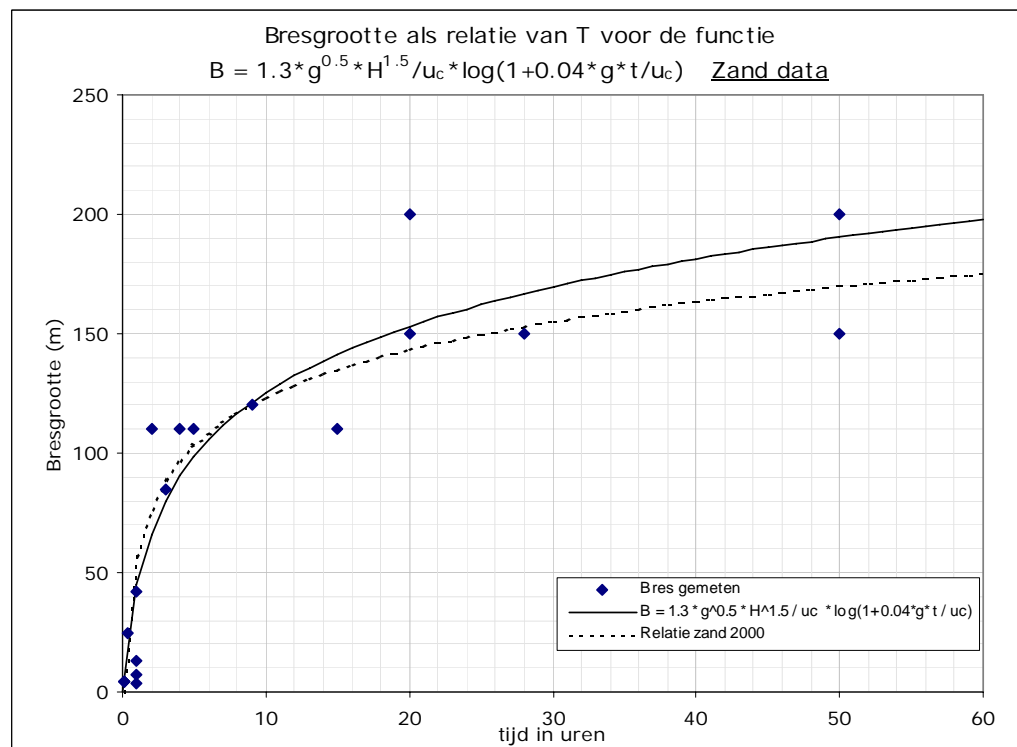
Om aansluiting te houden met de oorspronkelijke formule die is afgeleid voor $u_c = 0,50 \text{ m/s}$ is ook in deze analyse die waarde gebruikt, dus $c_4 = 1,4$.

volledige formule voor zand en klei

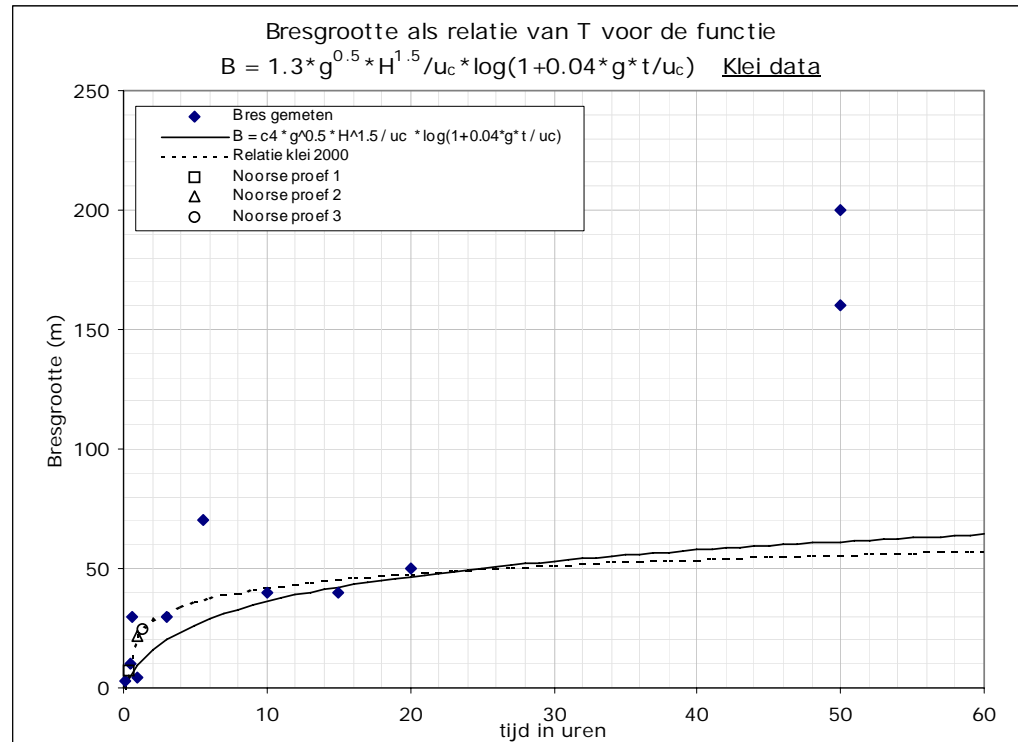
Voor de volledige formule is het gemiddelde van de beide waarden voor c_4 aangehouden: $c_4 = 1,3$. De volledige formule wordt daarmee:

$$B = 1,3 \frac{g^{0,5} H^{1,5}}{u_c} \log \left(1 + \frac{0,04 \cdot g \cdot t}{u_c} \right) \quad (15)$$

In de figuren 3.3 en 3.4 worden de resultaten met vgl. (15) voor zand respectievelijk klei gepresenteerd ($u_c = 0,2 \text{ m/s}$ voor zand en $0,5 \text{ m/s}$ voor klei; gemiddeld verval $H = 2,8 \text{ m}$).



Figuur 3.3 Zanddijken



Opm: 1) relatie klei: $B = 20 \log(t / 0,08)$

2) Er bestaat twijfel in hoeverre er sprake is van een kleidijk bij de beide punten op $t = 50$ uur (betreft bressen in de Wieringermeer)

Figuur 3.4 Kleidijken

Bij een nadere beschouwing van Figuur 3.4 lijkt het er op dat de initiële bressnelheid dB/dt te laag is.

Overigens wordt opgemerkt dat als bij klei wordt uitgegaan van formule (13) voor zand en een waarde van $u_c = 0,50$ m/s wordt gesubstitueerd dan gaat vgl.(13) over in (met $H = 2,8$ m):

$$B = 35 \log\left(1 + \frac{0,04 \cdot g}{u_c} t\right) \quad (16)$$

Vastgesteld moet worden dat deze waarde niet correspondeert als c_1 direct wordt gefit aan de meetdata. Dan resulteert een waarde van 43.

3.3.4 Karakterisering grondsterkte

In het voorgaande is steeds gekozen voor u_c als karakteristieke parameter om de sterkte van de grond te karakteriseren. In onderstaande tabel zijn diverse grondsoorten gerangschikt. De tabel is het resultaat van een deelstudie in het kader van het doelsubsidieonderzoek V&W (Verheij, 2002). Belangrijke bronnen voor deze classificatie zijn: Lastrup et al (1990), Klein Breteler (1992), CUR (1996). De Vroeg (2002) gaat uitgebreid in op waarden voor u_c .

grondsoort	u_c (m/s)	τ_c (Pa)	c_E (m ² s ⁻²)
gras, goed	7	185	$0,01 \cdot 10^{-4}$
gras, matig	5	92.5	$0,02 \cdot 10^{-4}$
gras, slecht	4	62	$0,03 \cdot 10^{-4}$
klei, zeer goede (compact; $\tau_{ongedraineerd} = 80-100$ kPa)	1.0	4	$0,50 \cdot 10^{-4}$
klei met 60% zand (stevig; $\tau_{ongedraineerd} = 40-80$ kPa)	0.80	2.5	$0,60 \cdot 10^{-4}$
goede klei met weinig structuur	0.70	2	$0,75 \cdot 10^{-4}$
goede klei, sterk gestructureerd	0.60	1.5	$1,5 \cdot 10^{-4}$
slechte klei (slap; $\tau_{ongedraineerd} =$ 20-40 kPa)	0.40	0.65	$3,5 \cdot 10^{-4}$
zand met 17% silt	0.225	0.20	$10 \cdot 10^{-4}$
zand met 10% silt	0.20	0.15	$12,5 \cdot 10^{-4}$
zand met 0% silt	0.16	0.10	$15 \cdot 10^{-4}$

Tabel 3.3 Sterkte eigenschappen diverse grondsoorten

Voor het fitten is gekozen voor $u_c = 0,20$ m/s voor zand en $0,50$ m/s voor de klei. In hoeverre de laatste waarde correct is, is onbekend. Nauwkeurige gegevens ontbreken echter.

Er zijn echter ook andere opties, bijvoorbeeld door een relatie te leggen met de erosiebestendigheid zoals beschreven via de A-lijn, dwz koppelen van u_c aan de plasticiteitsindex I_p en vloeigrens w_l . Probleem hierbij is dat zand daar niet onder te vangen is, want daarvoor geldt $I_p = 0$.

Een andere mogelijkheid is via de kritieke schuifspanning. Als bijvoorbeeld wel een waarde voor τ_c bekend is, dan kan de betreffende waarde voor u_c worden afgelezen uit bovenstaande tabel, dan wel direct worden berekend met:

$$u_c = 0,5 \sqrt{\tau_c} \quad (17)$$

waarin:

u_c = kritieke stroomsnelheid (m/s)

τ_c = kritieke schuifspanning (Pa)

Een ander alternatief is aangedragen door Kamphuis & Hall (1983) door een koppeling te leggen met het kleipercentage:

$$u_c = u_{c,zand} (1 + 0,01 \alpha P_{klei}) \quad (18)$$

waarin:

$u_{c,zand}$ = kritieke stroomsnelheid voor zand (m/s)

P_{klei} = percentage klei (%)

α = factor (-)

De Vroeg (2002) heeft daar aan toegevoegd de invloed van de void ratio v , waardoor de complete formule wordt:

$$u_c = u_{c,zand} (1 + 0,01 \alpha P_{klei}) + \beta (0,65 - v) \quad (19)$$

waarin:

β = factor (-)

v = voids ratio (-)

Voor de coëfficiënten α en β worden waarden aanbevolen van respectievelijk 15 en 1. Voor $u_{c,zand}$ is een waarde van 0,2 à 0,30 m/s verondersteld.

De voids ratio v is een maat voor de compactheid:

$$v = \frac{n}{1 - n} \quad (20)$$

waarin :

n = poriëngehalte (-)

Een gemiddelde waarde voor n in geval van zand is 0,4 en dat resulteert in een voids ratio van $v = 0,65$. De laatste term in vgl.(14) vervalt dan.

Voor klei zijn waarden mogelijk van: “stiff clay” $v = 0,25$ en “fairly compacted clay” van $v = 0,5$.

Voor de volledigheid wordt opgemerkt dat de volgende indeling wordt aangehouden:

klei	$D_{50} < 0,002 \text{ mm}$
silt	$0,002 \text{ mm} < D_{50} < 0,063 \text{ mm}$
zand	$0,063 \text{ mm} < D_{50} < 2 \text{ mm}$
grind	$D_{50} > 2 \text{ mm}$

waarin:

D_{50} = karakteristieke diameter dijkmateriaal (m)

3.3.5 Conclusies

Op basis van de nu beschikbare informatie wordt er voor gekozen de volgende formule in HIS-OM te implementeren:

$$B = 1,3 \frac{g^{0,5} H^{1,5}}{u_c} \log \left(1 + \frac{0,04 \cdot g \cdot t}{u_c} \right) \quad (15)$$

waarin $H = h_{buiten} - h_{binnen}$

Voor deze formule wordt gekozen vanwege de duidelijke invloed van het waterstandsverschil over de bres en de invloed van het dijkmateriaal.

Voor de volledigheid: deze zogenaamde Verheij-VanderKnaap formule is gebaseerd op beschikbare bresgegevens.

Opgemerkt wordt dat de meeste data van bressen afkomstig zijn van zanddijken. Als uitsluitend wordt gefit aan die data dan is een coëfficiënt van 1,2 beter dan de waarde van 1,3 in vgl.(15). Voor kleidijken geldt een coëfficiënt van 1,4 à 1,8.

Eventueel kan in vgl.(15) de term voor de logaritme worden vervangen door 100 voor zanddijken en 35 voor kleidijken.

De waarde van u_c kan worden bepaald aan de hand van Tabel 3.3 of worden berekend met de vgl.(17), (18) of (19).

Aanbevolen wordt ook de oude formules te handhaven, omdat de verschillen tussen oude en nieuwe formule gering zijn (zie ook de volgende paragraaf).

3.4 Analyse nieuwe formule

In deze paragraaf zal een vergelijking worden gemaakt met de oude formules, terwijl daarnaast een gevoeligheidsanalyse van de nieuwe formule zal worden uitgevoerd.

3.4.1 Vergelijk met oude formules in HIS

In HIS-OM is nu een logaritmische formule geïmplementeerd die de bresgroei berekend als functie van de tijd. Door middel van de waarde van coëfficiënten kan worden gekozen voor een bres in klei of een bres in zand. De formule heeft de vorm (vdKnaap, 2000):

$$\text{vdKnaap(2000)-formule: } B = c_4 \log(t / c_5) \quad (21)$$

met: $c_4 = 67$ en $c_5 = 0,145$ voor zand, en $c_4 = 20$ en $c_5 = 0,08$ voor klei.

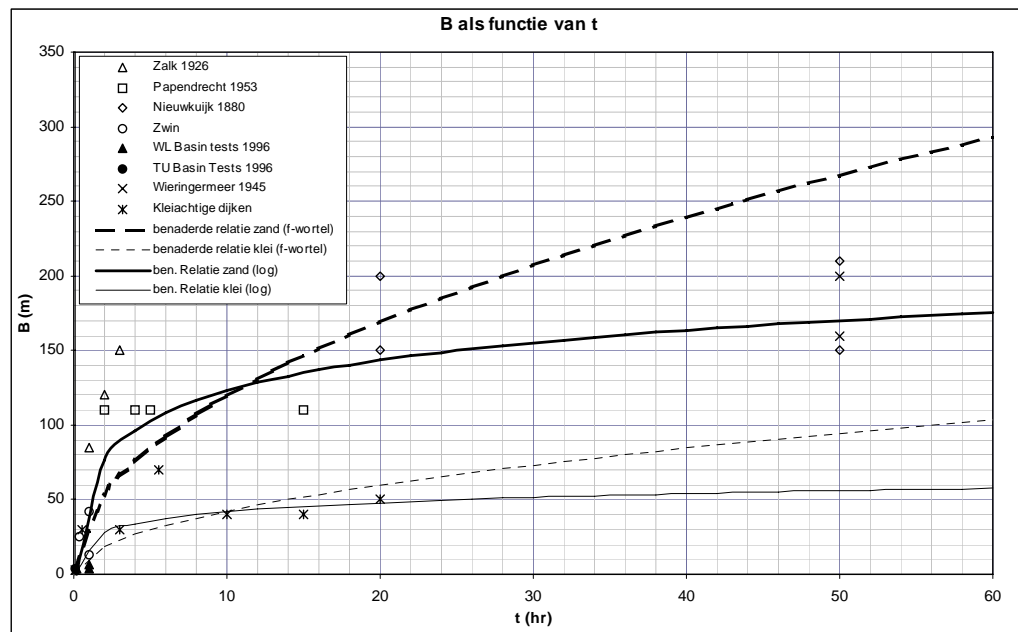
Later is een nieuwere logaritmische formule beschikbaar gekomen (vdKnaap, 2000; Verheij, 2002) die de bresgroei geeft als functie van het waterstandverschil H over de bres, de kritieke stroomsnelheid van het dijkmateriaal u_c (die is gekoppeld aan grondeigenschappen) en de tijd t . Deze zogenaamde formule Van der Knaap luidt:

$$B = \frac{5H}{u_c} \log(1 + t / 360) \quad \text{met} \quad B \leq B_{\max} (= 10,7H^{0,25} / u_c^{1,75}) \quad (22)$$

De initiële bresbreedte B_0 was daarbij gedefinieerd als $B_0 = \frac{5H}{u_c}$. Deze functie voor B_0 is door fitten aan de data verkregen.

Verder is er nog een keer een wortelfunctie aangehouden. In onderstaande figuur 5 zijn de wortelfunctie en de log functie gepresenteerd. Opgemerkt wordt dat de nieuw afgeleide functie slechts weinig verschilt van de log-functies in onderstaande figuur (zie figuren 3.3 en 3.4).

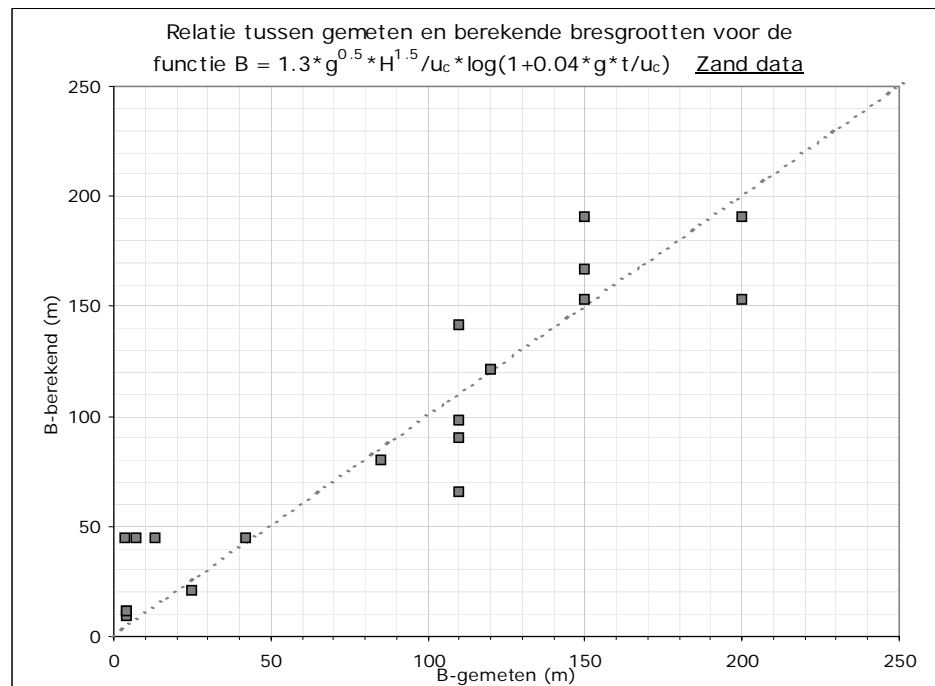
Duidelijk mag zijn dat de wortelfunctie niet voldeed.



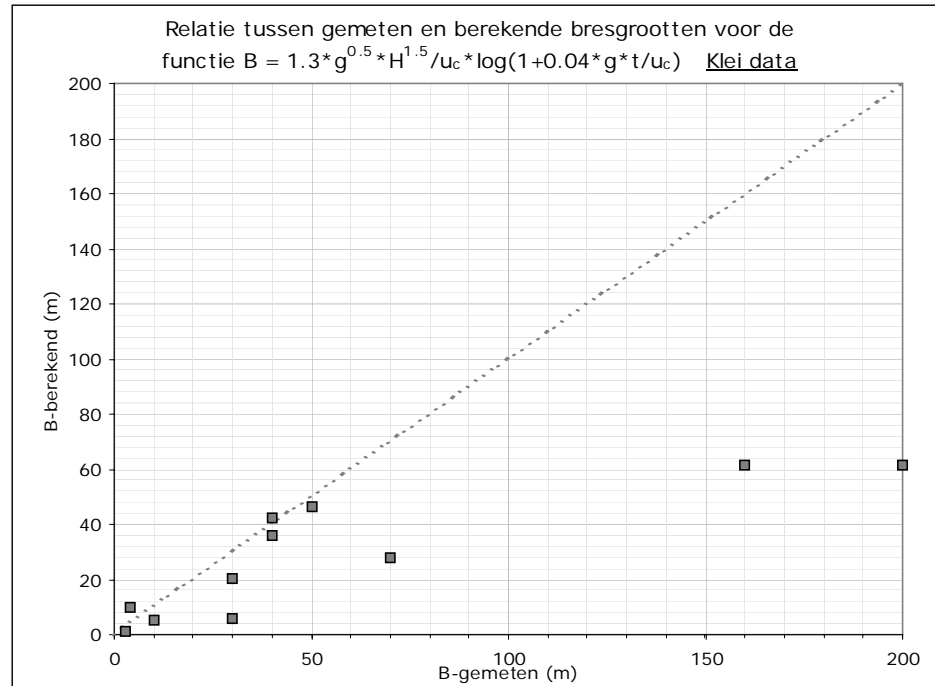
Figuur 3.5 Van der Knaap formule en de wortelfuncties

In de figuren 3.6 en 3.7 is voor de zand- en kleidijken een vergelijking gemaakt tussen berekende en gemeten waarden.

Op basis van die beide figuren wordt geconcludeerd dat de overeenkomst goed te noemen is. Wel geldt voor de kleidijken de uitzondering voor de bressen in de Wieringermeer.



Figuur 3.6 Zanddijken



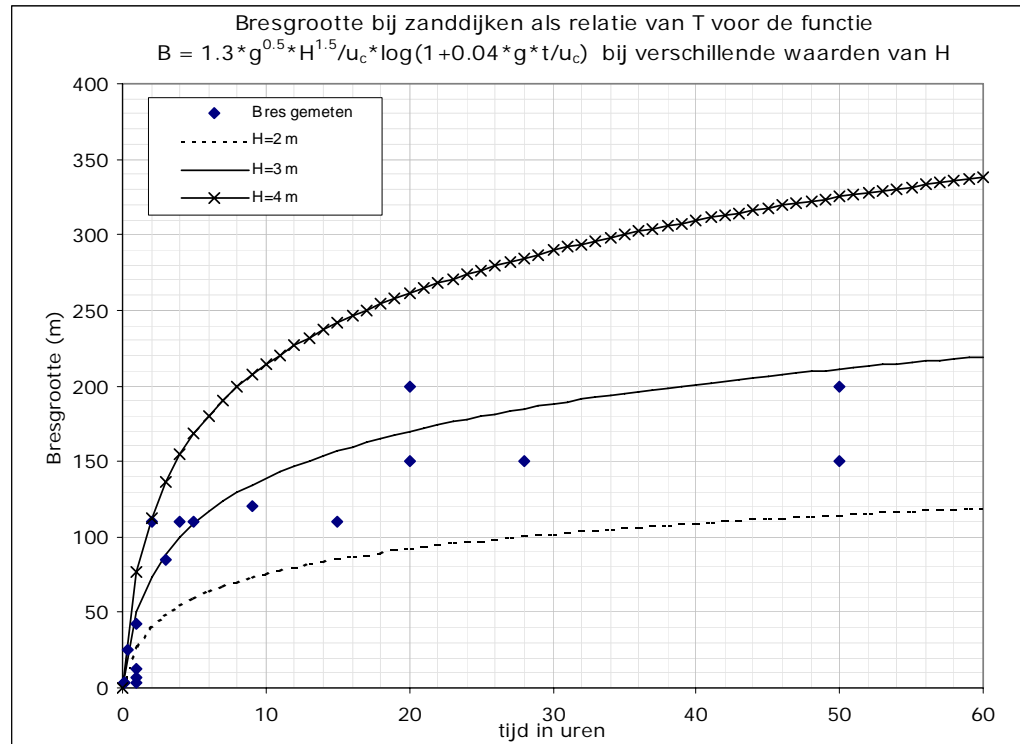
Figuur 3.7 Kleidijken

3.4.2 Gevoeligheid nieuwe formules

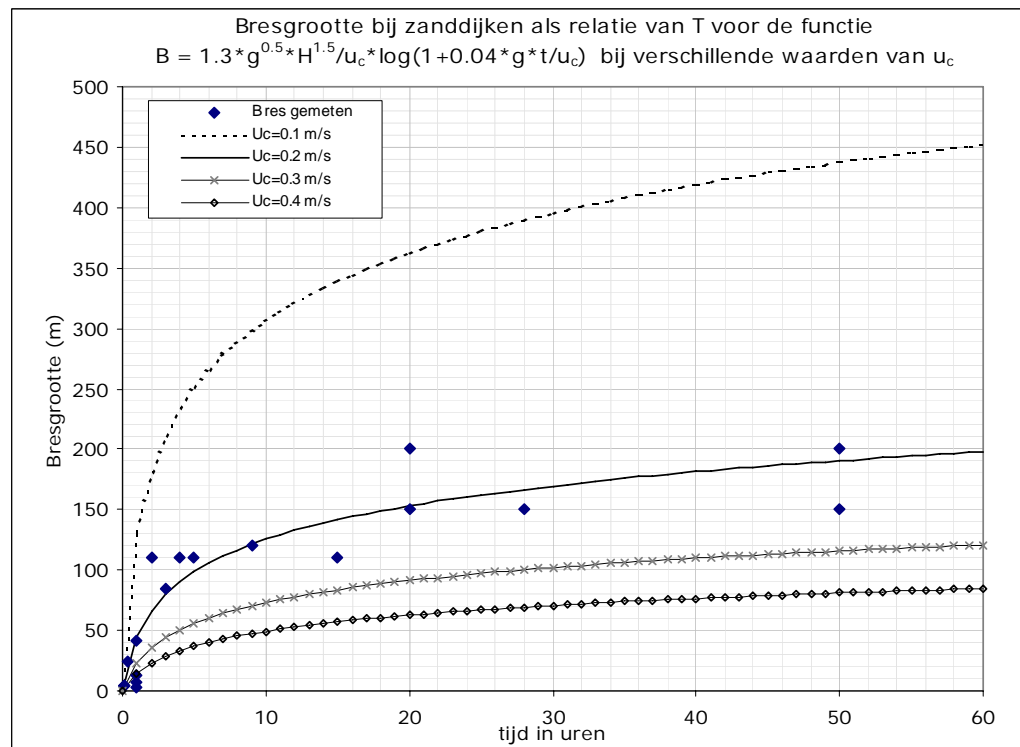
Achtereenvolgens is voor de parameters H , u_c en c_4 de gevoeligheid nagegaan. De resultaten staan in de Figuren 3.8, 3.9 en 3.10.

Uit de verschillende figuren blijkt dat de gevoeligheid voor de kritieke stroomsnelheid u_c en het verval H relatief groot is. De exacte grootte van c_4 speelt een minder dominante rol. Overigens zal H meestal opgelegd zijn, terwijl de waarde van u_c niet onbekend is.

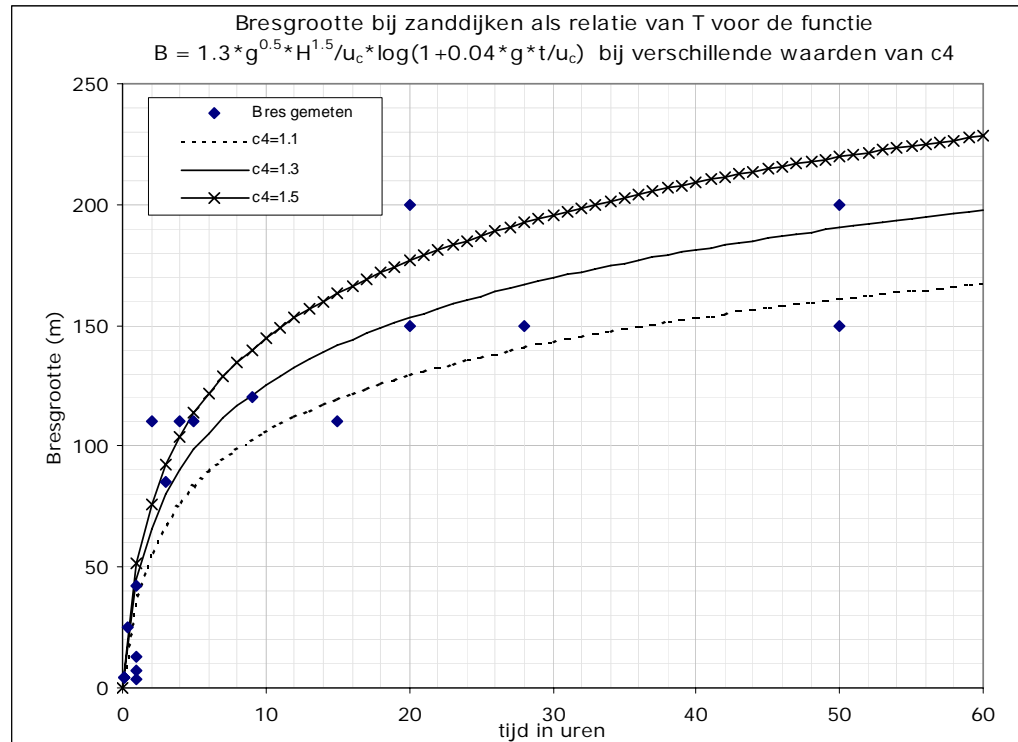
Opgemerkt moet worden dat de lijn in figuur 3.9 voor $u_c = 0,1$ m/s niet realistisch is.



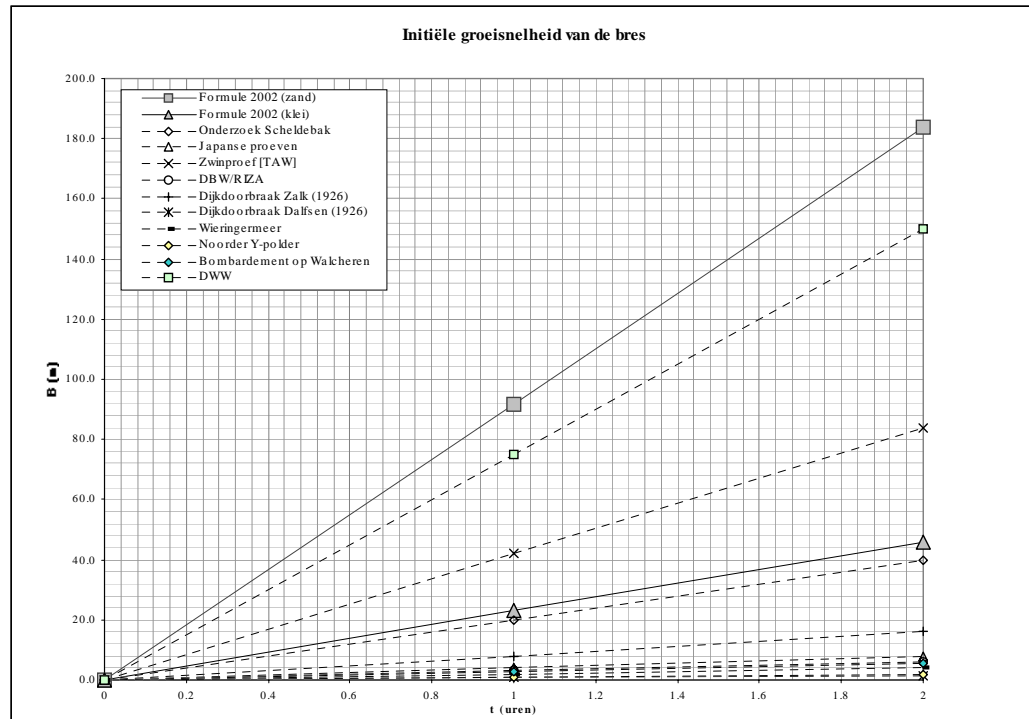
Figuur 3.8 Invloed H



Figuur 3.9 Invloed u_c

Figuur 3.10 Invloed c_4

Tenslotte zijn de initiële groeisnelheden in figuur 3.11 bijeengezet. Uit deze figuur blijkt de enorme spreiding in de initiële bresgroei op basis van de beschikbare data. De grote spreiding maakt analyse vrijwel onmogelijk.



Figuur 3.11 Initiële groeisnelheden

3.4.3 Vergelijking met formules in BREACH en BRES

BREACH en BRES zijn twee rekenpakketten om de bresbreedte in (zand)dijken te berekenen. In BREACH zit voor de breedtegroei de volgende formule verwerkt:

$$\frac{dB}{dt} = 2c_b c_c \frac{Hq}{A_0} \quad (23)$$

waarin:

- A_0 = geerodeerd oppervlak (m^2)
- c_b = coëfficiënt (-)
- c_c = coëfficiënt (-)
- q = specifiek debiet (m^2/s)

Met $q = Vol / t$, $Vol = H \cdot l \cdot 1 \text{ m}^3$ en $c_c \therefore u_c^{-1}$ volgt:

$$\frac{dB}{dt} \therefore \frac{H}{Bu_c t} \quad (24)$$

Als vgl.(15) wordt gedifferentieerd dan ontstaat de volgende formule:

$$\frac{dB}{dt} = \frac{c_1 c_2 g^{1.5} H^{1.5}}{u_c^2 \ln 10} \frac{1}{1 + \frac{c_2 g}{u_c} t}$$

(25)

Vgl.(25) kan worden benaderd als:

$$\frac{dB}{dt} \approx \frac{g^{1.5} H^{1.5}}{u_c^2} \frac{1}{1 + \frac{c_2 g}{u_c} t} \quad (26)$$

Hoewel niet identiek vertonen de vgl.(24) en (26) gelijksoortige tendensen.

Analoog kan voor de formule in BRES iets dergelijks worden afgeleid.

3.4.4 Implementatie in SOBEK

Onderdeel van het project is het inbouwen in SOBEK/HIS van de nieuwe formule, waarbij overigens de oude methodiek (formules vdKnaap) wordt gehandhaafd. De nieuwe formule, verder aan te duiden als de formule Verheij-vdKnaap(2002), luidt dus:

$$B = 1,3 \frac{g^{0.5} H^{1.5}}{u_c} \log \left(1 + \frac{0,04 \cdot g}{u_c} t \right) \quad (15)$$

waarin:

$$H = h_{\text{buiten}} - h_{\text{binnen}}$$

De formule zal echter niet in die vorm worden ingebouwd, maar als volgt:

$$B(t_i) = B(t_{i-1}) + \frac{\partial B}{\partial t} \Delta t \quad (27)$$

$$\text{met } \left(\frac{\partial B}{\partial t} \right)_{t_i} = \frac{f_1 f_2 \{g(h_{\text{up}} - h_{\text{down}})\}^{1.5}}{\ln 10} \frac{1}{u_c^2} \frac{1}{1 + \frac{f_2 g}{u_c} (t_i - t_0)} \quad (28)$$

waarin:

- f_1 = coëfficiënt (-)
- f_2 = coëfficiënt (-)
- h_{up} = bovenstroomse waterstand (m)
- h_{down} = benedenstroomse waterstand (m)
- t_i = tijdstip i (s)
- t_0 = tijdsduur om z_{min} te bereiken (s)
- z_{min} = laagste niveau in bres (m)

Noot: In bovenstaande formule zijn de parameters c_1 en c_2 vervangen door respectievelijk f_1 en f_2 (waarden zijn wel gelijk)

De formulering zoals gepresenteerd heeft het voordeel dat nu rekening kan worden gehouden met een bepaalde periode dat de bresbreedte B gelijk blijft, omdat de waterstand lager is dan z_{\min} (in die periode groeit de bresbreedte B niet). Met vgl.(15) zou een plotselinge sprong ontstaan in de bresbreedte.

Voor de volledigheid: de volgende algoritmen worden geïmplementeerd:

- als $t_{\text{start}} < t \leq t_0$ geldt:

$$B(t) = B_0 \quad (29)$$

$$z(t) = z_{\text{crest-level}} - (z_{\text{crest-level}} - z_{\min}) * (t/t_0) \quad (30)$$

- als $t > t_0$ {dus $B(t) \geq B_0$ }:

$$B(t) \text{ volgens vgl.(27)}$$

$$z(t) = z_{\min} \quad (31)$$

voorwaarden: $h_{\text{down}} \geq z_{\min}$ anders $h_{\text{down}} = z_{\min}$
 $B(t_i) \geq B(t_{i-1})$ anders $B(t_i) = B(t_{i-1})$

waarin:

B_0 = initiële bresbreedte (m)
 $B(t)$ = bresbreedte op tijd t (m)
 t_{start} = tijdstip dat bresgroei begint (s)
 $z(t)$ = niveau bres op tijd t (m)
 $z_{\text{crest level}}$ = initiële kruinniveau (m)
 z_{\min} = laagste niveau in bres (m)

Aangenomen is overigens wel dat de verandering in h_{up} en h_{down} langzaam verloopt ten opzichte van de verandering in B . Dit zal meestal het geval zijn.

Verder zijn de volgende defaultwaarden en grenzen voor de inputvariabelen aangehouden:

Parameter	naam	Default	range
F_1	factor 1	1,3	0,5 – 5
F_2	factor 2	0,04	0,01 – 1
B_0	initial breach width	10 m	1 – 100 m
T_0	time breach reaches z_{\min}	0,1 uur	0,1 – 12 uur
T_{start}	start breach growth	-	-
U_c	critical flow velocity	0,2 m/s	0,1 - 10 m/s
$Z_{\text{crest level}}$	initial crest level dike	-	-
Z_{\min}	lowest level in breach	-	-

Tabel 3.3 Waarden voor diverse parameters

In Appendix B is het testrapport van de implementatie opgenomen.

4 Voorbeeld cases

4.1 Algemeen

Zoals eerder opgemerkt zijn twee situaties te onderscheiden: stagnant buitenwater en variabele buiten waterstand. In overleg met RWS-DWW is gekozen voor de stagnante situatie voor overstromingsberekeningen voor de Polder Nieuwland (fictief gebied) gelegen aan het Centraalmeer. Voor de variabele situatie is gekozen voor een inundatie in het riviereengebied, namelijk de Gelderse Vallei en Eem.

4.2 Gelderse Vallei en Eem

4.2.1 Uitgangspunten

Het in deze studie gebruikte modelinstrumentarium bestaat uit een 1D hydrodynamisch model voor het Vallei Kanaal en de Eem en een 2D overstromingsmodel. Voor de bovenstroomse randvoorwaarde is een gedeelte van de Nederrijn als 1D-tak gemodelleerd. Voor een verdere beschrijving van de gebruikte modelschematisatie wordt verwezen naar de rapportage van de studie Modelling rampenscenario's Vallei & Eem (Asselman, 2001). Het doel van de oorspronkelijke studie was o.a. inzicht te verschaffen in de mogelijke gevolgen indien een doorbraak van de Grebbedijk optreedt. Opdrachtgevers waren de Provincie Utrecht en Waterschap Vallei & Eem, waarbij de gevonden modelresultaten zijn gebruikt als eerste aanzet voor het opstellen van een rampenplan door gemeenten en andere instanties.

De in 1996 bepaalde MHW voor de Grebbedijk bij Wageningen bedraagt NAP +11.40 m (RWS, 1996). In de modelsimulatie zijn de hydraulische condities op de Nederrijn weergegeven door op de bovenstroomse rand van het gemodelleerde traject een debiet op te geven van maximaal 3150 m³/s. Dit debiet komt overeen met de te verwachten afvoer door de Nederrijn bij een afvoer van 15000 m³/s te Lobith (MHW condities). De bovenstroomse rand bevindt zich bovenstrooms van Wageningen (km 899). De benedenstroomse modelrand bevindt zich ter hoogte van Amerongen (km 918), alwaar een waterstandsverloop is opgegeven. De piekafvoer op de bovenrand van het model en de maximale waterstand op de benedenrand komen overeen met de waarden bij MHW.

4.2.2 Modelsimulaties

De doorbraak in de Grebbedijk vindt plaats tijdens de maximale afvoer en de maximale waterstand op de Nederrijn. De diepte van het uitgesuurde gat ligt 17 m beneden de kruin van de dijk terwijl de uiteindelijke breedte van de bres 165 m bedraagt, overeenkomend met de gegevens van een doorbraak uit 1855.

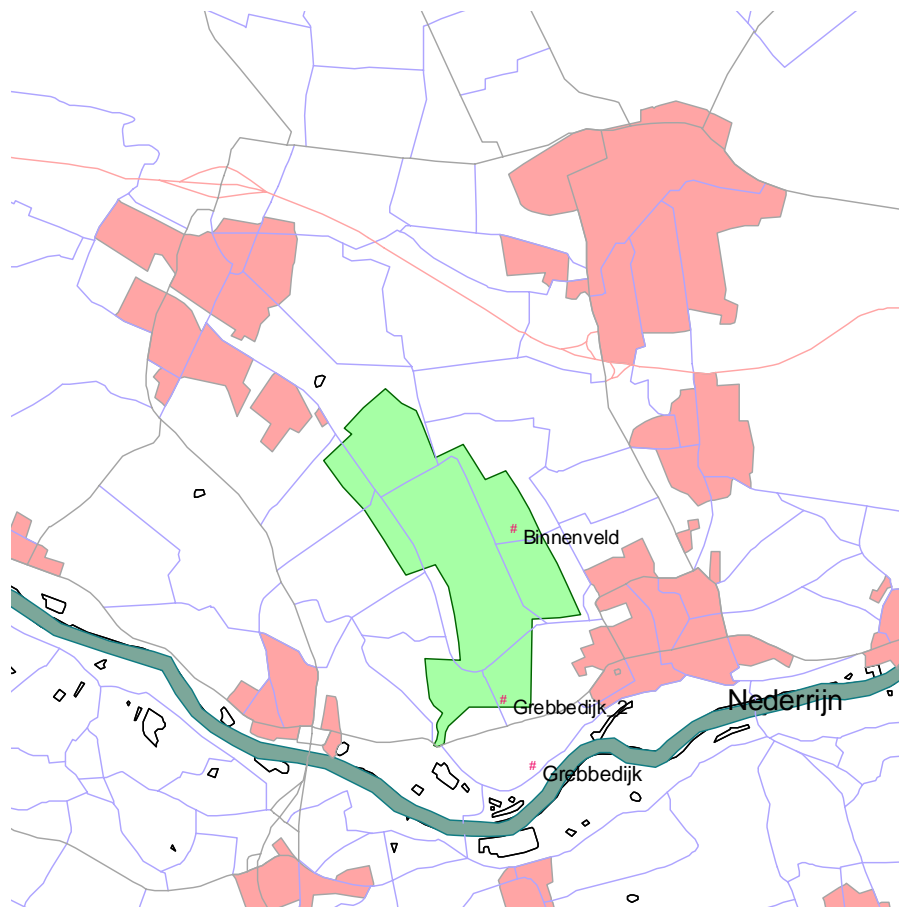
Met het model zijn de bresgroeiformules van v.d.Knaap (2000) en Verheij-vdKnaap (2002) doorgerekend, ieder in een aparte case.

Daarbij zijn de eerste 24 uur na het begin van de doorbraak gesimuleerd met een rekentijdstap van 10 minuten. Daar waar nodig verkort Sobek de rekentijdstap automatisch om instabiliteiten te voorkomen. Vervolgens zijn de resultaten op een aantal punten met elkaar vergeleken:

- de bresbreedte;
- het debiet door de bres;
- de snelheid in de bres;
- de boven- en benedenwaterstanden; en
- de verschilwaterstand over de bres.

Dit alles wordt als functie van de tijd weergegeven. In het originele model (Asselman, 2001) is de bresontwikkeling met een stuw geschematiseerd. De resultaten van de studie Rampenscenario's Vallei en Eem worden voor wat betreft de doorbraak Grebbedijk ook in de vergelijking betrokken. Daarbij wordt echter alleen gekeken naar het verloop van de inundatie op enkele significante punten in het gebied gedurende de eerste 24 uur. Dit zijn de punten (zie Figuur 4.1):

- Grebbedijk;
- Grebbedijk_2; en,
- Binnenveld.



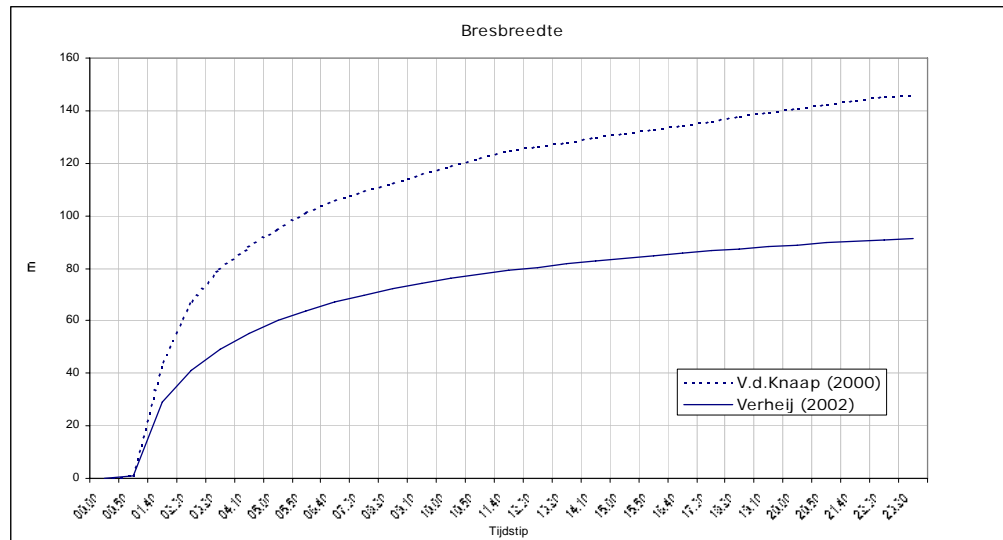
Figuur 4.1 Situatie Gelderse Vallei en Eem

4.2.3 Resultaten

De vergelijking tussen de modelresultaten van beide bresgroeiformules laten verschillen zien zoals verwacht.

Bresbreedte

Figuur 4.2 laat het verloop van de bresbreedte zien.

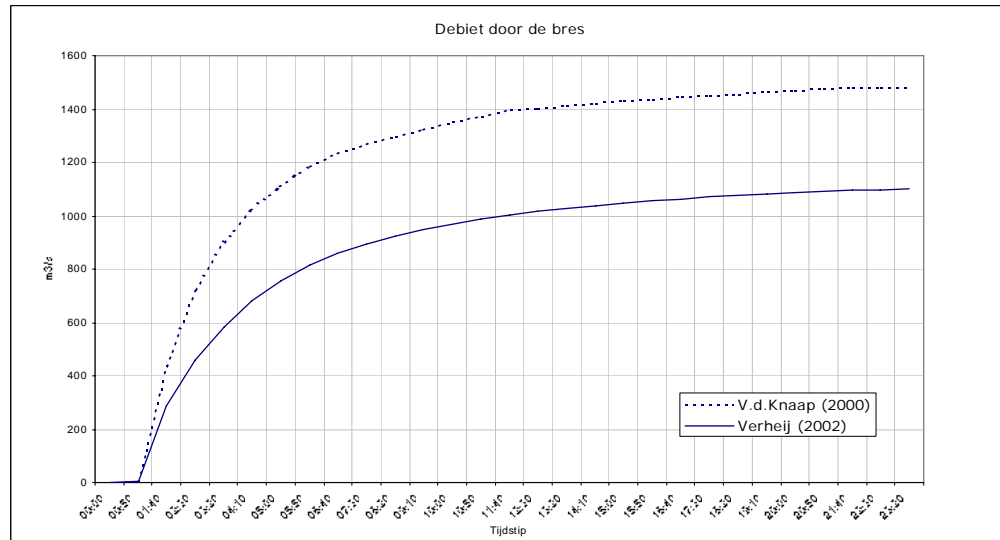


Figuur 4.2 Verloop bresbreedte

Te zien is dat de breedte bij de formule van van der Knaap groter wordt berekend dan met de formule van Verheij-vdKnaap. Dit heeft te maken met het feit dat de uiteindelijk bresbreedte op 165 m is gesteld, conform de doorbraak in 1855. De resultaten van de berekening met de Verheij-vdKnaap-formule laten een kleinere breedte zien. Dit komt waarschijnlijk omdat de uiteindelijke bresbreedte niet hard opgegeven is, maar vrij gelaten is. Bijstelling van de formule parameters zou een oplossing kunnen zijn.

Debiet door de bres

Het debietverloop ziet er als volgt uit.

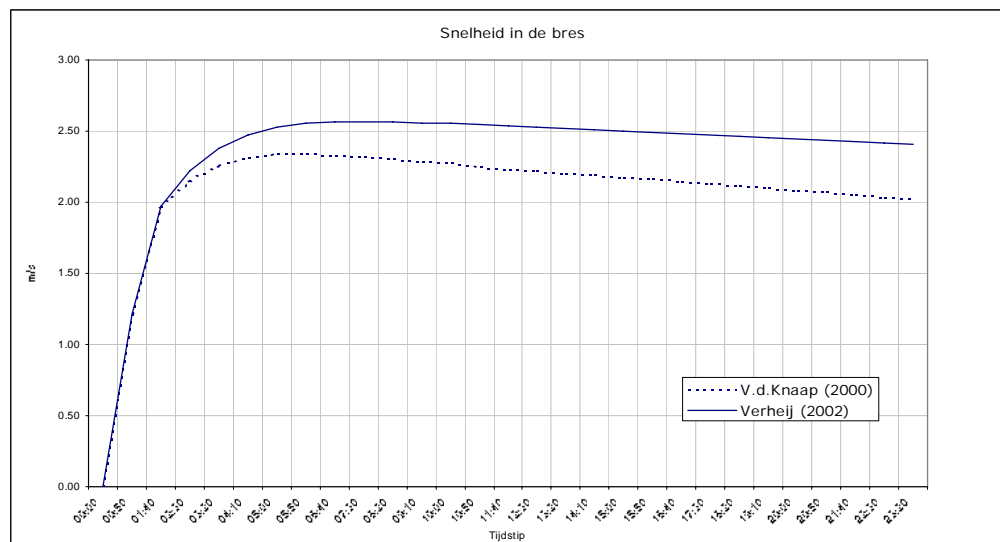


Figuur 4.3 Verloop debiet

Te zien is, in consistentie met de bresbreedte, dat het debiet met de Verheij-vdKnaap formule minder hoog wordt berekend.

Snelheid in de bres

De snelheid in de bres is berekend uit de oppervlakte van de bres en het debiet.

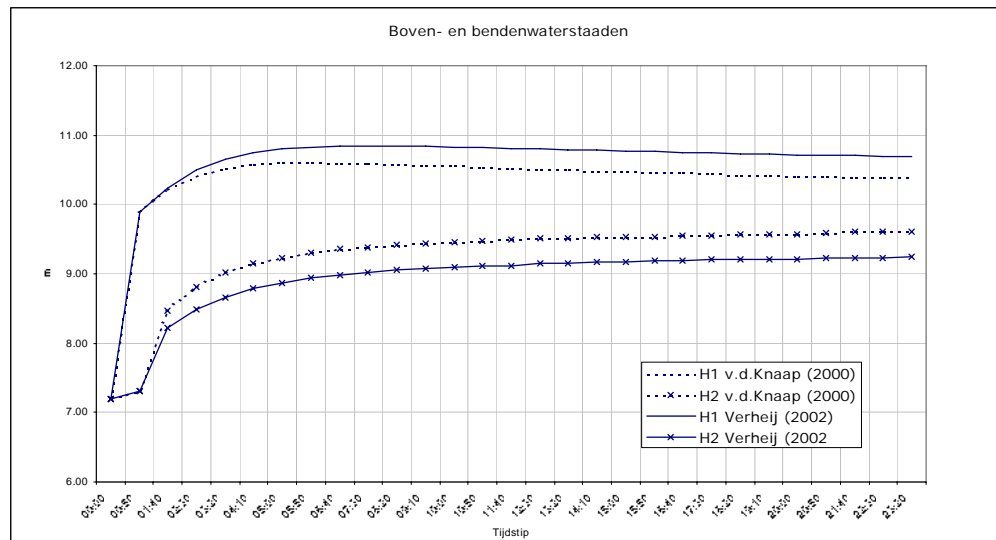


Figuur 4.4 Verloop snelheid

De snelheden worden met de Verheij-vdKnaap formule iets hoger berekend na het bereiken van de maximale drempel diepte.

Boven- en benedenwaterstanden

In de figuur zijn de boven- en benedenwaterstanden, berekend met beide formules uitgezet. Daarbij staat H1 voor bovenwaterstand en H2 voor beneden waterstand.

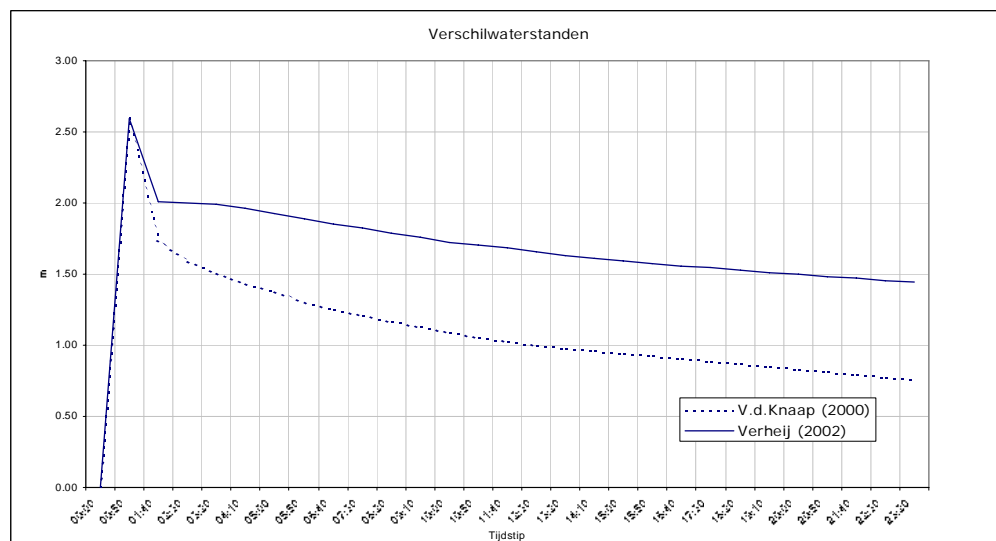


Figuur 4.5 Verloop boven- en benedenwaterstanden

De verschillen tussen boven en beneden waterstanden zijn bij Verheij-vdKnaap groter dan bij van der Knaap. Dat is ook goed in de volgende figuur te zien.

Verschilwaterstand over de bres

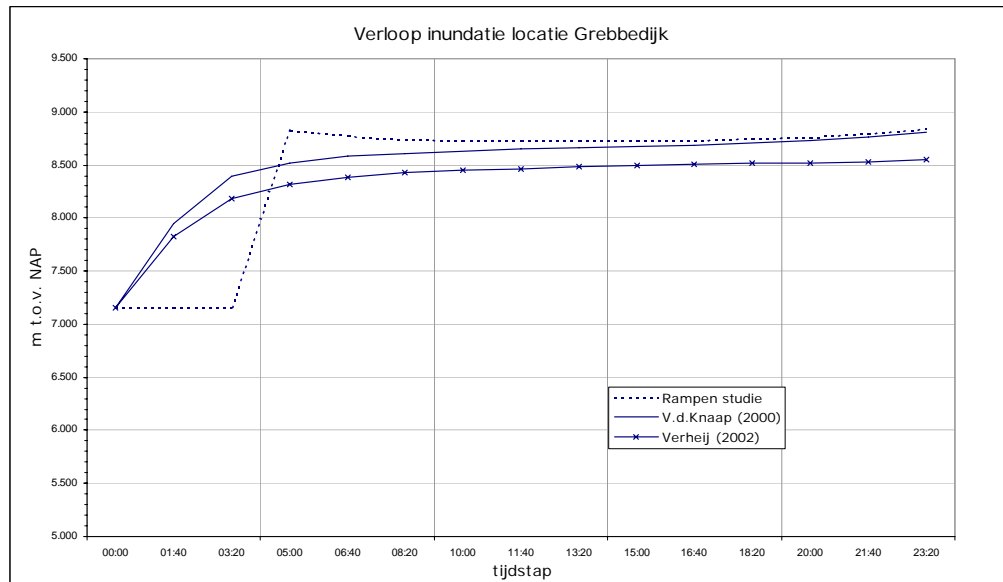
Het grotere verval over de bres zorgt ingeval van de formule van Verheij-vdKnaap voor hogere berekende snelheden. Zie ook hierboven.



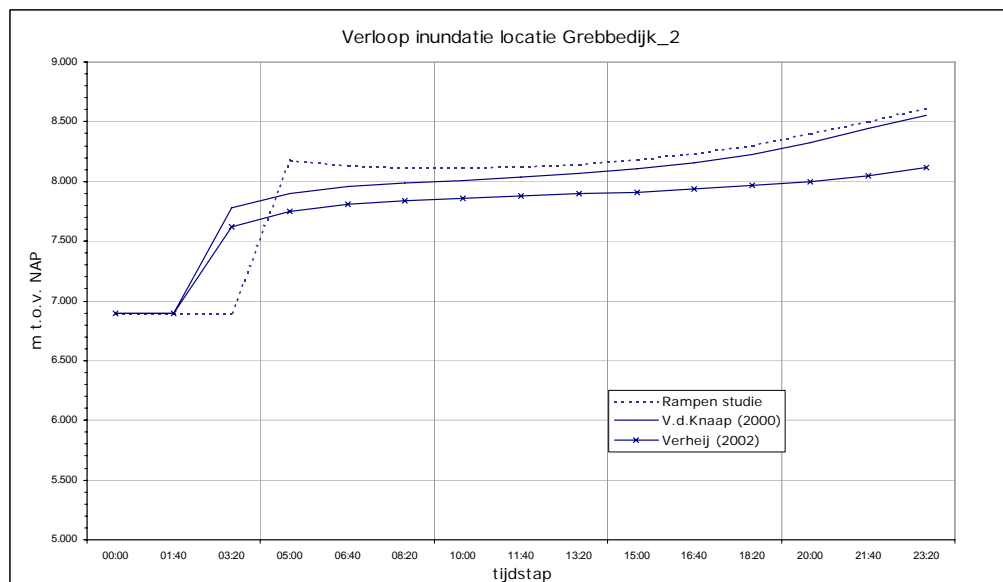
Figuur 4.6 Verloop verschilwaterstanden

Vergelijking inundaties in het gebied

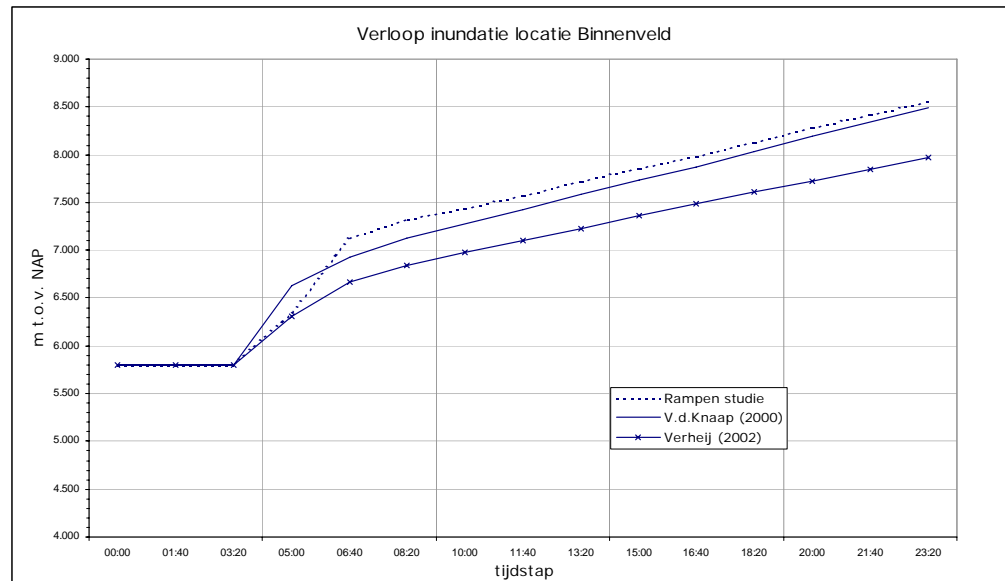
Zoals eerder gesteld wordt de waterstand na de doorbraak in het gebied op drie locaties nader beschouwd. Daarbij vindt een vergelijking plaats tussen de resultaten van de rampenstudie (Asselman 2001) en de resultaten van berekeningen met de bresgroeiformules van van der Knaap (2000) en Verheij-vdKnaap (2002). In onderstaande figuren zijn de waterstanden voor de locaties Grebbedijk, Grebbedijk_2 en Binnenveld gegeven.



Figuur 4.7 Vergelijk inundaties Grebbedijk



Figuur 4.8 Vergelijk inundaties Grebbedijk-2



Figuur 4.9 Vergelijk inundaties locatie Binnenveld

Er valt een verbetering waar te nemen vanaf het moment van doorbraak. Waar de waterstand in de rampenstudie stijl oploopt (locatie Grebbedijk) laten de bresgroeiformules een flauwer (logaritmisch) verloop van de waterstandstijging zien.

Er valt verder een redelijk goede overeenkomst waar te nemen tussen de resultaten uit de rampenstudie en die van de berekening met de formule van van der Knaap (2000). Dit heeft te maken met het feit dat de uiteindelijke bresbreedte in beide gevallen op 165 m is gesteld.

De resultaten van de berekening met de Verheij-vdKnaap-formule laten een wat lagere waterstand zien. Dit komt waarschijnlijk omdat de uiteindelijke bresbreedte niet hard opgegeven is, maar vrij gelaten is. Verwacht wordt dat met het instellen van de juiste parameters in de bresgroeiformule van Verheij-vdKnaap de verschillen zullen verkleinen. Echter, elk van de drie is een benadering. Een echte validatie is nog niet mogelijk.

4.3 Polder Nieuwland

4.3.1 Uitgangspunten

In dit voorbeeld van een fictieve polder is een stagnante buitenwaterstand gesimuleerd. Daarvoor is een numeriek waterbewegingsmodel opgezet dat het verloop van een inundatie kan simuleren.

Het in deze studie gebruikte modelinstrumentarium bestaat uit een 1D hydrodynamisch model en een 2D overstromingsmodel op basis van Delft-1D2D.

Op grond van een beschikbaar 5m x 5m hoogtebestand van het te onderzoeken gebied is een digitaal hoogtemodel (DEM) afgeleid. De bodemhoogtes van het hoogtebestand zijn geaggregeerd tot het voor het model te gebruiken grid. Als waarde voor de gridcel ten behoeve van het model (100m x 100m of 200m x 200m) is de mediaanwaarde van de respectievelijk 400 en 1600 cellen van 5m x 5m genomen.

Langgerekte verhogingen die smaller zijn dan de gridbreedte, zoals dijken, taluds en wegen zijn in het DEM gebracht door lokale verhoging van de gridcellen. De informatie over de hoogte ten opzichte van N.A.P. van deze verhogingen is verkregen uit het gedetailleerde hoogtebestand in combinatie met een verkregen wegenbestand. De begrenzing van het model wordt gevormd door dijkkring 8.

Verder is gebruik gemaakt van aanwezige schematisatie van de vaarten en tochten van het te modelleren gebied, waarbij alle relevante stuwen en duikers zijn geïmplementeerd.

De maximale buitenwaterstand op het Centraalmeer ter plaatse van de beoogde dijkdoorbraaklocaties is bepaald met behulp van HYDRA-M. Aangenomen is dat de dijk bezwijkt als de golfoverslag meer dan 2 uur lang 1 l/s/m bedraagt ($t = 0$). De maximale waterstand volgt dan uit een HYDRA-M-berekening met een golfoverslagcriterium van 1 l/s/m en een overschrijdingsfrequentie van 1/4000 jaar.

4.3.2 Uitgevoerde simulatie

De doorbraak vindt plaats op een fictieve locatie waarbij in het model voor de diepte van het uitgeschuurde gat 7.00 m beneden de kruin van de dijk wordt genomen terwijl voor de uiteindelijke breedte van de bres in de formule van van der Knaap 120 m wordt genomen.

Met het model zijn de bresgroeiformules van van der Knaap (2000) en Verheij-vdKnaap (2002) doorgerekend, ieder in een aparte case. Daarbij is een periode van 24 uur gesimuleerd met een rekentijdstap van 10 minuten. Vervolgens zijn de resultaten op een aantal punten met elkaar vergeleken:

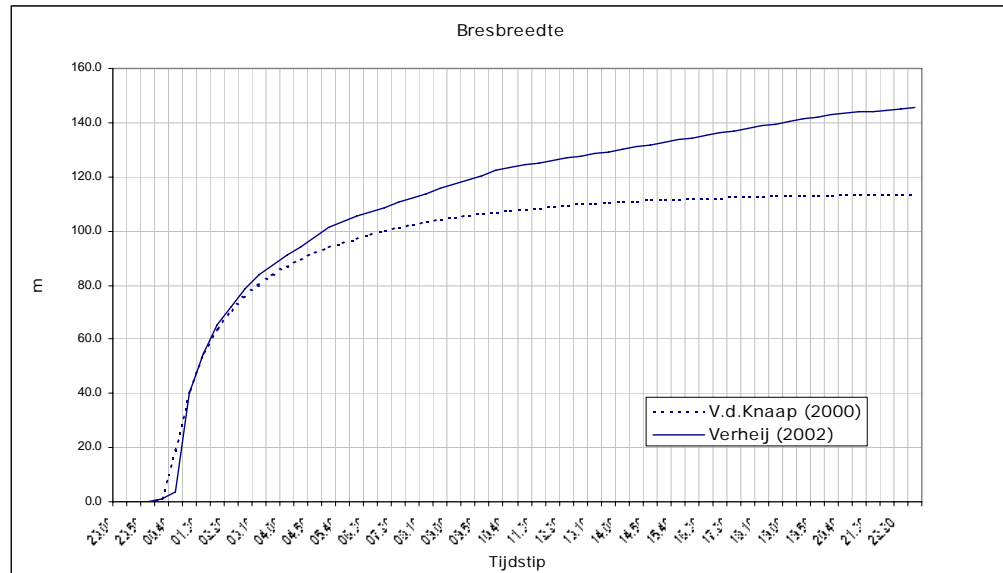
- de bresbreedte;
- het debiet door de bres;
- de snelheid in de bres;
- de boven- en benedenwaterstanden; en
- de verschilwaterstand over de bres.

4.3.3 Resultaten

De vergelijking tussen de modelresultaten van beide bresgroeiformules laten verschillen zien die terug te voeren zijn op het verschil in uiteindelijk berekende bresgrootte.

Bresbreedte

De ontwikkeling van de bresbreedte is in onderstaande figuur gegeven.

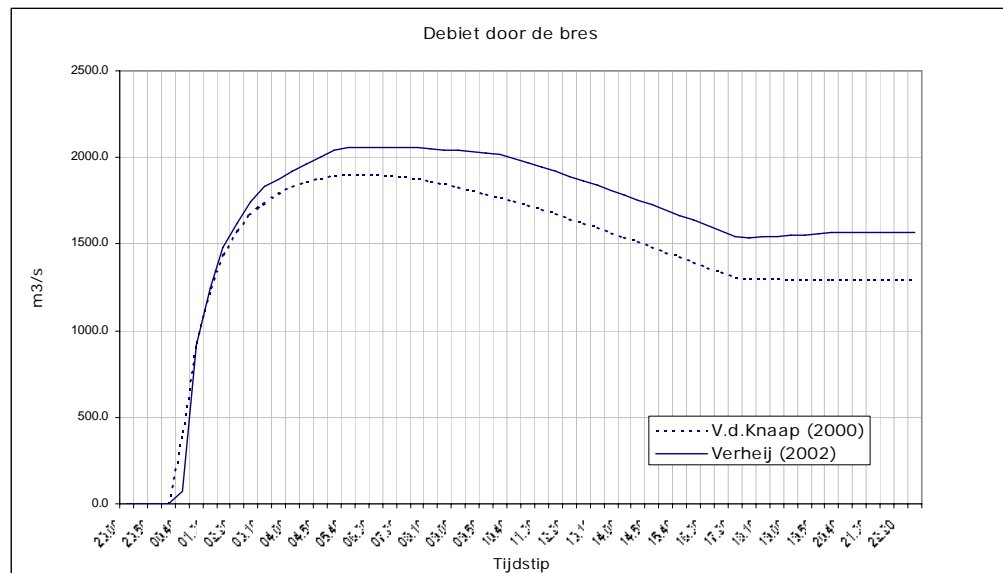


Figuur 4.10 Verloop bresbreedte

De breedte wordt met de formule van Verheij-vdKnaap uiteindelijk groter berekend.

Debiet door de bres

De ontwikkeling van de debieten is hieronder weergegeven.



Figuur 4.11 Verloop debiet

Het beeld laat een consistent verloop zien met de voorgaande figuur van de bresbreedte.

Snelheid in de bres

De snelheden in de bres zijn in de volgende figuur gegeven.

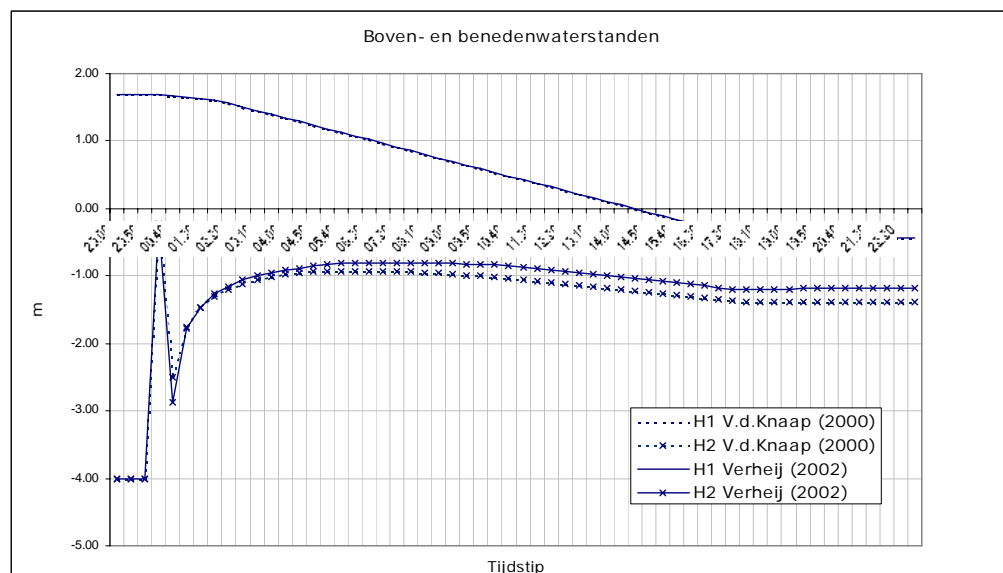


Figuur 4.12 Verloop stroomsnelheid

Opvallend is de grote overeenkomst tussen beide formules tot ca. 9:00 uur. Daarna is een afwijking te zien.

Boven- en benedenwaterstanden

De boven- en benedenwaterstanden zijn vervolgens berekend.



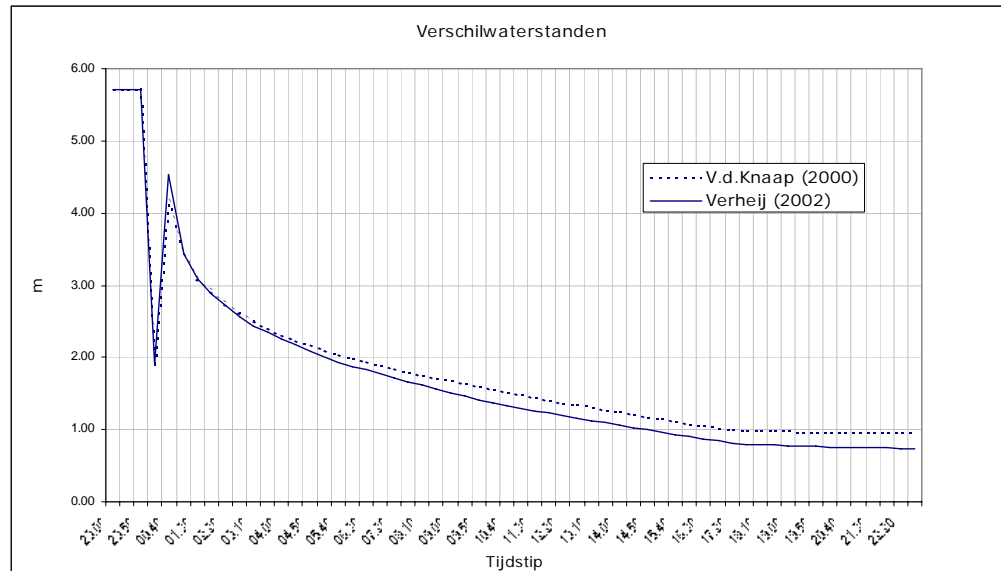
Figuur 4.13 Verloop boven-en benedenwaterstanden

Het verloop van de bovenwaterstanden is voor beide gevallen overeenkomstig. De benedenwaterstanden verschillen, hetgeen consistent met het debietverloop door de bres. Opvallend is de snelle stijging in de benedenwaterstand om 0:15 uur.

Wellicht is dit te verklaren uit de geometrie van het landschap direct achter de bres. In het kader van deze studie wordt daarop niet nader ingegaan.

Verschilwaterstand over de bres

Het verval over de bres is in onderstaande figuur gegeven.



Figuur 4.14 Verloop verschilwaterstand

Ook hier is de snelle stijging van de benedenwaterstand te zien door de snelle verkleining van het verval om 0:15 uur. Het verval wordt door Verheij-vdKnaap wat kleiner berekend dan door v.d.Knaap.

4.4 Conclusies

Zowel de formule van van der Knaap (2000) als die van Verheij-vdKnaap (2002) zijn gebaseerd op empirische beschouwingen van enkele meetgegevens van bressen. Afhankelijk van de instellingen van parameters kan het berekende verloop van de bresgrootte worden beïnvloed. Het doorrekenen van de cases is niet bedoeld om prototype situaties nauwkeurig te simuleren en te valideren. Het is meer bedoeld om een gevoel te krijgen van de werking van de formules en de onderlinge verschillen in resultaten. Gezien de onzekerheden in aannames, komen beide formules tot aanvaardbare resultaten. De uiteindelijk berekende bresgrootte wordt in de formule van Verheij-vdKnaap vrijgelaten, in tegenstelling tot v.d. Knaap waar de maximale bresbreedte moet worden opgegeven. Bovendien wordt de bresontwikkeling in het laatste geval vóór de simulatie als een tabel aan SOBEK opgegeven. Met de formule van Verheij-vdKnaap wordt de breedte “real-time” berekend.

De implementatie van de beide formules in het rekenhart van SOBEK is, voor zover het de resultaten van cases Vallei en Eem en Nieuwland betreft, goed geslaagd.

5 Conclusies en aanbevelingen

Op basis van de uitgevoerde analyse worden de volgende conclusies getrokken:

- De bresgroei in dijken met een zand- of kleikern kan worden benaderd met een quick-and-dirty formule:

$$B = 1,3 \frac{g^{0,5} H^{1,5}}{u_c} \log \left(1 + \frac{0,04 \cdot g \cdot t}{u_c} \right) \quad (15)$$

waarin $H = h_{buiten} - h_{binnen}$

Deze zogenaamde Verheij-VanderKnaap formule is gebaseerd op beschikbare bresgegevens.

- De meeste data van bressen zijn afkomstig van zanddijken. Als uitsluitend wordt gefit aan die data dan is een coëfficiënt van 1,2 beter dan de waarde van 1,3 in vgl.(15). Voor kleidijken geldt een coëfficiënt van 1,4 à 1,8.
- De nadere analyse van de formule heeft geleerd dat de bresgroei gevoelig is voor de kritieke stroomsnelheid u_c . Eventueel kan dit worden ondervangen door in vgl.(15) de term voor de logaritme te vervangen door 100 voor zanddijken en 35 voor kleidijken.
- De waarde van u_c kan worden bepaald aan de hand van Tabel 3.3 of worden berekend met de vgl.(17), (18) of (19).
- Twee doorgerekende cases voor stagnant respectievelijk een variabele waterstand geven aanvaardbare resultaten bij doorrekenen van gelijke situaties met de oude en de nieuwe formule.

Gegeven het bovenstaande wordt aanbevolen de volgende formule in HIS-OM te implementeren:

$$B(t_i) = B(t_{i-1}) + \frac{\partial B}{\partial t} \Delta t \quad (27)$$

$$\text{met } \left(\frac{\partial B}{\partial t} \right)_{t_i} = \frac{f_1 f_2 \{g(h_{up} - h_{down})\}^{1,5}}{\ln 10 \cdot u_c^2} \frac{1}{1 + \frac{f_2 g}{u_c} (t_i - t_0)} \quad (28)$$

Aanbevolen wordt ook de oude formule in HIS te handhaven.

Literatuur

- Anonymus (1986): *verslag bres in Kogai-Gawa rivier in Japan in augustus 1986*
in: Chishitsu News n0.12, ISSN 0009-4854 (in Japans)
- Asselman, N.E.M. (2001): *Modelleren rampenscenario's Vallei & Eem*
WL|Hydraulics verslag Q 2903, Delft
- Crebas, J. (2001): *Inundatieberekeningen Oostelijk en Zuidelijk Flevoland.*
WL|Delft Hydraulics, verslag Q2884, Delft
- Hesselink, A.W. (2002): *History makes a river - morphological changes and human interference in the river Rhine, The Netherlands*
PhD thesis, Utrecht University, Netherlands Geographical Studies 292, Utrecht, ISBN 0169-4839
- Knaap, F.C.M. van der (2000): *Bresgroei als functie van de tijd*
WL|Delft Hydraulics, memo's 2 en 3 van respectievelijk 21 mei en 5 september, Q2655, Delft
- Koelewijn, A.R., G.A.M. Kruse & M.A. Van (2002): *Proefvak Bergambacht - Overloop-en bresgroeioproef,*
Delft Cluster, verslag DC01.03.01/311, Delft
- TAW (1986): *Technisch rapport klei voor dijken,*
Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Delft
- Mierlo, M.C.L.M. van (1999): *Onderzoek naar het inundatieverloop in de Noordoostpolder - een voorstudie*
WL|Delft Hydraulics, verslag T2304, Delft
- Thierry, J.R. (1963): *Literatuuronderzoek "Het bezwijken van dijken",*
afstudeerverslag, rapport 08.95.07
- Steetzel, H.J. (1993): *Bresgroei, pragmatische modellering breedtegroei*
WL|Delft Hydraulics, verslag H1242, Delft
- Verheij, H.J. (2002): *Bresgroei in cohesieve materialen – samenvattend verslag*
WL|Delft Hydraulics, verslag Q2959, Delft

Vroeg, J.H. de, G.A.M.Kruse & M.R.A. van Gent (2002): *Processes related to breaching of dikes - Erosion due to overtopping and overflow*
Delft Cluster, report DC030202/H3803, Delft

Vroeg, J.H. de (1999): *Breach growth in cohesive materials - selection of cases*
WL|Delft Hydraulics, verslag H3468, Delft

Futloo, Z. (1999): *Breach growth in clay dikes: validation of models*
M.Sc. Thesis IHE, Delft

HR Wallingford (1996): *Tollesbury managed set back experiment - Breach design and construction , and embankment failure experiment*
Report TR 5, Wallingford

A Description of cases

In deze Appendix worden een aantal dijkbressen beschreven zoals die eerder zijn gerapporteerd door De Vroeg (1999) in verslag H3468.

1 Breach test at Tollesbury 1995 (United Kingdom)

the situation

On August 4, 1995 a breach test with a clay dike was carried out at Tollesbury, located in the Blackwater estuary along the Tollesbury Fleet (United Kingdom).

First two tests were carried out to study erosion on the inner slope of the clay dike. Some (limited) erosion of the toe of the inner slope was found.

Then a breach test was carried out, in which the development of the width of the breach was observed. In the following attention will be focused on the breach test.

All data on this case have been derived from the report of HR Wallingford (1996).

the dike

The dike consists of heavy clay. (*clay characteristics to be reported in a later stage*)

For the breach test the cross-section of the dike was adjusted. The crest *length* was approximately 1 m, and the crest level was ODN +2.21 m. The outer slope was practically vertical. The inner slope was 1:2.

the development of the breach

The breach was initiated at 6:03 BST. The initial breach was approximately 0.5 m wide and 0.3 m deep (so breach level approximately ODN +1.9 m).

The following observations are reported by HR Wallingford (1996):

“The breach deepened rapidly in the first minute, cutting away the back face down to the approximately the field level (ODN +0.8 m). During this time the breach widened to about 1.3 m”.

“Two to three minutes after the breach initiation more rapid widening was apparent, with several large blocks conspicuously eroded from the sides of the breach. These were generally detached by a process of undercutting, although one large section of the back face was lifted and toppled landward, perhaps helped by internal flows and pressures”.

“Within five or six minutes of initiation of the breach a large proportion of the breach widening had occurred. The width now was approximately 3 m”

After this the breach width remained approximately 3 m. The breach flow gradually became less energetic as the tide level fell and the level in the inundated area increased.

the conditions***Outer water level and inner water level***

Water levels in the outer and the inner area were measured. The outer and inner water levels during the test are presented in Figure 3.4.

It should be noted that water levels in the inner area began to fall well before flow into the site reversed. This may have been due to the inundation characteristics of the site, and may also be due to infiltration into the dry fissured ground in the site.

Inundated area

Approximately 210,000 m². Near the embankment the level is approximately ODN +1 m.

assumptions

It is assumed that the effect of wave action on the breach width development was negligible.

schematization of the problem

This case can be modeled straightforward since the observations of a fast breach deepening in the first phase and consequent breach widening are quite similar to those modeled in the models BREACH and BRES for sandy dikes. The runs with the model are made with standard settings for a sandy dike

Special attention is paid to:

- the rate of breach widening
- the final breach width

Rate of breach widening

Since in the test the breach development stopped after approximately 6 minutes, the difference in the rate of breach widening for a clay dike and a sandy dike is evaluated over the first 6 minutes of the test. Some calibration of the breach deepening may be required in this stage, but considering the considerable breach deepening rate this calibration is expected to be minor.

Final breach width

For the tested clay dike the final breach width of 3 m was reached after approximately 6 minutes. It is interesting to evaluate whether for a sandy dike the breach development continued after this time and what the final breach width for a sandy dike would be.

2 Breach growth in foreland near Herkingen 1953

the situation

Herkingen is located at the island Goeree-Overflakkee in the south-western part of the Netherlands. During the storm surge of February 1953 the dike near Herkingen breached. The polders Klinkerland and Battenoord located behind the dike flooded in the night of 1 February, due to several breaches in the dike.

After the storm the water was unable to flow back to the sea during Low Water due to the relatively high foreland (approximately NAP +1.7 m to NAP +2 m) in front of the dike. This foreland consisted of clay and had remained intact during the breaching of the dike.

On 3 February it was decided to make a small ditch, 2.5 m wide and 0.6 m deep in the foreland, to allow the water to flow back to the sea. On February 4 the depth of this ditch was artificially increased somewhat to release more water from the polder. After this the initial small breach started to grow. On 7 February the ditch had developed to a 40 m wide breach with a level less than a meter below Low Water.

(Note: On February 15 the depth of the breach reached the peat layer underneath the clay (NAP -2.4 m) and the depth growth increased rapidly from that moment on (a final depth below NAP -10 m was reached while the width remained approximately 40 m)).

Since the development of the (manmade) breach in the foreland during the days after the storm is better documented than the development of the breaches in the dike during the storm, attention is focused on the foreland rather than the dike itself.

The development of the small initial breach in the foreland in the period February 4 to 7 is considered a good case representative for the breach growth in a body consisting completely of clay.

the foreland ("dike")

The breached foreland consists of a 4 m thick clay layer. The upper level of the foreshore is approximately NAP +1.7 m, the lower level approximately NAP -2.3 m. It was present along a significant section of the dike in the considered area and it had been hardly damaged during the storm. Also near the breach in the dike near Herkingen it had remained intact, despite the fact that during the storm flow velocities near the breach in the dike must have been significant. Only after a manmade small breach had been made in the foreland itself, the erosion process started.

the development of the breach

The storm surge report seems to indicate that on 3 February, with a 2.5 m wide ditch of depth 0.6 m (so level approximately NAP +1.1 m) no significant natural growth of the breach occurred. On February 4 the ditch was deepened somewhat with the objective to release more water from the polder, but it is not reported until what depth. We have assumed that the depth of the ditch was doubled to 1.2 m (level of approximately NAP +0.5 m). We have further assumed that also the width has slightly increased to 4 m. We assume that on 4 February, with this new ditch the breach growth started.

The breach width grew in approximately 3 days (February 4 to February 7) from approximately 4 m to 40 m.

In the same period the breach depth increased from approximately NAP +0.5 m to NAP - 2 m.

the conditions

Outer water level

The initial breach in the foreland was made after the storm surge, so the outer water levels were determined mainly by the astronomical tide in the Grevelingen (MHW = +1.46 m, MLW = -1.54 m). An estimate of the astronomical tide in the period 4-7 February 1953 has been made on the basis of data for Brouwershaven as derived from the tide tables of 1953 with a correction for the slightly larger tidal range near Herkingen.

Inner water level

On February 1, 1953 at approximately 4:15 the first breach developed in the dike and the polders Klinkerland and Battenoord started to flood. At about 5:30 the water level in polder Klinkerland reached its highest level of NAP +2.75 m. The foreland at a level of NAP +1.7 m prevented the water from flowing back to the sea (the Grevelingen). It is assumed that in the period 3 to 4 February the water level dropped gradually to a level equal to the breach depth (NAP +0.5 m).

No detailed information is available on the inner water level in the polder for the period February 4 - 7. However, the lower boundary for the inner water level is approximately the level of the depth of the breach (since the foreland was preventing the water from flowing to the sea). The upper limit of the inner water level can be assumed to be determined mainly by the discharge through the studied channel. In "het polytechnisch tijdschrift" it is reported that "a favourable circumstance for the southern part of Goeree-Overflakkee was that the foreland with a level of NAP +2m had remained practically intact. As a result, the normal tides did not flood this foreland". So the location of Herkingen can be assumed to be the only location where the foreland in front of a dike breach had been lowered. As a result it can be assumed that in the days after the storm the inner water level in the polder Klinkerland was mainly determined by the discharge through the considered breach.

Inundated area

Polder Klinkerland has a surface area of roughly 6 km by 1.5 km, so a total surface area of approximately 9 km². The level of the inundated area varies between NAP -0.1 m and NAP +0.5 m and is assumed at NAP for the basic computations. For the simulation it should be kept in mind that as long as the breach level is higher than NAP, the inner water level at the start of the simulation is determined by the breach level.

assumptions

It is assumed that the breach development in the foreland has not been influenced significantly by the presence of part of the dike landward of the foreland. When the initial breach in the foreland was made on February 3, the breaches in the dike, which had occurred on February 1, had already developed to a considerable size. Especially in the first stage of breach development in the foreland the breaches in the dike were large compared to the breach dimensions in the foreland. It seems fair to assume that the flow through the breach was not significantly affected by the dike in that initial stage.

It is assumed that the effect of wave action on the breach development has been negligible. Furthermore, it is assumed that the outer and inner slopes of the foreland were 1:1. The results can be expected to be insensitive for this assumption, since it does not significantly affect the total surface area of the dike cross-section.

schematisation of the problem

The breach width has grown from 4 to 40 m in approximately 3 days, so in a time span of approximately 6 High Water - Low Water cycles. In this time not only the width of the breach has changed but also the depth of the breach varied gradually.

There are several ways to schematise the problem with BREACH. The following approach is proposed (to simulate development of width with controlled depth development):

- simulate the 6 High Waters.
- for each High Water a fixed breach depth has been assumed on the basis of the observed depth (depth growth not simulated with the model).
- for each High Water the development of the width has been computed with BREACH, only on the basis of the phases during which water flows from the Grevelingen into the polder. (this implies that it is assumed that these phases are dominant, this can be checked with the model afterward by simulating the (additional) effect of water flowing from the polder to the sea).
- The above gives 6 periods of several hours for the breach width to develop. This width (valid for a sandy body) will be compared with the observed width of 40 m, to obtain an estimate of the factor to be applied on the breach width development rate.

Some checks and sensitivity runs will have to be made with the model:

- sensitivity of results for deviations of the inner water level (by varying the inner surface area) and level of inner area (to NAP +0.4 m).
- the importance of the effect of outflowing water, by simulating outflow for computed inner water level

Note:

In the above attention was focused on the development of the foreland. However, also the breaches in the dike have grown. The crest level of the dike varied between NAP +4.05 m and NAP +5.10 m. No detailed information on the composition of the dike has been found but in Polytechnisch tijdschrift it is reported that the dikes in this area consist of sandy clay. The outer slope of the dikes was 1:3 to 1:4, and the inner slope 1:1.5. The two breaches in the dike that had occurred on February 1 appear to have been rather stable at some time after the initial breaching, due to the blocking of the flow by the approximately NAP +1.7 m foreland in front of the dike. Only after the breach in the foreland had deepened significantly, the breaches in the dike continued to grow, they joined and reached a total width of 300 m.

3 Dike breach at Oudenhoorn, 1953

the situation

Polder Oudenhoorn is located at Voorne-Putten, somewhat west of Hellevoetsluis. During the storm surge of 1953 a 70 m wide breach in the Oudenhoornse sea dike developed.

Information related to this case is presented in the storm surge report and het polytechnisch tijdschrift.

the dike

From recent borings carried out by Grondmechanica Delft it can be concluded that the dike core in 1953 consisted of clay (personal communication with Mr. Rosing of Grondmechanica Delft).

The crest *length* was approximately 3.6 m, and the crest level NAP +5.45 m. The outer slope was approximately 1:2.7 and the inner slope 1:1.5.

the development of the breach

The breach was initiated at 1 February at 4:50. The initial breach width is not known, but during the storm the breach developed to a width of 70 m.

Since the storm surge level was approximately NAP +4.1, so well below the crest of the dike (NAP +5.45) it is assumed that this breach did not occur due to massive overflow of the dike over a width of 70 m, but that first a small initial breach developed. This width of this initial breach is estimated at 10 m and the level of the breach at NAP +3m.

It is estimated that the final breach width was reached at 1 February around 10:30. At this time the outer water level was approximately NAP +1.5 m, which is close to the registered maximum inner water level of NAP +1.27 m. During the second high water the difference between the outer and the inner water level remained relatively small (1 to 1.5 m), and the breach growth of the clay dike during this second flood is therefore expected to be small compared to the growth during the first high water.

(No foreland was present in front of this breach and after the second flood at 1 February a scour hole with a depth of NAP -5.5 m had developed. Further increase of the depth was prevented by a clay layer at approximately NAP -5.5 m).

the conditions

Outer water level and inner water level

The outer water level is equal to that in the Haringvliet.

In the Polder Oudendoorn, close to the studied breach (at the location of the “*gemaal*”), a water level of NAP +1.27 m has been measured.

Inundated area

It is reported that the dikes that separated the polder from Polder Zuidland and Polder Abbenbroek remained intact during the storm. Flooding of the Polder Nieuwenhoorn via Polder Oudendoorn occurred, but only during the second flood. It can therefore be concluded that during the storm itself the area that was inundated through the breach was restricted to the Polder Oudendoorn itself. The polder has a surface area of approximately 9,000,000 m². The level of this area varies between NAP -0.3 m and NAP -1.0 m. For the basic computations NAP -0.4 m will be assumed.

Two other smaller breaches (30 m and 35 m) have developed in the dike, which have contributed to the inundation of the area. The 30 m breach was initiated at approximately the same time as the studied breach (at 4:45). It is not reported when the other breach started but it is reasonable to assume that this was approximately at the same time (during the highest water levels). (Note: due to the presence of a foreland seaward of these two smaller breaches the depth of the breach was limited to approximately NAP). Since the total final width of these two breaches is similar to the width of the investigated breach it can be roughly estimated that the two smaller breaches contributed to the flooding of the polder for approximately 50%.

assumptions

The initial breach width has been assumed at 10 m and the initial breach level at NAP +3 m.

schematisation of the problem

This case is relatively well documented, with the exception of the dimensions of the initial breach. As described above, an assumption has been made for these dimensions.

In order to account for the inundation of the polder through the other two smaller breaches, the inner area in the model is reduced to 50% of the actual polder area. This results in an inner area of approximately 4,500,000 m².

On the basis of the other available data straightforward modelling can be applied.

It should be noted that due to the lack of information on the initial breach dimensions no accurate breach width development rate of the clay dike can be determined. Still, on the basis of a comparison between the final width of the breach in the clay dike and the computed final width (for sand) conclusions can be drawn.

Some sensitivity runs will have to be made with the model:

- sensitivity of the results for deviations of the inner water level (variation of level inner area, say NAP -0.8 m)
- sensitivity run with initial breach width of 50 m instead of 10 m.

4 Breach test at Tahekou (China)

the situation

Several large scale tests on fuse plug dams have been carried out in China. Ye (1998) describes a test at Yakehou, which was carried out for a dam consisting of clay and sand.

The dike consists of a clay core with a thick layer of sand around it. Many dikes consist of a clay core (old dike) covered by sand (dike improvements). If a cohesive core in a dike consisting of loose materials has a noticeable effect on the breach development, it should be clearly demonstrated by this test.

For this test case the breach development is well documented. However, the test only provided information on the breach widening rate. No information on the effect of the critical flow velocity can be derived, due to the fact that the test section had a limited width of approximately 30 m. After the breach had reached a width of 30 m, further breach widening was prevented by fixed walls. The inner water level remained low during the entire test. Due to the above artificial stop of the test and the low inner water level, it can be assumed that during the entire test period the velocity in the breach was well above the critical velocity.

All information related to environmental conditions and development of the breach presented below has been derived from Ye (1998). Ye reported data presented by Pan et al (1993) and from personal communications with Pan.

In the following description all vertical levels (of the dam and the water levels) are expressed relative to the fixed chute bottom.

the dam

The dam consisted of a clay core with considerable sand bodies on both sides of the core.

No data on the clay characteristics are available. It is described as heavy silty loam and as clay. The sand is described as medium to gravelly coarse sands.

The height of the dam was 5.6 m (relative to a fixed chute bottom). The crest *length* was 4 m. The upstream slope was 1:3 and the downstream slope was 1:2.5.

The height of the clay core was 5.1 m. The crest *length* of the core was 0.8 m and the slopes on both sides were 1 : 0.17 (width at the base of the core 2.5 m).

the development of the breach

The graphs in the upper part of the profile have been derived for representative sections at the core, so on the basis of the development in section b_0 (section in the centre of the core). Both the breach deepening and the breach widening are well documented.

It should be noted that the depth growth of the clay core started only after 5 minutes. During the first 5 minutes of the test the sandy section downdrift of the clay core was partly eroded.

The test section had a limited width of approximately 30 m, so after approximately 30 m of breach widening further growth was artificially stopped. Furthermore, the initial breach was not located in the centre of the test section. During the phase of breach deepening there was sufficient space for the breach to grow (slightly) in both directions, but after the phase of breach deepening, breach widening could only occur in one direction. Therefore this case should be simulated as a one-sided breach widening case.

the conditions

The outer water level was more or less constant at the level of the crest of the clay core (+5.1 m above the chute bottom). The inner level (downstream level) remains more than 3 m below the outer water level during the entire test, so it can be expected that tail water effects during these tests are negligible.

schematisation of the problem and assumptions

Two computations have been made:

- First a computation was made with the entire dam cross-section. This computation should give a first rough indication of the relative influence of the clay core on the breach width development. If a clay core in a dike has an effect on the breach development, it should be clearly demonstrated by this test. Due to the clay core significantly slower breach development can be expected during the test than predicted by the model.
- Then a computation was carried out with only the cross-section of the (clay) core. It has been assumed that the clay core is the limiting factor in the breach growth. For this simulation it has been assumed that the clay core was the limiting factor for breach widening.

For this case the breach widening was only in one direction. In breach this can be schematised with the option “one-sided breach development”.

5 Possible other cases

During the study some potentially interesting cases have not been selected.

The reason for this was that only a limited number of cases could be analysed in the duration of the study (for analysis see Futloo, 1999) or that not sufficient data could be obtained during the study for model simulations.

- **Mississippi floodings (Great Flood of '93)**

Eye-witness reports of the Kaskaskia island levee breach and Bois Brule levee breach are attached in Annex A. The estimated breach widening rates seem very large (15 m / minute). No additional data could be obtained during the study.

- **Re-evaluation of the Wieringermeer case**

In the breach validation report of September 1998 the Wieringermeer dike has been simulated as a sandy dike, while part of the core of the dike consists of clay. This case is being re-evaluated.

(Note: For the other prototype cases described in the above report there were indications in literature that the core of the dike consisted of sand. Re-evaluation in the scope of this project is therefore not carried out).

- **Additional breach case from storm surge report 1953**

Similar to the Oudenhoorn case an additional case can be derived from the 1953 storm surge report.

6 Summary

	Case			
	Tollesbury	Herkingen	Oudenhoorn	Yahekou ³
Conditions				
Water level (m,ref)	Figure 3.4	Figure 3.8	Figure 3.12	Figure 3.16
Wave height Hs (m)	0	0	0	0
Crest height (m,ref)	+2.21	+1.7	+5.45	+5.1
Crest "length" (m)	1	60	3.6	0.8
Outer slope	vertical	1:1	1:2.7	1:0.17
Inner slope	1:2	1:1	1:1.5	1:0.17
Init. Breach level (m,ref)	+1.9	+0.5	+3	+4.3
Init. Breach width (m)	0.5	4	10	1.5
Init. Breach "length" (m)	1.6	62.4		
Surface of inner area (m ²)	210,000	9,000,000	4,500,000	not relevant
Level of inner area (m,ref)	+1	0	0	0
Additional discharge (m ³ /s)	0 ¹	0	0 ²	0
Clay characteristics	heavy clay			
Breach development				
Breach level (m,ref)	Figure 3.3	Figure 3.7	-	Figure 3.15

Breach width (m)	Figure 3.3	Figure 3.7	Figure 3.11	Figure 3.15
Flow velocity (m/s)	-	-	-	-
Discharge (m ³ /m/s)	-	-	-	Figure 3.16
Notes				
Vertical reference level	ODN	NAP	NAP	chute bottom

¹ There probably was some infiltration into the ground, but this can be ignored since it has not significantly affected the water levels during the short duration of the test.

² Effect of other breaches has been taken into account by reducing surface of inner area

³ Characteristics of clay core have been presented

Table 3.1 Summary of cases

Conclusion

From the search of suitable data on breach development in cohesive dikes it is concluded that no “ideal” cases can be found. For all considered cases some assumptions had to be made.

B Testrapport ARS 10553

1 Introduction

1.1 Background

In September/November 2002 an additional Dam-break development formula (ARS 10553) was incorporated in the 1D Flow- Dam break option, meaning that at present there are two Dam-break development formula available, viz.:

1. the existing formula, renamed to vdKnaap(2000), and
2. a new formula (ARS 10553), referred to as Verheij-vdKnaap(2002).

Both formula's will be available in the SOBEK B&O version 2.08.002

1.2 Aim of this report

This report describes the results of the tests described in the Testplan for ARS 10553 (implementation of the Verheij-vdKnaap(2002) Dam-break formula) dated November 2002.

1.3 Test version that was used

The executed tests were carried out in SOBEK v2.32.000.01 (ARS 10537). SOBEK v2.32.000.01 refers to the setup of the SOBEK v2.06.000.37zc with a patch (see P:\Sobek\Development\Distributed\2.32.000\2.32.000.01\Rur).

1.4 Future distribution of the Verheij-vdKnaap (2002) formula

As stated in section 1.3, the tests were executed in SOBEK v2.32.000.01 (ARS 10537). After the release of the SOBEK B&O v2.08.001, a copy of this SOBEK B&O version will be made and renamed to SOBEK O&O v2.06.000.39a. Thereafter, the code in SOBEK v2.32.000.01 related to the Verheij-vdKnaap(2002) Dam break development formula will be checked into the code of the v2.06.000.39a, meaning that the Verheij-vdKnaap(2002) formula will be available in all SOBEK O&O versions higher than v2.06.000.39a onwards. This SOBEK O&O v2.06.000.39a will be the basis of all future updates versions of SOBEK B&O v2.08. Hence from SOBEK B&O v2.08.002 onwards the Verheij-vdKnaap(2002) formula will be available in SOBEK B&O versions as well.

2 Test results of the vdKnaap (2000) formula

2.1 General

Tests were made for checking whether the existing vdKnaap(2000) formula is still working correctly in Sobek version 2.32.000.01. This was done by comparing model results of an actual version - Sobek v2.06.000.37w - with the model results of the new version.

2.2 Model description

A simple 2D model was constructed to test the formula in Sobek v2.32.000.01. The model exist of a rectular grid with a flat bottom of 0 m above reference level. In the middle of the grid a dam is placed, with an initial crest level of 4 m above ref. level. At one side of the dam the water level of 4 m above ref. level is maintained. At the other side the water level of 2 m above ref. level is maintained.

2.3 Test results of the vdKnaap (2000) formula with sand

Figure 1 shows the discharge through the 1D Flow- Dam break as a function of time in case of a sand dike. The green line represents the calculated discharges by Sobek v2.06.000.37w and the red line represents the calculated discharges by Sobek v2.32.000.01.

The calculated results of the two versions display no differences in case of a sand dike.

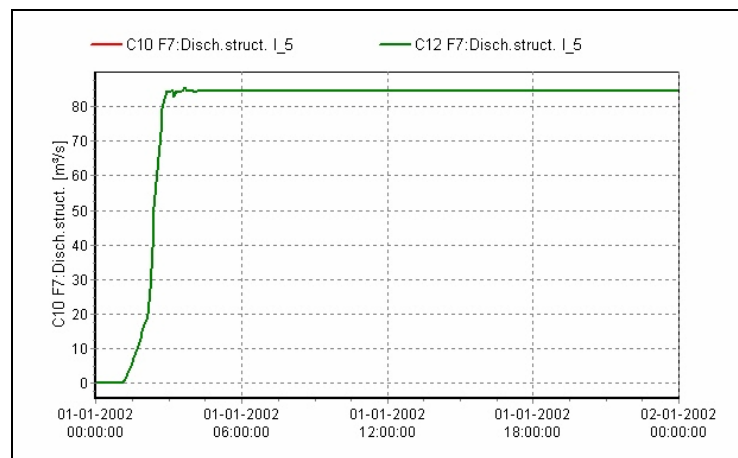


Figure 1 Discharge through the 1D Flow- Dam break in case of a sand dike according to the vdKnaap(2000) formula in SOBEK v2.06.000.37 and v2.32.000.01.

2.4 Test results of the vdKnaap (2000) formula with clay

Figure 2 shows the discharge through the 1D Flow Dam break as a function of time in case of a clay dike. Also here, the green line represents the calculated discharges by Sobek v2.06.000.37w and the red line represents the calculated discharges by Sobek v2.32.000.01.

The calculated results of the two versions display no differences in case of a clay dike.

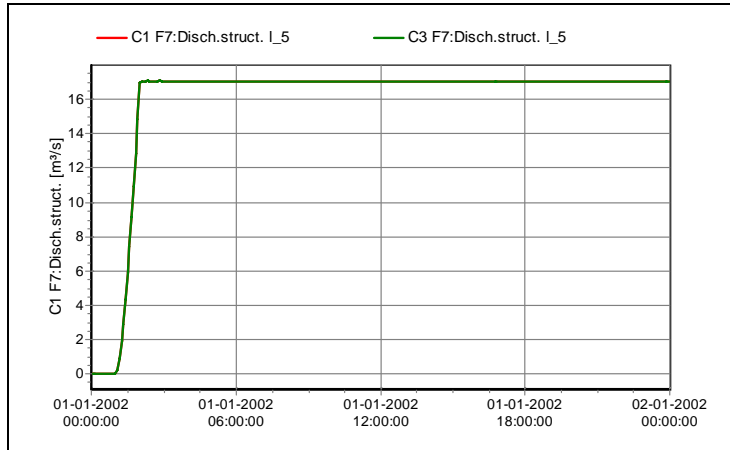


Figure 2 Discharges through the 1D Flow-Dam break in case of a clay dike according to the vdKnaap(2000) formula in SOBEK v2.06.000.37 and v2.32.000.01.

2.5 Conclusions regarding the vdKnaap (2000) formula

The conclusion can be made that the vdKnaap (2000) formula is still working correctly in Sobek v2.32.000.01. This both counts for sand and clay dikes.

3. Test results of the Verheij-vdKnaap (2002) formula

3.1 General

For a detailed description of the Verheij-vdKnaap(2002) Dam break development formula, reference is made to Appendix A in the Test plan (november 2002). The main difference with the vdKnaap(2000) formula is the fact that the development of a dambreak is not defined prior to a computation, but that the development of the dambreak depends on the actual hydraulic conditions in front and behind the dambreak location.

The same model is used as by the vdKnaap (2000) tests.

3.2 Integration of the Verheij-vdKnaap (2002) formula

To check whether Sobek calculates the breach width correctly, first the Verheij-vdKnaap (2002) formula is integrated in order to calculate the breach width at every point-in-time.

For $B(t)$ larger than the initial width B_0 , hence for t larger than t_0 the Verheij-vdKnaap(2000) formula reads:

$$B(t_{i+1}) = B(t_i) + \frac{\partial B}{\partial t} \Delta t$$

$$\text{and: } \left(\frac{\partial B}{\partial t}\right)_{t_i} = \frac{f_1 f_2 \{g(h_{up} - h_{down})\}^{1.5}}{\ln 10 u_c^2} \frac{1}{1 + \frac{f_2 g}{u_c} (t_i - t_0)}$$

with:

B_0 : initial width of the breach,

$B(t)$: width of the breach at point-in-time t ,

t_{start} : point-in-time at which the breach starts to develop,

$t_0 = t_{\text{start}} + T_0$: the point-in-time when the maximum breach-depth (z_{min}) is reached,

T_0 : time period over which the breach having a constant initial width (B_0) is lowered from its initial crestlevel ($z_{\text{crestlevel}}$) to its final crestlevel (z_{min})

Conditions: $h_{\text{down}} \geq z_{\text{min}}$ else $h_{\text{down}} = z_{\text{min}}$ with z_{min} the minimal crest level, and
 $B(t_i) \geq B(t_{i-1})$ else $B(t_i) = B(t_{i-1})$

De breach width on point-in-time (t) can be determined by calculating the integral of the gradient:

$$B(t) = B_0 + \int_{t_0}^t \frac{\partial B}{\partial t} dt$$

Suppose:

$$c_1 = \frac{f_1 f_2 \{g(h_{\text{up}} - h_{\text{do}})\}^{1.5}}{\ln 10 u_c^2}$$

$$c_2 = \frac{f_2 g}{u_c}$$

$$c_3 = 1 - c_2 t_0$$

Then:

$$\frac{\partial B(t)}{\partial t} = \frac{c_1}{c_3 + c_2 t}$$

Suppose:

$$y = c_3 + c_2 t$$

the integral becomes:

$$\int_{t_0}^t \frac{\partial B(t)}{\partial t} = c_1 \int_{t_0}^t \frac{1}{y} dt$$

Also:

$$\frac{dy}{dt} = c_2$$

The integral can now be rewritten in the following (well-known) form:

$$c_1 \int_{t_0}^t \frac{1}{y} = \frac{c_1}{c_2} \int_{t_0}^t y^{-1} dy$$

The breach width can now be calculated as follows:

$$B(t) = B_0 + \frac{f_1 g^{1/2} (h_{up} - h_{down})^{1.5}}{\ln 10 u_c} \ln \left(1 + \frac{f_2 g}{u_c} (t - t_0) \right)$$

⇒ A remark has to be made about the parameters h_{up} and h_{down} . These parameters are generally not constant in time.

3.3 Test results of the Verheij-vdKnaap (2002) formula

3.3.1 Output parameters

The following output should be provided by Sobek v2.32.000.01 both under “Results in Maps” and under “Results in Charts”, viz.:

- the averaged flow velocity above the weir $U(t)$
- discharge $[Q(t)]$,
- cross-sectional area above the weir $[A(t)]$,
- the actual crestlevel $[z(t)]$,
- water-head over the weir $[\text{deltah}(t)]$, and
- upstream- and downstream water levels $[h_{upstream}(t)$ and $h_{downstream}(t)]$.

The parameter ‘actual width of the weir $[B(t)]$ ’ is not (standard) provided by Sobek v2.32.000.01. For this purpose ARS 10553 was made. Since there is a workaround (adding one line in a *.ini file), this ARS is not a high one. ARS 10782 will be fixed in SOBEK O&O v2.06.000.39a (see also section 1.4).

3.3.2 Breach development

The calculated breach development by the Sobek model v2.32.000.01 is compared with a hand-made calculation based on the formula described in section 3.2 taking into account the development of the breach over the time period T_o as well.

In SOBEK the development of the breach was computed using the Verhey-vdKnaap (2002) formula having following parameters, viz:

- f_1 = 1.3
- f_2 = 0.04
- B_0 = 10 m
- t_{begin} = 01/01/2002 00:00:00 h
- t_{start} = 01/01/2002 01:00:00 h
- t_0 = 01/01/2002 02:00:00 h
- T_o = 1 hour
- t_{eind} = 02/01/2002 00:00:00 h
- Z_{min} = 1 m above ref. level
- $h_{up \text{ initial}}$ = 4 m above ref. level
- $h_{down \text{ initial}}$ = 3 m above ref. level
- $Z_{crestlevel}$ = 4 m above ref. level

- $u_c = 0.2 \text{ m/s}$

Figure 3 shows the calculated breach development by the Sobek model v2.32.000.01. The calculation of the vertical breach growth starts at 01:00 h and ends at 02:00 h. The horizontal breach growth starts at 02:00 h. and ends at 00:00 h, the next day. Figure 4 shows the water levels upstream and downstream of the dambreak.

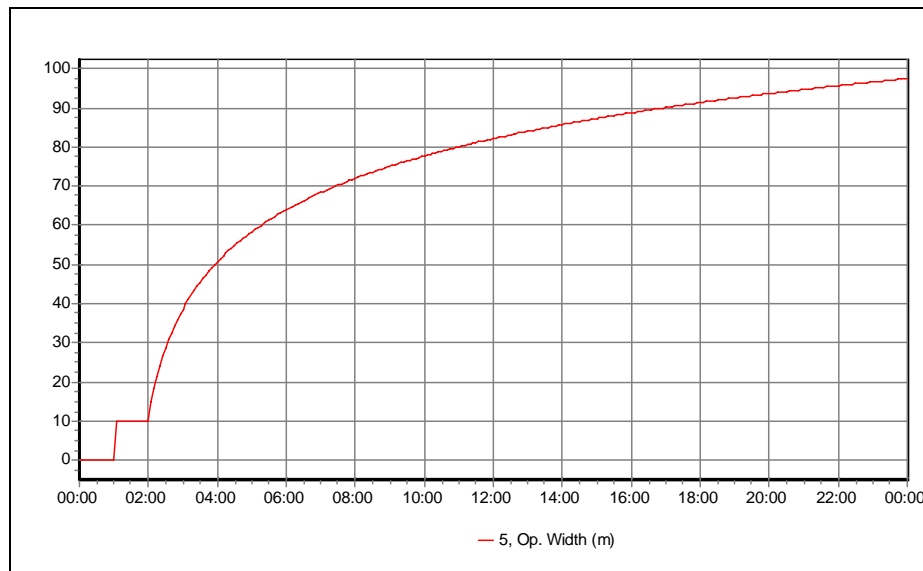


Figure 3 Calculated breach width by Sobek v2.32.000.01 using the Verheij-vdKnaap(2002) formula having parameters as given in section 3.3.2.

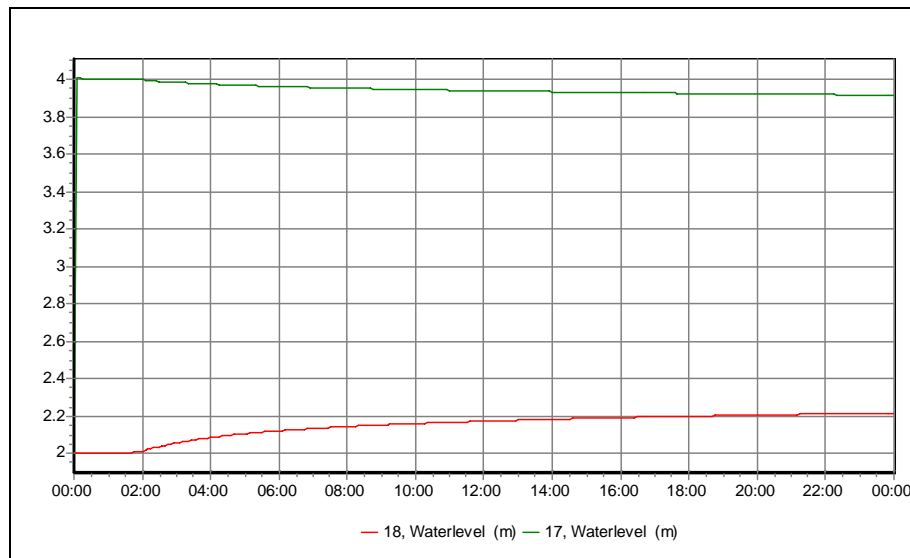


Figure 4 Upstream and downstream water level computed by SOBEK v2.32.000.01 using the Verheij-vdKnaap(2002) formula having parameters as given in section 3.3.2.

To calculate the final width of the breach by hand, one needs the upstream and downstream water levels. As said before, generally these water levels are not constant as shown in Figure 4. The average upstream and downstream water levels, which are used to calculate the breach width by hand, are approximately 3.96 m and 2.10 m above ref. level.

Taking these water levels and the other parameters and filling in the integrated Verhey-vdKnaap (2002) formula (i.e. Eq 2.1), one gets a breach width of 95 m. after 24 hours. This is nearly equal to the Sobek calculated breach width of 97 m.

So, the conclusion can be made that the Verhey-vdKnaap (2002) formula is correctly implemented in the Sobek version 2.32.000.01

3.3.3 Discharges through the 1D Flow-Dam break

Figure 5 shows the discharges through the 1D Flow- Dam break as calculated by SOBEK v2.32.000.01.

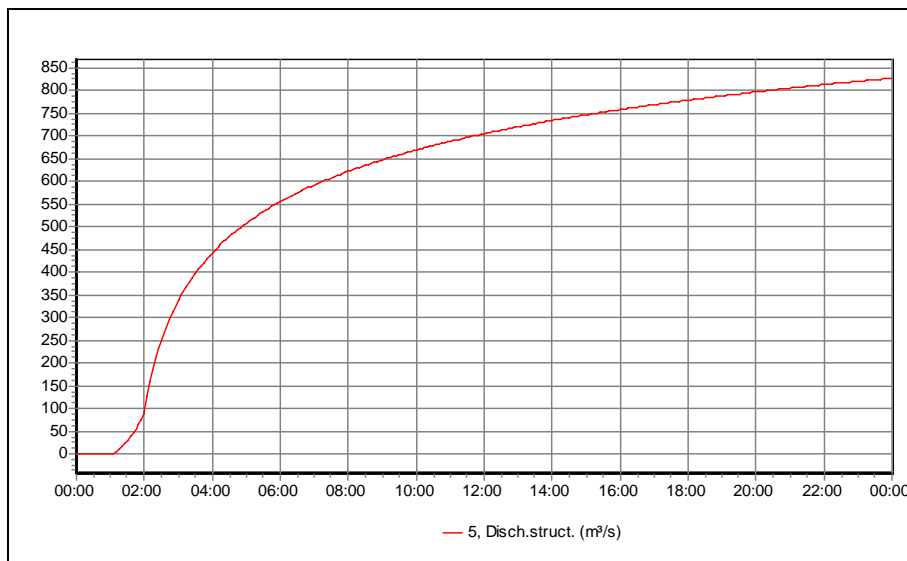


Figure 5 Calculated discharge through the 1D Flow- Dam break by SOBEK v2.32.000.01

The entire breach development process was governed by free flow conditons. Hence for checking whether Sobek has calculated the discharge correctly, the computed results can be compared with the results using the following free-flow weir-formula:

$$Q(t) = 1.71 B h(t)^{3/2}$$

with h the difference between the upstream water level and the crest level.

Table 1 shows the discharges calculated by Sobek and with the weir formula:

point-in-time dd/mm/yy hh:mm	width B [m]	hupstream [m above ref. level]	Q formula [m3/s]	Q Sobek [m3/s]
1-1-02 2:00	10	3.99	88	87
1-1-02 6:00	64	3.96	557	556
1-1-02 16:00	89	3.93	763	759
1-1-02 20:00	94	3.92	802	798
1-2-02 0:00	97	3.92	828	828

Table 1 Comparison discharges

The table shows that Sobek calculates the discharges through the 1D Flow- dam break correctly.

3.3.4 Varying the input parameters

Table 2 shows the input parameters, which are varied to check of Sobek handles this correctly.

Test table	f_1	f_2	u_c	t_{start}
T1 (C11)	1.3	0.04	0.2 m/s	01:00 h
T2 (C12)	2.6	0.04	0.2 m/s	01:00 h
T3 (C13)	2.6	0.08	0.2 m/s	01:00 h
T4 (C14)	1.3	0.04	0.4 m/s	01:00 h
T5 (C15)	1.3	0.04	0.2 m/s	12:00 h

Table 2 Varied input parameters

Figure 6 displays the breach width calculated by Sobek with the different input parameters. Factor f_1 has the highest influence, which was also expected from the Verhey-vdKnaap (2002) formula. The breach width behaves also logical in case of a higher velocity u_c . This velocity represents the critical shear stress of the dike material. A value of 0.2 m/s represents sand, a value of 0.4 m/s represents clay, which grows much slower.

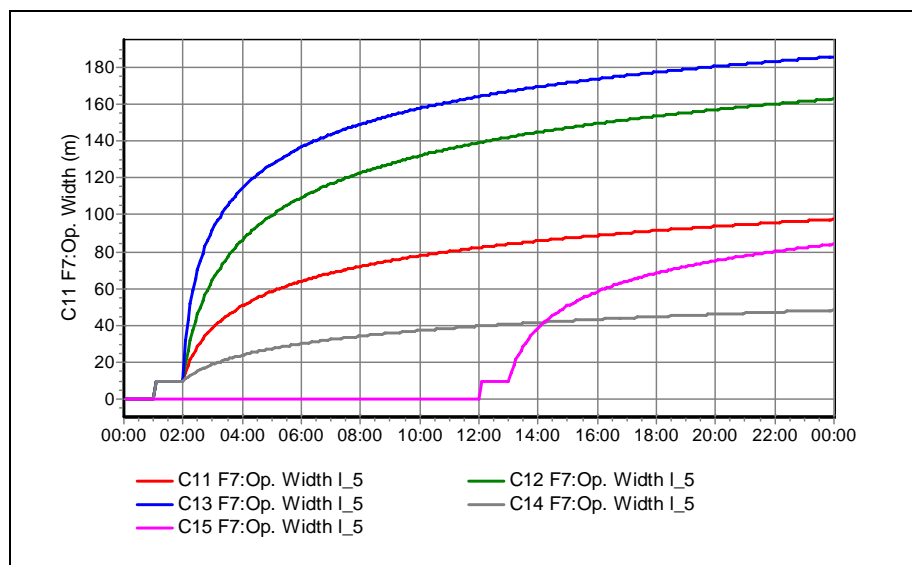


Figure 6 Calculated breach width with varied parameters

Test case T5 – with a t_{start} of 12:00 h - gives a final breach width of approximately 85 m. The difference between the t_{start} in case T1 and T5 is eleven hour. The breach width of case T1 eleven hours after t_{start} must be the same as the breach width of case T5 at the end of the computation, which is correctly calculated by Sobek.

From the results of this tests the conclusion can be made that calculated results of the breach width with Sobek v2.32.000.01 are in line with the Verhey-vdKnaap formula in case of varying the input parameters.

3.4 Conclusions regarding the Verheij-vdKnaap (2002) formula

The following conclusions can be presented regarding the Verhey-vdKnaap (2002) formula:

- The formula is correctly implemented in the Sobek version 2.32.000.01.
- Sobek calculates the discharges through the 1D Flow- dam break correctly.
- Results of tests of the breach width are in line with the Verhey-vdKnaap formula in case of varying the input parameters.

4 Conclusions

The final test conclusions are:

- The vdKnaap (2000) formula is still working correctly in Sobek v2.32.000.01 for sand and clay dikes.
- The new Verheij-vdKnaap (2002) formula is correctly implemented and gives correct results.



WL | Delft Hydraulics

**Rotterdamseweg 185
postbus 177
2600 MH Delft
telefoon 015 285 85 85
telefax 015 285 85 82
e-mail info@wldelft.nl
internet www.wldelft.nl**

**Rotterdamseweg 185
p.o. box 177
2600 MH Delft
The Netherlands
telephone +31 15 285 85 85
telefax +31 15 285 85 82
e-mail info@wldelft.nl
internet www.wldelft.nl**

