

Opdrachtgever:
Dienst Weg- en Waterbouwkunde namens
Werkgroep C van de Technische Adviescommissie
voor de Waterkeringen

Bresgroei

Deel I: Mathematisch model

Band A: Opzet en eerste resultaten

Verslag onderzoek

Juni 1996

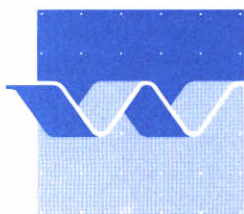


Bresgroei

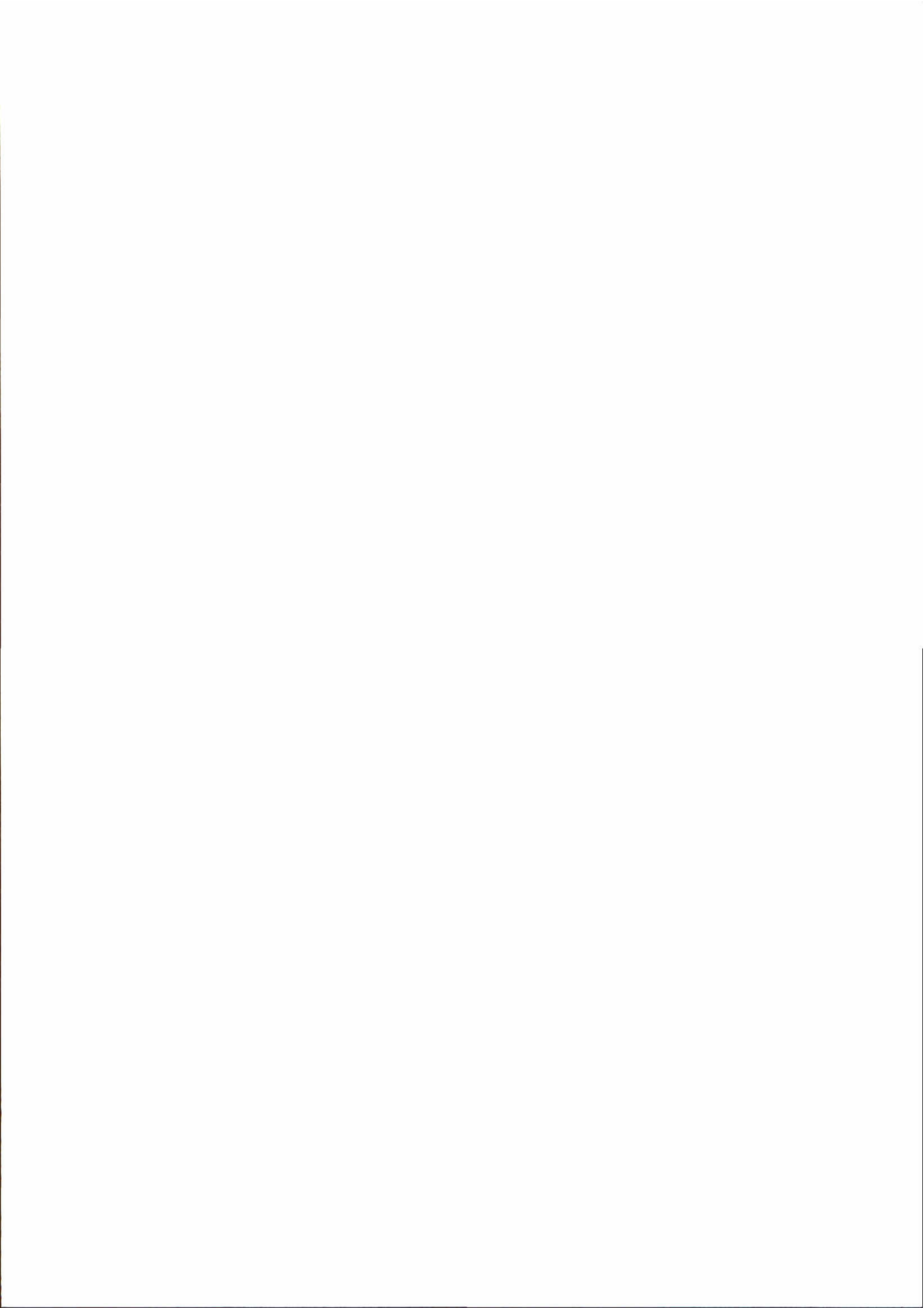
Deel I: Mathematisch model

Band A: Opzet en eerste resultaten

H.J. Steetzel



waterloopkundig laboratorium | WL



1. Rapport nr. H1242 - Deel IA	2. Serie nr. TAW-C	3. Ontvanger catalogus nummer	
4. Titel en sub-titel Bresgroei Deel I : Mathematisch model Band A: Opzet en eerste resultaten		5. Datum rapport juni 1996	
		6. Kode uitvoerende organisatie H1242	
7. Schrijvers		8. Nr. rapport uitvoerende organisatie H1242 - Deel I - Band A	
9. Naam en adres opdrachtnemer		10. Projektnaam TAW C-DIMCRIT	
		11. Kontraknummer DWW-762	
12. Naam en adres opdrachtgever Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde Postbus 5044, 2600 GA Delft		13. Type rapport Deelrapport uit serie	
		14. Kode andere opdrachtgever	
15. Opmerkingen WL projectleider : H.J. Steetzel DWW projectleider: A.W. Kraak/A.P. de Looff			
16. Referaat Dit rapport gaat in de opzet en eerste resultaten van een mathematisch model voor bresgroei.			
17. Trefwoorden Bresgroei, mathematisch model		18. Distributie systeem	
19. Classificatie Vrij toegankelijk	20. Classificatie deze pagina	21. Aantal blz.	22. Prijs

Inhoud

Lijst van figuren

	blz.
1 Inleiding	1
1.1 Achtergrond en doel	1
1.2 Aanpak	1
1.3 Opdracht	1
1.4 Overzicht rapportage/onderzoek	2
1.5 Opzet voorliggende rapport	2
2 Opzet rekenmodel	5
2.1 Inleiding	5
2.2 Definities en uitgangspunten	5
2.3 Schematische opzet	6
2.4 Invoer (pre-processor)	6
2.4.1 Inleiding	6
2.4.2 Overzicht basis-array's	7
2.4.3 Randvoorwaarden buitengebied	8
2.4.4 Dwarsprofiel	8
2.4.5 Randvoorwaarden binnengebied	8
2.4.6 Rekenproces	9
2.4.7 Aanvullende constanten	9
2.4.8 Bewerking van een datafile	10
2.5 Rekenprogramma (processor)	10
2.5.1 Inleiding	10
2.5.2 Gevolgde procedure	10
2.5.3 Afhandeling hydraulische randvoorwaarden	11
2.5.4 Berekening waterbeweging	13
2.5.5 Berekening breedtegroeisnelheid	15
2.5.6 Berekening sedimenttransport t.b.v. de dieptegroei	15
2.5.7 Berekening bodemveranderingssnelheid	16
2.5.8 Vaststelling rekentijdstap	16
2.5.9 Berekening nieuwe bodemligging en bresbreedte	18
2.6 Uitvoer (post-processor)	18
2.6.1 Algemeen	18
2.6.2 Plaats-array's	19
2.6.3 Tijds-array's	19
2.6.4 Bewerking van een resultaten-file	20
2.7 Overzicht files	20
3 Modelling waterbeweging	21
3.1 Inleiding	21
3.2 Uitgangspunten en aannamen	21

Inhoud (vervolg)

	blz.	
3.3	Gebruikte vergelijkingen	21
3.3.1	Bewegingsvergelijking	21
3.3.2	Continuïteitsvergelijking	22
3.3.3	Combinatie van vergelijkingen	22
3.3.4	Evenwichtsdiepte	23
3.3.5	Grensdiepte	23
3.3.6	Basis-vergelijking	24
3.4	Ruwheidsmodellering	25
3.5	Oplosprocedure	26
3.5.1	Uitgangspunten	26
3.5.2	Basisprocedure	26
3.5.3	Algemene numerieke oplossing	27
3.6	Waterdiepteverloop in aanstroomsectie	27
3.6.1	Uitgangspunten	27
3.6.2	Numerieke integratie procedure	28
3.6.3	Voorbeeld	28
3.7	Bepaling van het kruindebiet	29
3.7.1	Inleiding	29
3.7.2	Uitgangspunten	29
3.7.3	Iteratieprocedure	30
3.7.4	Gevoeligheidsanalyse	31
3.7.5	Invloed ruwheid	31
3.7.6	Invloed kruinlengte	31
3.7.7	Invloed helling voorland	31
3.7.8	Invloed kruinniveau	31
3.7.9	Conclusies	32
3.8	Waterdiepteverloop in de afstroomsectie	32
3.8.1	Inleiding	32
3.8.2	Uitgangspunten	32
3.8.3	Numeriek integratieprocedure	33
3.8.4	Voorbeeld	33
3.8.5	Aanpassingslengte	34
3.8.6	Versnellingsfactor	34
3.9	Validatie	34
3.9.1	Inleiding	34
3.9.2	Voorbeeld	35
3.9.3	Verificatie kruindebiet	35
4	Modellering erosiemechanisme	37
4.1	Algemeen	37
4.2	Dieptegroei	37
4.2.1	Inleiding	37
4.2.2	Mogelijke transportformuleringen	37
4.2.3	Gebruikte formulering	38

Inhoud (vervolg)

	blz.
4.2.4 Eigenschappen transportrelatie	39
4.2.5 Conclusies	40
4.3 Breedtegroei	41
4.3.1 Inleiding	41
4.3.2 Gebruikte formulering	41
5 Resultaten profielontwikkeling	43
5.1 Inleiding	43
5.2 Aanpassingen	43
5.3 Testgeval	43
5.4 Basisgeval	44
5.5 Vergelijking met metingen	44
5.6 Conclusies	44
6 Resultaten breedte-ontwikkeling	45
6.1 Inleiding	45
6.2 Basisgeval	45
6.3 Invloed dwarsprofiel	45
6.4 Invloed buitenwaterstand	45
6.5 Vergelijking met metingen	46
6.6 Conclusies	46
7 Conclusies en aanbevelingen	47
7.1 Conclusies	47
7.1.1 Inleiding	47
7.1.2 Waterbeweging	47
7.1.3 Profielontwikkeling	47
7.1.4 Breedteontwikkeling	47
7.2 Aanbevelingen	48
7.2.1 Inleiding	48
7.2.2 Waterbeweging	48
7.2.3 Profielontwikkeling	48
7.2.4 Breedteontwikkeling	48

Literatuur

Figuren

Appendix: BREACH.doc-file

Lijst van figuren

- 2.2.1 Assenstelsel en definities ter plaatse van bres
- 2.6.1 Voorbeeld momentane plaatsfuncties; basisgeval (indicatief)

- 3.4.1 Relatie relatieve ruwheid k/d vs. Chézy-waarde
- 3.6.1 Definities waterdiepteverloop in aanstroomsectie
- 3.7.1 Relatie waterstand kruinrand vs. buitenwaterstand; iteratieprocedure
- 3.7.2 Relatie kruindebiet vs. overhoogte; relatief effect wrijvingsverlies
- 3.7.3 Overzicht en detail basisprofiel
- 3.7.4 Effect k -waarde op kruindebiet; basisgeval (versch. kruinlengten)
- 3.7.5 Effect kruinlengte op kruindebiet; basisgeval
- 3.7.6 Effect voorland op kruindebiet; basisgeval (kruinlengte nul)
- 3.7.7 Effect kruinniveau op kruindebiet; basisgeval (versch. hellingen)
- 3.8.1 Definities waterdiepteverloop in afstroomsectie
- 3.8.2 Verhouding evenwichts-/grensdiepte
- 3.9.1 Voorbeeld stroming over \cos^2 -vormige kruin
- 3.9.2 Vergelijking gemeten en berekend grootte van debiet

- 5.3.1 Ontwikkeling dwarsprofiel; \cos^2 -vormige kruin
- 5.4.1 Ontwikkeling dwarsprofiel; Basisgeval, overzicht
- 5.4.2 Ontwikkeling dwarsprofiel; Basisgeval, detail
- 5.4.3 Momentane dwarsprofielen; Basisgeval
- 5.5.1 Vergelijking metingen berekeningen; test T5A

- 6.2.1 Ontwikkeling bresbreedte; basisgeval
- 6.3.1 Ontwikkeling bresbreedte; afwijkend dwarsprofiel
- 6.4.1 Ontwikkeling bresbreedte; variërende waterstand
- 6.5.1 Vergelijking metingen berekeningen

1 Inleiding

1.1 Achtergrond en doel

Op termijn zal de veiligheid van waterkeringen moeten worden getoetst aan een maatschappelijk aanvaardbare risiconorm met betrekking tot de (gedeeltelijke) inundatie van het gebied binnen een dijkkringgebied. Hiervoor dient een relatie te worden gelegd tussen het dwarsprofiel van de waterkering en de schadeverwachting. De schade is hierbij gekoppeld aan de mate van inundatie waarbij de laatste in sterke mate wordt bepaald door de groei van het stroomgat.

Het voorliggende onderzoek dient om de kennis omtrent deze stroomgatontwikkeling te vergroten om uiteindelijk, voor een gegeven bedreiging en waterkering, een methode voor de berekening van de ontwikkeling van dit inundatie-debiet te kunnen vaststellen.

1.2 Aanpak

De nagestreefde methode voor de vaststelling van inundatie en schadeverwachting zal bestaan uit een theoretisch model voor bresgroei en inundatie. Bresgroei (en inundatie) is een uitermate complex 3-dimensionaal proces. In eerste instantie is dan ook de situatie met een volledige overstroming van een zandlichaam nader beschouwd. Dit is gebeurd aan de hand van de ontwikkeling van een mathematisch model, ondersteund door de uitvoering van een fysisch modelonderzoek in de Scheldegoot van het Waterloopkundig Laboratorium. Dit modelonderzoek had hierbij tot doel het inzicht in het erosieproces en het sedimenttransport dat optreedt tijdens de overstroming van een waterkering te vergroten. Analyse van de modelresultaten vormde de basis voor de ontwikkeling van het hier beschreven mathematische model. De volgende stap in het studietraject was het nader onderzoeken van de gecombineerde breedte- en dieptegroei van een initiële bres. Hiertoe werden proeven uitgevoerd in de Scheldebak van het Waterloopkundig Laboratorium. De op basis van de analyse van de resultaten van dit onderzoek geformuleerde beschrijving van het breedtegroei proces werd ook in het mathematische model ondergebracht.

Het hier beschreven model, BREACH-0.50 van november 1995, kan gezien worden als een eerste versie van de nagestreefde methode.

1.3 Opdracht

Op verzoek van Werkgroep C (Zandige Kusten) van de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW-C) heeft het Waterloopkundig Laboratorium een offerte uitgebracht met kenmerk HK5682/H1242/HJS/MA, dd. 5 juli 1991, welke zowel de eerste aanzet tot de ontwikkeling van een mathematisch model (deelproject I) als het ondersteunende fysische onderzoek (deelproject deel II) omvatte. Middels brief WB/BXF-913609, d.d. 16 augustus 1991, werd (onder verplichtingnummer 3.1.0252) opdracht verleend voor de uitvoering van dit onderzoek. In aanvulling hierop werd verder een offerte uitgebracht met kenmerk HK5867/H1242/HJS/GD, dd. 16 augustus 1993, inzake een nadere uitwerking en analyse van de uit de modeltesten verkregen resultaten, waartoe middels brief WB-934483, dd. 12 oktober 1993, (onder verplichtingnummer 3100/15763) eveneens opdracht werd verleend. In

aansluiting hierop werd via een tweetal wijzigingsovereenkomsten, te weten DWW-762A onder kenmerk WB-942141 d.d. 21 april 1994 en DWW-762B onder kenmerk A/CX-951433 d.d. 28 maart 1995, de einddatum van het project opgeschoven.

Het voorliggende rapport (deel I-A) beschrijft de opzet en eerste resultaten van het mathematische model.

Vanuit werkgroep C werd het onderzoek begeleid door de BegeleidingsGroep BresGroei (BG)², waarin zitting hadden: Ir. W.Th.J.N.P. Bakker (RIKZ/TUD), dr.ir. J. van de Graaff (TUD), ir. A.W. Kraak (DWW) en ir. P.J. Visser (TUD). Tussenresultaten van dit rapport zijn in verschillende fasen van de studie in (BG)² aan de orde geweest.

Het onderzoek stond onder leiding van dr.ir. H.J. Steetzel, die tevens verantwoordelijk is voor de ontwikkeling van het rekenmodel, alsmede voor deze verslaggeving. Bij de analyse van de Scheldegootproeven werd deze bijgestaan door ir. G.M. Smith.

1.4 Overzicht rapportage/onderzoek

Omwille van de overzichtelijkheid is hier een overzicht gegeven van het uitgevoerde bresgroei-onderzoek, alsmede van de daarmee samenhangende rapportage.

Alle bresgroei-onderzoek is samengebracht in (WL-)project H1242. Onder dit projectnummer zijn een aantal deelprojecten te onderscheiden (vooralnog deel I t/m IV). Verder is de rapportage per deelproject soms ondergebracht in twee banden. Band A vormt daarbij het hoofdrapport, terwijl in band B een nadere uitwerking is gegeven van een bepaald aspect van het onderzoek.

- Deel I Mathematisch model ('BREACH-0')
 - band A Opzet en eerste resultaten (dit rapport);
 - band B Overzicht transportformuleringen.
- Deel II 2DV-ontwikkeling initiële bres
 - band A Verslag modelonderzoek Scheldegoot;
 - band B Analytisch model.
- Deel III 2DH/3D-ontwikkeling initiële bres
 - Verslag modelonderzoek Scheldebak;
- Deel IV Pragmatische modellering breedtegroei

- Deel V Verbetering mathematisch model ('BREACH-1')

In de delen I-B en II-B zijn de bijdragen van de Technische Universiteit Delft gebundeld en is ir. P.J. Visser (TUD) de (eerste) auteur.

De nadere invulling van het als Deel V aangegeven vervolg zal nog moeten plaatsvinden. Deze onderzoeksfase omvat in ieder geval het 'doorrekenen' van de Zwinproeven.

1.5 Opzet voorliggende rapport

In *Hoofdstuk 2* is de opzet van het rekenmodel besproken. De belangrijkste elementen van dit rekenprogramma zijn de modellering/berekening van de procesaansturende waterbeweging en de formulering van het erosiemechanisme.

In *Hoofdstuk 3* wordt de wijze waarop de waterbeweging door de bres is gemodelleerd in detail omschreven. Bij het in *Hoofdstuk 4* omschreven erosiemechanisme wordt onderscheid gemaakt tussen de verticale erosie van de bres en de zijdelingse verbreding ervan.

In de volgende hoofdstukken wordt ingegaan op de eerste berekeningsresultaten van het BREACH-model. *Hoofdstuk 5* gaat in op de dieptegroei en de ontwikkeling van het dwarsprofiel ter plaatse van de bres, terwijl in *Hoofdstuk 6* de ontwikkeling in de breedte aan de orde komt.

Tot slot worden in *Hoofdstuk 7* de voornaamste conclusies van dit onderzoek nog eens samengevat en aanbevelingen gegeven voor het vervolg.

Voor een beschrijving van het genoemde modelonderzoeken kan worden verwezen naar respectievelijk deel II (Scheldegoot/dieptegroei) en deel III (Scheldebak/breedtegroei) van deze rapportage.

2 Opzet rekenmodel

2.1 Inleiding

Het hier gepresenteerde rekenmodel is operationeel in de vorm van een onderzoeksversie van een (engelstalig) menu-gestuurd PC-model (in FORTRAN-code). Het programma zelf is modulair opgebouwd, opdat nieuwe inzichten en formuleringen op een eenvoudige wijze kunnen worden geïmplementeerd.

Na het geven van de gehanteerde definities en algemene uitgangspunten wordt in Paragraaf 2.3 nader ingegaan op de hoofdonderdelen van het rekenmodel.

In de daarop volgende paragrafen komen achtereenvolgens de benodigde invoer, de gevolgde werkwijze in het eigenlijke rekendeel en de uitvoer van het programma aan de orde (Paragraaf 2.4 t/m 2.6).

In Paragraaf 2.7 is ten slotte een overzicht gegeven van de programma-files.

2.2 Definities en uitgangspunten

Voor het gehanteerde assenstelsel is aangenomen dat de Z -as positief omhoog is, waarbij alle gebruikte niveaus zijn gegeven ten opzichte van een willekeurig, horizontaal referentievlak (bijv. bodem van een faciliteit of N.A.P.).

Voor de horizontale X -as geldt dat er van buiten naar binnen sprake is van toenemende x -waarden. De Y -as loopt parallel aan de kruin van de, in langsrichting vooralsnog onveranderlijk veronderstelde (dus met gelijkblijvende geometrie), waterkering.

De verschillende parameters voor de waterstand H , het (water)oppervlak A , het (water)volume V en het externe debiet Q zijn voorzien van een subscript 0 of 1 , al naar gelang het de buitenrand dan wel de binnenrand betreft.

Een overzicht van het gebruikte assenstelsel en definities is gegeven in Figuur 2.1.

Voor wat betreft de overstroming van de kruin is voorlopig uitgegaan van alleen de vrije overstroming als gevolg van een positief verschil tussen (buiten-)waterstand en kruinniveau. Effecten van golfoverslag zijn derhalve niet meegenomen.

De mogelijke groei van de bres in breedterichting was in de eerste versie van het programma (ten tijde van het Scheldegootonderzoek) nog niet gemodelleerd. Ook het hier beschreven model is in principe een zuiver 2DV-model, waarbij de bresbreedte B dus elke willekeurige waarde kan hebben. Naderhand is de tijdsontwikkeling van de bresbreedte in het model ingebracht via de formulering van een speciale breedtegroeimodule, waarin de toename van de bresbreedte is gekoppeld aan karakteristieken van het dwarsprofiel en de waterbeweging in de bres.

In het voorliggende model, BREACH-0.5 van nov. 1995, moet dan ook naast de doorsnede van de waterkering, de initiële geometrie van de bres (breedte B_0 en lokaal dwarsprofiel) worden gespecificeerd.

2.3 Schematische opzet

Het PC-programma (met de niet echt originele naam BREACH.exe) bestaat uit drie verschillende hoofdonderdelen, te weten:

- het invoerprogramma (pre-processor);
- het eigenlijke rekenprogramma (processor);
- het nabewerkingsprogramma (post-processor).

Het *invoerprogramma* genereert een datafile (NAAM.dat) waarin de voor het rekenprogramma benodigde gegevens zijn samengebracht (zie volgende paragraaf).

Het *rekenprogramma* berekent, op basis van de in een datafile opgenomen gegevens, de tijdsontwikkeling van het dwarsprofiel van de waterkering en het daarmee gepaard gaande debiet door de bres. De resultaten van de berekening worden, volgens de in de datafile gegeven specificaties, weggeschreven in een ASCII-resultatenfile (NAAM.mat).

Het *nabewerkingsprogramma* biedt in principe de mogelijkheid om de inhoud van deze ASCII-resultatenfile nader te inspecteren.

Zowel de invoer- als de uitvoerfiles bevinden zich standaard op een onder de programmadirectory bevindende werkdirectory BREACH/DATA.

Een nadere uitwerking van deze programma-modulen is gegeven in de volgende drie paragrafen.

2.4 Invoer (pre-processor)

2.4.1 Inleiding

De benodigde invoer voor het rekenprogramma is (per rekengeval) samengebracht in een datafile (NAAM.dat). Deze file bevat een aantal zogenaamde basis-array's.

De bewerking van elk van deze array's kan plaats vinden door gebruik te maken van het invoerprogramma (zie Paragraaf 2.4.8 voor meer details).

2.4.2 Overzicht basis-array's

Een overzicht van de basis-array's in de datafile en de bijbehorende array-code is gegeven in Tabel 2.1.

array-code	omschrijving inhoud array
H0	Buitenwaterstand H_0 a.f.v. t
A0	Buitenoppervlak A_0 a.f.v. z (of H_0)
Q0	Aanvullend debiet Q_0 a.f.v. t
HX	Niveau van damprofiel H a.f.v. x
ZX	Niveau van profiel in de bres Z a.f.v. x
RX	Niveau vaste(re) laag R a.f.v. x
H1	Binnenwaterstand H_1 a.f.v. t ^{*)}
A1	Binnenoppervlak A_1 a.f.v. z (of H_1)
Q1	Aanvullend debiet Q_1 a.f.v. t
XX	Rekenrooster in x -richting
TC	Rekentijd
CST	Constanten (diversen)

^{*)} in de huidige programma-versie niet aanwezig als invoerparameter.

Tabel 2.1 Overzicht basis- en constanten-array's in een datafile

De in de tabel gegeven basis-array's zijn onderverdeeld in een aantal groepen. Deze hebben respectievelijk betrekking op:

- de randvoorwaarden voor het buitengebied array H0, A0 en Q0;
- het dwarsprofiel array HX, ZX en RX;
- de randvoorwaarden voor het binnengebied array H1, A1 en Q1;
- het rekenproces array XX en TC;
- diverse constanten array CST.

De laatstgenoemde basis-array bevat een blok met verschillende materiaal- en rekenconstanten. Elk van de andere array's bestaat uit respectievelijk:

- een toelichtende tekst voorafgegaan door een *-teken (optioneel);
- een vaste array-code (zie tabel; maximaal 4 karakters);
- het aantal elementen van de array (n groter of gelijk aan 0);
- de array zelf (n (X)- of n (X-Y)-combinaties).

De onderlinge volgorde van deze array's in de datafile is niet van belang.

De verschillende array-groepen komen in de volgende vijf paragrafen nader aan de orde.

2.4.3 Randvoorwaarden buitengebied

De buitenwaterstand $H_0(t)$ (gegeven ten opzichte van het referentieniveau) kan een voorgeschreven tijdsfunctie zijn. Hierbij is zowel een constante waarde als een tijdsvariatie mogelijk. Als relevante voorbeelden zijn hiervoor te noemen de constante waterstand in een zeer groot meer en de variërende waterstand tijdens een stormvloed aan zee.

Omdat de hoeveelheid buitenwater, juist als gevolg van de doorbraak van een waterkering en het daarbij optredende bresdebiet, in principe afneemt, zal als gevolg hiervan ook de buitenwaterstand afnemen. De grootte van deze afname is gerelateerd aan het oppervlakte van het buitenwater (kombergingsoppervlak). De tweede array (A0) legt dit kombergingsoppervlak van het buitenwater $A_0(z)$ vast als functie van het (buiten)waterstands niveau H_0 . Op deze wijze kan een verandering in het (buiten)volume worden vertaald in een verandering van het (buiten)waterniveau.

Met behulp van een aanvullend extern debiet $Q_0(t)$ (op te geven als voorgeschreven tijdsfunctie) kan de hoeveelheid buitenwater $V_0(t)$ nog worden gestuurd. Een positieve waarde van dit debiet levert een toename van het watervolume.

De nadere afhandeling van deze randvoorwaarden is gegeven in Paragraaf 2.5.3.

2.4.4 Dwarsprofiel

Het normale dwarsprofiel van de waterkering wordt vastgelegd in de HX-array waarin het niveau/hoogte van het damprofiel H als functie van de positie x is gegeven. Ter plaatse van de initiële bres is het dwarsprofiel van de waterkering vastgelegd in de ZX-array waarin het niveau van het initiële bodemprofiel Z als functie van de positie x is gegeven. Dit profiel betreft de bovenkant van een in principe erodeerbare laag.

In de praktijk zijn beide profielen grotendeels aan elkaar gelijk, dit natuurlijk afgezien van de bovenkant die in het geval van de ZX-array een 'afgesnoten' versie is van de HX-array (zie ook Figuur 2.2.1).

Een aanvullende laag, gegeven in de RX-array, geeft het niveau R van een vaste(re) laag als functie van x . In eerste instantie is dit bedoeld als een niet-erodeerbare laag (bijvoorbeeld de bodem van een goot in een modelopstelling).

In een later stadium van de programmaontwikkeling kan hiermee ook een kleilaag worden geschematiseerd. Met betrekking tot het modelleren van het erosieproces van een kleilaag is momenteel echter nog weinig kennis aanwezig. Nader onderzoek in deze richting is derhalve nog gewenst.

2.4.5 Randvoorwaarden binnengebied

Ten opzichte van de buitenrandvoorwaarde gelden voor de binnen-randvoorwaarde vergelijkbare parameters.

In principe zal de tijdsvariatie van de binnenwaterstand $H_1(t)$ echter worden bepaald door de grootte van het bresdebiet en de oppervlakte en afstroommogelijkheden van het binnengebied (polder). In de huidige modellering is dit dan ook een afhankelijke parameter, welke per definitie geen deel uitmaakt van de programma-invoer.

De A1-array legt het kombergingsoppervlak van het binnengebied (polder) $A_1(z)$ vast als functie van het waterstandsniveau H_1 .

De toestroom van water door de bres (Q_{cr} positief) resulteert hierbij in een toename van de binnenwaterstand.

Ook hier kan met behulp van een aanvullend debiet $Q_1(t)$ (negatief resulteert in onttrekking van water) de hoeveelheid binnenwater en daarmee het niveau ervan nog worden gestuurd.

De nadere afhandeling van deze randvoorwaarden is gegeven in Paragraaf 2.5.3.

2.4.6 Rekenproces

Bij het rekenproces zijn zowel plaats- als tijdsrandvoorwaarden te onderkennen.

Met betrekking tot de *plaats* wordt het rekengebied (van de buiten- tot en met de binnenrand) geschematiseerd op een discreet rekenrooster door het hart van de bres.

Dit rooster (gegeven in de XX-array) bestaat uit een aantal n (eventueel onderling verschillende) plaatsstappen ΔX_i , beginnende bij de buitenrand op $X = X_0$ tot de binnenrand $X = X_n$.

Met betrekking tot de *tijd* waarover de berekening zich uitstrekt is zowel de starttijd $t = t_0$, als de eindtijd $t = t_n$ van belang. De TC-array omvat slechts een kolom met tijdstippen.

Voor het geval dat er slechts een tijdstip is gegeven wordt er slechts een initiële berekening gemaakt.

Bij een tijdsafhankelijke berekening kan, door naast twee (verplichte) array-elementen (begin- en eindtijd) ook nog tussenliggende tijdstippen op te geven, op deze tijdstippen aanvullende programmauitvoer worden gegenereerd (zie Paragraaf 2.6).

2.4.7 Aanvullende constanten

De zogenaamde CST-array bevat een aantal constanten, zoals daar zijn:

- breskarakteristieken
 - de initiële bresbreedte B_0 [m]
- bodemmateriaal
 - de korreldiameter D_{50} [m]
 - de valsnelheid w_s van het korrelmateriaal [m/s]
 - de porositeit p van het bodemmateriaal [-]
 - een ruwheidswaarde k (zie Paragraaf 3.4) [m]
- rekentijdstap (zie Paragraaf 2.5.7)
 - de maximale tijdstap Δt_{max} [uur]
 - de maximale bodemverandering per tijdstap ΔZ_{max} [m]
 - de maximale waterstandsverandering per tijdstap ΔH_{max} [m]
- bodemveranderingsschema t.b.v. dieptegroei (zie Paragraaf 2.5.8)
 - de numerieke diffusiefactor γ [-]
- erosie-proces gerelateerde constanten (zie Hoofdstuk 4)
 - een transport constante t.b.v. sedimenttransport/dieptegroei C_s [-]
 - een transport constante t.b.v. breedtegroei C_b [-]
 - een kritieke waarde van de snelheid t.b.v. de breedtegroei v_c [m/s]

Binnen deze array is zowel het aantal als de volgorde van deze constanten onveranderlijk. Voor de overige, niet genoemde parameters zijn vooralsnog standaardwaarden gebruikt, te weten: $g = 9,81 \text{ m}^2/\text{s}$, $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$ en $\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$.

2.4.8 Bewerking van een datafile

Voor manipulatie van de basis-array's binnen een datafile (bekijken, wijzigen, invoeren, uitvoeren), kan worden gebruik gemaakt van de menu-gestuurde pre-processor.

Voor het lezen en wegschrijven van de inhoud van een datafile is een tweetal universele subroutines in gebruik, te weten READDATA en SAVEDATA. Eerstgenoemde wordt ook gebruikt om de gegevens voor het rekenprogramma te laden.

Bewerking van een ASCII-datafile is ook buiten het programma om mogelijk, door met een willekeurige 'editor' wijzigingen in de basis-array's aan te brengen. De uiteindelijke volgorde van de array's is hierbij niet van belang.

2.5 Rekenprogramma (processor)

2.5.1 Inleiding

Het rekenprogramma is in principe eenvoudig van opzet. De gevolgde procedure en de belangrijkste onderdelen ervan zullen in de volgende paragrafen nader aan de orde komen. De gebruikte formuleringen voor belangrijkste programma-modulen, zijnde de waterbeweging en de bresontwikkeling, komen na de hier gegeven globale behandeling in de volgende twee hoofdstukken nog uitgebreider aan de orde.

2.5.2 Gevolgde procedure

Bij het berekenen van de tijdsafhankelijke ontwikkeling van zowel het dwarsprofiel in de bres van een waterkering als de ontwikkeling van de bres in de breedterichting wordt een vaste set van rekenonderdelen meerdere keren (aantal o.a. afhankelijk van de berekeningsduur $t_n - t_0$) doorlopen.

Achtereenvolgens komen hierbij, beginnende bij de initiële bodemligging in het hart van de bres op tijdstip $t = t_0$, aan de orde:

- vaststelling van de momentane (hydraulische) randvoorwaarden;
- berekening van de optredende waterbeweging over de verlaagde kruin door de bres;
- vaststelling van de karakteristieken van de waterbeweging t.b.v. de breedtegroei;
- berekening van de nieuwe bresbreedte uit de toename van de breedte;
- berekening van het sedimenttransport t.b.v. de verdieping van de bres;
- berekening van het bodemveranderingsnelheid en vaststelling van rekentijdstap;
- berekening van de nieuwe bresbreedte.

Nadat zowel de definitieve nieuwe bodemligging als de nieuwe bresbreedte is bepaald wordt de procedure herhaald totdat de gewenste eindtijd $t = t_n$ is bereikt.

De berekening van de optredende waterbeweging vormt de basis voor zowel de berekening van het hiermee samenhangende verloop van het sedimenttransport als de aansturing van de groei van de bres in breedte-richting. Een nadere toelichting op elk van deze onderdelen is gegeven in de Paragraaf 2.5.3 t/m 2.5.9.

2.5.3 Afhandeling hydraulische randvoorwaarden

Achtereenvolgens zal worden ingegaan op de optionele sturingsmechanismen voor de waterstanden, de hiermee samenhangende categorieën buitenrand-randvoorwaarden en de mogelijke modellering voor de binnenrand-randvoorwaarden.

Sturingsmechanisme waterstand

De hydraulische randvoorwaarde (waterstand) kan in principe op twee verschillende wijzen worden gestuurd, te weten:

- externe sturing: door een voorgeschreven waterstandsverloop;
- interne sturing: door een boekhouding van watervolumina.

Bij een *externe sturing* is de waterstandsregeling relatief simpel. De buitenwaterstand $H_o(t)$ kan hiermee actief worden beïnvloed. De binnenwaterstand $H_i(t)$ is in de huidige modellering een afhankelijke parameter en volgt altijd de tweede methode.

Bij een *interne sturing* (de tweede optie) wordt de waterstand (mede) bepaald door de ontwikkeling van het netto toegevoerde debiet.

De ontwikkeling van het buitenvolume $V_o(t)$ kan dan worden beschreven door:

$$V_o(t) = V_o(t_0) + \int_{t=t_0}^t [Q_o(t) - Q_{cr}(t)] dt \quad (2.5.1)$$

Voor het binnenvolume $V_i(t)$ geldt dezelfde relatie afgezien van het teken van het bresdebiet (positief bresdebiet levert immers een toename van het binnenvolume):

$$V_i(t) = V_i(t_0) + \int_{t=t_0}^t [Q_i(t) + Q_{cr}(t)] dt \quad (2.5.2)$$

Het momentane volume is gerelateerd aan de waterstand volgens:

$$V_o = \int_{z=-\infty}^{H_o} A_o(z) dz \quad (2.5.3)$$

en:

$$V_i = \int_{z=-\infty}^{H_i} A_i(z) dz \quad (2.5.4)$$

waarin $A_0(z)$ en $A_1(z)$ het kombergingsoppervlak als functie van het niveau z voor respectievelijk het buiten- en het binnenwater.

Op basis van de relatie $V_0 = F(H_0)$ kan nu ook de bijbehorende reciproque relatie $H_0 = F(V_0)$ worden bepaald. Hieruit kan dan voor een gewijzigd volume de bijbehorende nieuwe waterstand worden berekend.

Als beginconditie wordt voor de buitenrand de waterstand (op tijdstip $t=t_0$) uit de H0-array gebruikt als initiële waterstand: $H_0(t_0)$. Voor de binnenrand wordt het bodemniveau van de binnengebied aangehouden: $H_1(t_0) = Z_1$ met $A_1(Z_1) = 0 \text{ m}^2$, zodat $V_1(t_0) = 0 \text{ m}^3$.

Categorieën buitenrand-randvoorwaarden

Bij de buitenrandvoorwaarde kunnen de volgende situaties worden onderscheiden:

Het buitenwater betreft de *zee* of groot meer. Het oppervlak en daarmee de watervoorraad is in principe oneindig groot. De waterstand is derhalve onafhankelijk van het bresdebiet en alleen afhankelijk van astronomische en meteorologische invloeden.

Het buitenwater betreft een *meer* of kanaal. In dit geval is het oppervlak eindig en de watervoorraad dus beperkt, waarmee de waterstand dus wel afhangt van de grootte van het bresdebiet. Daarnaast kunnen er ook nog andere niet lokale invloeden zijn op de waterstand.

Voor het geval dat het buitenwater een *rivier* betreft is de watervoorraad in principe ook oneindig. De waterstand zal echter wel beïnvloed worden door het bresdebiet en kan bovendien, als gevolg van bijvoorbeeld een hoogwatergolf, ook nog in de tijd variëren.

In deze laatste twee gevallen kan de watervoorraad worden gestuurd met behulp van het externe debiet $Q_0(t)$.

Opmerking:

De exacte uitwerking van de randvoorwaarden voor het geval van een doorbraak van een rivierdijk zal in een later stadium plaatsvinden.

Modellering binnenrand-randvoorwaarde

De binnenrand-randvoorwaarde is in de huidige programma-versie geschematiseerd volgens een (enigszins gemodificeerde) kombergingsvergelijking. In werkelijkheid zal de waterstand ter plaatse van de binnenzijde van de bres zich echter niet zo simpel gedragen. Naast de grootte van het binnengebied (polder) zijn ook de afstroommogelijkheden hierbij van groot belang (ruwheid, hellingen, aanwezigheid sloten en dijken, enz.).

Met toenemende mate van complexiteit kunnen dan ook de volgende binnenrand-randvoorwaarde-modellen worden onderscheiden.

- 0-D-model kombergingsmodel;
- q1-D-model meerdere, onderling met overlaatformules gekoppelde, geschakelde kombergingsmodellen;
- 1-D-model lijnmodel (WAFLOW);
- 2-DH-model oppervlaktemodel (WAQUA);
- 3-D-model (TRISULA).

Bij elk van deze modellen is het in principe zo dat per rekentijdstap een bepaalde hoeveelheid water door de bres naar binnen stroomt ($Q_{cr} \Delta t$) en wordt aangeboden aan het binnengebied. Het binnenrand-randvoorwaarde-model bepaalt vervolgens een nieuwe waterstand nabij de

bres op het volgende tijdstip, waarbij rekening wordt gehouden met zowel de herverdeling van het al aanwezige water binnen de rekentijdstap (afstroming) en de toename van het watervolume nabij de bres als gevolg van de instroming.

Het (thans gemodelleerde) 0D-model betreft een eenvoudige kombergingsvergelijking waarbij het bresdebiet resulteert in een directe verhoging van de waterstand in het gehele binnengebied.

Opmerking:

Voor een erg grote polder lijkt dit een niet erg goede aanname. In dit geval kan als eerste, betere benadering overwogen worden het binnengebied op te delen in een twee aparte delen, te weten:

- *een eerste, relatief klein gebied, direct gelegen achter de bres, welke wordt 'gevoed' door het bresdebiet en afstroomt naar ...*
- *een tweede, relatief groter gebied (achterland), welke alleen wordt 'gevoed' door het eerstgenoemde gebied.*

De onderlinge koppeling tussen de beide gebieden kan plaatsvinden door het aannemen van een (volkomen) overlaatformule.

Bij deze schematisatie dient de oppervlakte van het direct achter de bres gelegen binnengebied dus relatief gering te zijn: bijvoorbeeld ter grootte van een halve cirkel met een diameter welke gerelateerd is aan de momentane breedte van het stroomgat $B(t) + 2b$ (met b als vaste afstand tussen de zijkant van de bres en de rand van het binnengebied). De (momentane) oppervlakte van het binnengebied wordt dan:

$$A_o(t) = \frac{1}{8} \pi (B(t) + 2b)^2$$

Het (momentane) verliesdebiet $Q_o(t)$ als gevolg van de afstroming naar het achterland kan worden berekend uit het een overlaatformule waarbij de lengte van de overlaat gelijk is aan een halve cirkelomtrek, zodat:

$$Q_o(t) = - \left(\frac{1}{2} \pi (B(t) + 2b) \right) m_o \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3} g} (H_I(t) - Z_{cr})^{\frac{3}{2}}$$

Deze (mogelijke) formuleringen zijn thans (nog) niet geïmplementeerd.

2.5.4 Berekening waterbeweging

De berekening van de waterbeweging door de bres verloopt volgens een vaste procedure, bestaande uit een zestal vaste onderdelen te weten:

- vaststelling van de stroomrichting;
- bepaling van het niveau en de positie van het 'kruinpunt';
- berekening van het bresdebiet;
- berekening van het waterdiepteverloop in zowel de aanstroom- als de afstroomsectie;
- berekening van het snelheidsverloop.

Vaststelling stroomrichting

De vaststelling van de (optionele) stroomrichting vindt plaats door vergelijking van de buiten- en de binnenwaterstand. Voor het geval dat geldt $H_o > H_I$, is er sprake van een positieve stroomrichting.

Bepaling niveau en positie 'kruinpunt'

Het zogenaamde 'kruinpunt' betreft het hoogste (niveau Z_{cr}) en tegelijkertijd meest stroomafwaarts gelegen positie in de bres (positie X_{cr} ; zie Figuur 2.2.1).

Dit is in principe de positie waarbij (in het geval van een zogenaamde volkomen overlaat) de bovenstroomse sub-kritische (toe)stroming overgaat in de benedenstroomse (af)stroming.

Dit punt staat dan ook centraal in de berekening van de waterbeweging.

De grootte van het niveauverschil $H_0 - Z_{cr}$ is in sterke mate bepalend voor de grootte van het debiet q_{cr} .

Berekening bresdebiet

De grootte van het bresdebiet q_{cr} hangt sterk af van de niveaus van de buitenwaterstand H_0 , het kruinpunt Z_{cr} en de binnenwaterstand H_1 .

Er is hierbij in principe een viertal situaties (typen overlaat) te onderscheiden. Voor het specifieke geval dat de bovenstroomse waterstand overeenkomt met de buitenwaterstand zijn deze achtereenvolgens:

- geen overlaat $H_0 \leq Z_{cr}$ (waterstand te laag);
- 'nul'-overlaat $H_0 > Z_{cr}$ en $H_0 = H_1$ (waterstanden gelijk);
- onvolkomen overlaat $H_0 > Z_{cr}$ en $H_0 - 2/3(H_0 - Z_{cr}) \leq H_1$;
- volkomen overlaat $H_0 > Z_{cr}$ en $H_0 - 2/3(H_0 - Z_{cr}) > H_1$.

Voor het geval dat het 'kruinpunt' boven het niveau van de bovenstroomse waterstand uit komt is het bresdebiet gelijk aan nul. Bij een gelijke waterstanden (eindsituatie bij een doorbraak) is het bresdebiet ook gelijk aan nul en staat het water (weer) stil.

In de andere twee gevallen moet de grootte van het kruindebiet worden berekend.

Het verschil tussen een zogenaamde onvolkomen en een volkomen overlaat is hierbij gelegen in het feit dat in het eerste geval de binnenwaterstand de afvoer over de kruin beïnvloedt (a.g.v. benedenstroomse opstuwing), terwijl dit in het tweede geval niet zo is.

Voor de vaststelling van de grootte van het debiet kunnen twee mogelijkheden worden onderscheiden, te weten:

- gebruikmaking van standaard overlaatformules;
- iteratieve achterwaartse oplossing van de waterbeweging in de aanstroomsectie.

Bij de gebruikmaking van *overlaatformules* (eerste methode) kan het bresdebiet (voor bijvoorbeeld een situatie met respectievelijk onvolkomen en volkomen overlaat) worden berekend uit:

$$q_{cr} = m (H_1 - Z_{cr}) \sqrt{2g (H_0 - H_1)} \quad \{0,9 < m < 1,35\} \quad (2.5.5)$$

$$q_{cr} = m \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3}g} (H_0 - Z_{cr})^{\frac{3}{2}} \quad \{0,8 < m < 1,0\} \quad (2.5.6)$$

De afvoercoëfficiënt m verrekent hierbij (onder andere) de effecten van het wrijvingsverlies in de aanstroomsectie.

Bij de *iteratieve methode* wordt met dit energieverlies direct rekening gehouden. Een uitgebreidere behandeling van deze methode is gegeven in Paragraaf 3.7. Vooralsnog is

hierbij voornamelijk gekeken naar de situatie waarbij de binnenwaterstand zodanig laag is dat deze de stroming door de bres niet beïnvloedt en dat er dus per definitie sprake is van een volkomen overlaat.

Berekening waterdiepteverloop

Voor de berekening van het verloop van de waterdiepte in zowel de aanstroomsectie als de afstroomsectie wordt uitgegaan van een gegeven waarde van de waterdiepte en het debiet in het eerder genoemde kruinpunt.

Voor de aanstroomsectie wordt de berekening in bovenstroomse richting uitgevoerd. Voor de afstroomsectie in benedenstroomse richting.

$$d(x) = \mathbf{F}\{H_0, z(x), \dots\} \quad (2.5.7)$$

Voor een meer uitgebreide behandeling kan worden verwezen naar de Paragraaf 3.6 en 3.8.

Berekening snelheidsverloop

De lokale dieptegemiddelde snelheden worden berekend uit de continuïteitsvergelijking waarbij (voor $B(x) = \text{constant}$) geldt:

$$u(x) = \frac{q(x)}{d(x)} = \frac{q_{cr}}{d(x)} \quad (2.5.8)$$

Op deze wijze is voor elk punt op het rekenrooster de dieptegemiddelde snelheid bekend. Het lokale energieniveau volgt nu uit:

$$E(x) = z(x) + d(x) + \frac{u(x)^2}{2g} \quad (2.5.9)$$

De laatste term in het rechterlid is de snelheidshoogte.

2.5.5 Berekening breedtegroeisnelheid

De groei van de bres in breedterichting wordt 'gestuurd' door een tweetal parameters die de waterbeweging in de bres karakteriseren, te weten het eenheidsdebiet q_{cr} en de waterdiepte in het kruinpunt d_{cr} . Tezamen met de karakteristieken van het dwarsprofiel van de waterkering bepalen zij de momentane enkelzijdige verbredingssnelheid $\beta(t)$ conform:

$$\beta = \mathbf{F}\{q_{cr}, d_{cr}, \dots\} \quad (2.5.10)$$

2.5.6 Berekening sedimenttransport t.b.v. de dieptegroei

Bij de berekening van het sedimenttransport zijn twee stappen te onderscheiden, te weten:

- berekening van het evenwichtstransport;
- berekening van het werkelijke transport.

Bij aanname van een geschikte formulering voor het evenwichtstransport, kan voor een gegeven dwarsprofiel en waterbeweging de momentane (dus op een zeker tijdstip aanwezige)

grootte van het evenwichtssedimenttransport s_e als functie van de plaats x eenvoudig worden berekend. Het sedimenttransport wordt hierbij in principe beschreven door:

$$s_e(x) = \mathbf{F}\{z, u, \dots\} \quad (2.5.11)$$

Omdat het werkelijke transport als gevolg van naijlingseffecten zal afwijken van de evenwichtswaarde, dient er op het berekende verloop van het evenwichtstransport nog een nabewerking plaats te vinden.

$$s(x) = \mathbf{F}\{s_e, \dots\} \quad (2.5.12)$$

Voor een meer uitgebreide behandeling kan worden verwezen naar Hoofdstuk 4.

2.5.7 Berekening bodemveranderingssnelheid

Gegeven het berekende momentane sedimenttransport als functie van de plaats, $s(x)$ (in $\text{m}^3/\text{m}^1/\text{s}$), kan door gebruik te maken van de continuïteitsvergelijking voor het sediment volgens:

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{1}{(1-p)} \frac{\partial s}{\partial x} = 0 \quad (2.5.13)$$

waarin p de porositeitscoëfficiënt, de optredende bodemverandering worden berekend. Omwille van het verkrijgen van voldoende numerieke stabiliteit wordt echter eerst volstaan met de berekening van de snelheid van deze bodemverandering.

De momentane bodemveranderingssnelheid in elk rekenpunt volgt na lokale differentiatie uit:

$$\frac{dZ}{dt}(x) = \frac{-1}{(1-p)} \frac{s(x+\Delta x) - s(x-\Delta x)}{2 \Delta x} \quad (2.5.14)$$

De maximale, absolute waarde van deze 'snelheid' vormt mede een basis voor de bepaling van de grootte van de rekentijdstap.

2.5.8 Vaststelling rekentijdstap

In principe is de waterbeweging (en daarmee natuurlijk ook het sediment transport) niet-stationair (in de tijd) en niet-uniform (in de plaats) van karakter. Wanneer echter over een klein tijdsinterval wordt gekeken kan de waterbeweging in goede benadering wel als stationair worden beschouwd. Dit legt echter restricties op ten aanzien van de rekentijdstap Δt .

Gedurende deze tijdstap mogen de (dan constant veronderstelde) hydraulische condities dus niet te veel wijzigen. Eventuele wijzigingen kunnen optreden als gevolg van extern bepaalde (opgegeven) variaties in de buitenwaterstand (randvoorwaarde), variaties in de waterdiepte als gevolg van bodemveranderingen en intern bepaalde (berekende) variaties in de waterstand als gevolg van toe- of afname van watervolumina.

Mede ter voorkoming van ongewenste numerieke instabiliteit (zaagandpatronen), kunnen derhalve beperkingen worden opgelegd aan:

- de bovengrens van de maximale tijdstap Δt_{max} ;
- de maximale bodemverandering per tijdstap ΔZ_{max} ;
- de maximale (eenzijdige) bresverbreding per tijdstap ΔB_{max} ;
- de maximale waterstandsverandering per tijdstap ΔH_{max} .

De *maximale hydraulische tijdstap* $\Delta t_{t,max}$ kan worden bepaald aan de hand van de variaties in het opgegeven $H_0(t)$ -verloop (bijv. 0,1 uur).

$$\Delta t_t = \Delta t_{max} \quad (2.5.15)$$

De momentane, bodemveranderingssnelheid $(\delta z / \delta t)_{max}$ (zie vorige paragraaf) bepaalt de maximale (*bodemveranderings-*)*tijdstap* $\Delta t_{z,max}$ op basis van:

$$\Delta t_z = \frac{\Delta Z_{max}}{|dz/dt|_{max}} \quad (2.5.16)$$

De momentane, bresverbredingssnelheid β (zie vorige paragraaf) bepaalt de maximale (*breedteveranderings-*)*tijdstap* $\Delta t_{b,max}$ op basis van:

$$\Delta t_b = \frac{\Delta B_{max}}{\beta} \quad (2.5.17)$$

De toelaatbare *maximale waterstandsverandering* per tijdstap, ΔH_{max} , legt restricties op aan de wijziging van het watervolume als gevolg van het (externe en bres-)debiet:

$$\Delta t_h = \frac{\Delta V_{max}}{Q_e + q_{cr}B} \approx \frac{A \Delta H_{max}}{Q_e + q_{cr}B} \quad (2.5.18)$$

De hiermee samenhangende waterstandsverandering is dus mede afhankelijk van de grootte van de oppervlakte A_0 of A_1 .

In voorkomende gevallen wordt de rekentijdstap ook nog beperkt door de aanwezigheid van een niet-erodeerbare laag. Het resterende niveauverschil in een aan erosie onderhevig rekenpunt is hierbij bepalend voor deze tijdstapbeperking: *erosie-restrictie* Δt_r .

Verder wordt de rekentijdstap ook nog bepaald door het resterende tijdsverschil met het eindtijdstip van de berekening of het tijdstip waarop uitvoer van resultaten is gewenst: *uitvoerrestrictie* Δt_u .

De uiteindelijke rekentijdstap Δt is nu gelijk aan de kleinst mogelijke waarde volgens:

$$\Delta t = \min \{ \Delta t_t, \Delta t_z, \Delta t_b, \Delta t_h, \Delta t_r, \Delta t_u \} \quad (2.5.19)$$

Op deze wijze blijft de wijziging in hydraulische condities als gevolg van zowel verandering van dwarsprofiel en bresontwikkeling als van randvoorwaarden binnen de (aangegeven) perken.

2.5.9 Berekening nieuwe bodemligging en bresbreedte

Voor een gegeven rekestijdstap Δt volgt de nieuwe bodemligging in het hart van de bres op het volgende tijdstip, $t = t + \Delta t$, bij gebruikmaking van een zogenaamd LAX-rekenschema, uit:

$$Z(x, t + \Delta t) = Z(x, t) - \frac{\Delta t}{2(1-p)\Delta x} [s(x + \Delta x, t) - s(x - \Delta x, t)] + \frac{1}{2} \gamma [Z(x + \Delta x, t) - 2Z(x, t) + Z(x - \Delta x, t)] \quad (2.5.20)$$

Bij de vaststelling van de nieuwe bodemligging wordt tevens rekening gehouden met de ligging van een niet-erodeerbare laag. Bij een eventuele erosie dóór deze laag wordt de gradiënt in het transportverloop zodanig aangepast dat de maximale erosie beperkt blijft tot de top van deze laag. Lokale erosie wordt aldus stroomafwaarts verschoven.

De γ -waarde in deze vergelijking betreft een numerieke dempingsfactor die bepaalt in hoeverre de bodemniveaus in de naastgelegen punten op tijdstip t , een rol spelen bij de berekening van de lokale nieuwe bodemligging op tijdstip $t + \Delta t$. De grootte van deze stabiliteitsfactor dient, in combinatie met de grootte van rekestijdstap, aan de hand van proefberekeningen te worden vastgesteld. Voor voldoende stabiliteit wordt veelal $\gamma = 0,05$ gebruikt.

Naast de berekening van de nieuwe bodemligging in het hart van de bres, zeg de verdieping van de bres, kan nu ook de nieuwe breedte van de bres worden berekend. Deze breedte volgt uit:

$$B(t + \Delta t) = B(t) + 2\beta(t)\Delta t \quad (2.5.21)$$

De procedure kan nu voor een volgend tijdstip opnieuw worden doorlopen.

2.6 Uitvoer (post-processor)

2.6.1 Algemeen

De uitvoer van het rekenprogramma bestaat een ASCII-file NAAM.mat, met een aantal array's, te weten:

- een of meer plaatsarray's $F(x|t)$;
- een tijdsarray $F(t)$.

2.6.2 Plaats-array's

Een plaatsarray heeft betrekking op het dwarsprofiel door het hart van de bres en wordt aangemaakt voor het initiële profiel, het eindprofiel en elke gewenste tussensituatie. Elke plaatsarray $F(x|t)$ geeft, voor een gegeven tijdstip t , de waarde van een aantal parameters als functie van de positie x . Een dergelijke array bestaat in programmaversie 0.60 (juni 1996) uit de volgende kolommen:

• 01 positie	x	[m]
• 02 bodemniveau	Z	[m tov Ref.]
• 03 waterdiepte	d	[m]
• 04 waterstand	$h (=z+d)$	[m tov Ref.]
• 05 grenswaterstand	h_g	[m tov Ref.]
• 06 evenwichtsdiepte	d_e	[m]
• 07 evenwichtswaterstand	h_e	[m tov Ref.]
• 08 snelheid	$u (=q/d)$	[m/s]
• 09 energieniveau	$E (=h+u^2/(2g))$	[m tov Ref.]
• 10 sedimenttr. (evenw.)	s	[m ³ /m ¹ /uur]
• 11 sedimenttransport	s	[m ³ /m ¹ /uur]
• 12 niveau dwarsprofiel	Z_d	[m tov Ref.]
• 13 constructieniveau	R	[m tov Ref.]

De array wordt voorafgegaan door een blokcode (met volgnummer #001, #002, #003, enz.) en het aantal array-elementen: aantal rijen (= aantal rekenposities) en aantal kolommen (= aantal parameters).

2.6.3 Tijds-array's

De tijdsarray $F(t)$ geeft de momentane waarde van een aantal parameters als functie van de tijd.

Deze array bestaat in de huidige versie uit de volgende kolommen:

• 01 tijdstip	t	[uur]
• 02 tijdstip	t	[s]
• 03 buitenwaterstand	H_0	[m tov Ref.]
• 04 kruindebiet	q_{cr}	[m ³ /m ¹ /s]
• 05 niveau kruinpunt	Z_{cr}	[m tov Ref.]
• 06 waterdiepte kruinpunt	d_{cr}	[m]
• 07 snelheid kruinpunt	v_{cr}	[m/s]
• 08 bresbreedte	B	[m]
• 09 binnenwaterstand	H_1	[m tov Ref.]
• 10 totaaldebiet	Q_{cr}	[m ³ /s]
• 11 geïnt. volume	V_1	[m ³]
• 12 positie kruinpunt	X_{cr}	[m]
• 13 nat damoppervlak	A_d	[m ²]
• 14 tijdstip	t	[min]

Ook deze array wordt voorafgegaan door een (in dit geval vaste) code #000, gevolgd door het aantal array-elementen: aantal rijen (= aantal rekentijdstippen) en aantal kolommen (= aantal parameters).

2.6.4 Bewerking van een resultaten-file

De invulling van de nader bewerking van de resultaten-file is in dit stadium van de programma-ontwikkeling nog niet nader gespecificeerd. De ASCII-files kunnen overigens direct worden gebruikt door TEKAL/TEKUNI-routines voor het nader presenteren van deze data in de vorm van gewenste plotjes.

In Figuur 2.6.1 is een (indicatief) voorbeeld gegeven van het verloop van de belangrijkste momentane plaatsfuncties.

2.7 Overzicht files

Een overzicht van de programma-files is gegeven in Tabel 2.2.

filenaam	omschrijving programmadeel
BREACH.exe	(Hoofd-)programma
BREACH.cfg	Configuratie-file
BREACH.mtr	File met menu's en (fout-)meldingen
BREACH.hlp	File met help-info per keuzemenu
DATA\NAAM.dat *)	Invoer-file
DATA\NAAM.mat *)	Resultaten-file

*) unieke naam met vaste extensie voor een specifieke berekening.

Tabel 2.2 Overzicht van de relevante files

Het hoofdprogramma van de huidige versie, omvat zowel de pre-processor, de processor als de post-processor.

De configuratiefile bevat informatie over o.a. het beeldscherm en de aangesloten printer. Naast genoemde files is er nog een aantal files met een tijdelijk karakter aanwezig, zoals BREACH.gsc (t.b.v. opslag grafisch scherm) en BREACH.tmp (t.b.v. de tijdelijke opslag van diverse, o.a. tijdsafhankelijke, parameters). De installatie verloopt via een in BREACH.doc omschreven procedure, waarbij de programma-files zijn in een gecomprimeerde versie zijn opgeslagen in de 'self-extracting file' (BREACH).exe.

3 Modelling waterbeweging

3.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt uitgebreider ingegaan op de voor de berekening van de waterbeweging gebruikte formuleringen en de daarbij gehanteerde procedures.

Een en ander heeft steeds betrekking op een momentane, stationaire situatie. Bij het uitvoeren van een tijdsafhankelijke berekening zal de hier beschreven procedure dan ook voor elke rekentijdstap moeten worden herhaald.

3.2 Uitgangspunten en aannamen

Omdat het hier een eerste aanzet van het mathematisch model betreft is in eerste instantie gekozen voor een 1DH-beschrijving van de waterbeweging.

Hierbij zijn op voorhand dus alle verticale effecten (verticale snelheidsverdeling en effect stroomlijnkromming t.p.v. de overlaat) verwaarloosd.

In een later stadium kan worden overwogen om deze beschrijving te vervangen door een 2DV-modellering (of zelfs 3D), dit afhankelijk van de resultaten en bruikbaarheid van de thans gehanteerde beschrijving en de beschikbaarheid van meer geavanceerde modelleringen.

Omdat bresgroei altijd begint met een situatie waarbij er sprake is van een volkomen overlaat, is er bij de ontwikkeling van het mathematisch model uitgegaan van een situatie waarbij de benedenwaterstand (nog) geen effect heeft op de grootte van het bresdebiet.

Het debiet over de kruinrand vindt derhalve plaats bij een zo klein mogelijke energiehoopte (volkomen overlaat), waarbij er een eenduidige relatie bestaat tussen de waterdiepte en het debiet ter plaatse van deze kruinrand.

3.3 Gebruikte vergelijkingen

3.3.1 Bewegingsvergelijking

De waterbeweging is beschreven door de dieptegemiddelde versie van de algemene bewegingsvergelijking van Euler, waarbij uitgaande van een quasi-stationaire beschrijving van de toe-en afstroming door de bres (kleine tijdstap) de tijdsafgeleide ($\partial u / \partial t$) is verwaarloosd:

$$u \frac{\partial u}{\partial x} + g \frac{\partial d}{\partial x} = g \sin \beta - \frac{g u |u|}{C^2 d} \quad (3.3.1)$$

In deze vergelijking is:

u	de dieptegemiddelde snelheid	[m/s]
g	de gravitatieversnelling	[m/s ²]
d	de waterdiepte	[m]
β	de bodemhelling (met $\sin \beta \approx i_b$)	[-]
C	de Chézy-waarde	[m ^{1/2} /s]

De laatste term van het rechterlid heeft betrekking op het energieverlies als gevolg van wrijving. Daarbij is de Chézy-waarde een maat voor de ruwheid (zie Paragraaf 3.4).

De bodemhelling is hierbij gedefinieerd volgens:

$$\sin \beta \approx i_b = -I \frac{dz}{dx} \quad (3.3.2)$$

waarbij een *afnemend* bodemniveau dus een *positieve* helling betekent.

3.3.2 Continuïteitsvergelijking

De continuïteitsvergelijking luidt:

$$\frac{dq}{dx} = \frac{d(ud)}{dx} = 0 \quad (3.3.3-a)$$

ofwel:

$$u \frac{\partial d}{\partial x} + d \frac{\partial u}{\partial x} = 0 \quad (3.3.3-b)$$

3.3.3 Combinatie van vergelijkingen

Combinatie van de twee gewone differentiaalvergelijkingen voor waterbeweging en continuïteit levert een relatie voor de waterdieptegradiënt.

Uit Vgl.(3.3.3-b) volgt immers:

$$u \frac{\partial u}{\partial x} = -\frac{u^2}{d} \frac{\partial d}{\partial x} \quad (3.3.3-c)$$

zodat, bij eliminatie van de $\partial u / \partial x$ -term, uit Vgl.(3.3.1) volgt:

$$-\frac{u^2}{d} \frac{\partial d}{\partial x} + g \frac{\partial d}{\partial x} = g \sin \beta - \frac{g u |u|}{C^2 d} \quad (3.3.4-a)$$

en vervolgens na omwerking:

$$\left[g - \frac{u^2}{d} \right] \frac{\partial d}{\partial x} = \left[g \sin \beta - \frac{g u |u|}{C^2 d} \right] \quad (3.3.4-b)$$

zodat:

$$\frac{\partial d}{\partial x} = \sin \beta \left[\frac{1 - \frac{u |u|}{C^2 d \sin \beta}}{1 - \frac{u^2}{g d}} \right] \quad (3.3.4-c)$$

Substitutie van de continuïteitsvoorwaarde $u = q/d$ levert uiteindelijk:

$$\frac{\partial d}{\partial x} = \sin \beta \left[\frac{d^3 - \frac{q|q|}{C^2 \sin \beta}}{d^3 - \frac{q^2}{g}} \right] \quad (3.3.5)$$

Voor een gegeven debiet q (en bekende Chézy-waarde en profiel) kan deze vergelijking op een iteratieve wijze worden opgelost (zie Paragraaf 3.5 voor meer details).

Afhankelijk van de waarde van de diverse parameters in deze vergelijking kunnen zich daarbij een tweetal bijzondere situaties voordoen, waarbij respectievelijk de teller dan wel de noemer van het rechterlid gelijk aan nul is. Deze situaties komen in de beide volgende paragrafen nader aan de orde.

3.3.4 Evenwichtsdiepte

Voor het geval dat de teller in Vgl.(3.3.5) gelijk aan nul is, is de waterdiepte gradiënt eveneens nul. In deze situatie is er sprake van een zogenaamde parallelstroming (uniforme stroming), waarbij geldt:

$$d^3 = \frac{q|q|}{C^2 \sin \beta} \quad (3.3.6-a)$$

ofwel:

$$d_e = \sqrt[3]{\frac{q^2}{C^2 |\sin \beta|}} \quad (3.3.6-b)$$

waarin d_e de zogenaamde evenwichtsdiepte, welke wordt bepaald door de grootte van het debiet, de ruwheid en de bodemhelling. Deze formulering verliest overigens zijn geldigheid voor een horizontale bodem.

Vgl.(3.3.6-a) is ook bekend in de vorm van de formule van Chézy:

$$u_e = C \sqrt{d_e \sin \beta} = C \sqrt{d_e i_b} \quad (3.3.7)$$

Een dergelijke uniforme evenwichtsstroming kan, tijdens de overstroming van de kruin van een waterkering, initieel optreden bij een voldoende lange, uniforme helling van het binnentalud.

3.3.5 Grensdiepte

Voor het geval dat de noemer in Vgl.(3.3.5) gelijk wordt aan nul, is de waterdiepte gradiënt oneindig. In dat geval geldt:

$$d^3 = \frac{q^2}{g} \quad (3.3.8-a)$$

ofwel:

$$d_g = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (3.3.8-b)$$

waarin d_g de zogenaamde grensdiepte (of kritische diepte).
De hierbij optredende 'grens'-snelheid volgt uit:

$$u_g = \sqrt{gd_g} \quad (3.3.9)$$

Bij deze grensdiepte wordt, voor een gegeven debiet q , het water bij een minimale energiehoogte E_g getransporteerd. Af te leiden is dat:

$$E_g - Z_g = d_g + \frac{u_g^2}{2g} = d_g + \frac{1}{2}d_g = \frac{3}{2}d_g \quad (3.3.10)$$

Bij elke andere (en dus grotere) energiehoogte zijn er twee verschillende waterdiepten mogelijk:

- $d > d_g$ subkritische stroming bij relatief grote waterdiepten en lage snelheden;
- $d < d_g$ superkritische stroming bij relatief kleine waterdiepten en grote snelheden.

Getallenvoorbeeld ter illustratie:

*Voor het geval van een overlaat met een waterdiepte boven de kruin van orde 2 m (debiet 8,9 m³/m¹/s), resulteert dit dus (al) in een dieptegemiddelde snelheid van 4,4 m/s boven op de kruin. De snelheden op het benedenstroomse binnentalud zullen als gevolg van verdere afname van de waterdiepte nog veel groter zijn. Voor een C-waarde van 10-20 m^{1/2}/s en een bodemhelling van ongeveer 45°, zal de evenwichtsdiepte op het binnentalud ongeveer 0,6-0,9 m bedragen. De maximaal op het binnentalud optredende snelheden zijn derhalve 10-15 m/s. Er is dus sprake van **zeer hoge snelheden**, welke het bereik van de 'standaard'-transportformules veruit te boven gaan!*

3.3.6 Basis-vergelijking

Met gebruikmaking van de definities van evenwichtsdiepte en grensdiepte levert Vgl.(3.3.5) uiteindelijk de vergelijking van Bélanger:

$$\frac{dd}{dx} = \sin \beta \left[\frac{d^3 - d_e^3}{d^3 - d_g^3} \right] \quad (3.3.11)$$

Bij gegeven debiet, bodemhelling en ruwheid zijn de beide karakteristieke waterdiepten bekende parameters. Samen met een randvoorwaarde (bovenstroomse of benedenstroomse waterdiepte) is deze vergelijking vervolgens op te lossen (zie Paragraaf 3.5).

3.4 Ruwheidsmodellering

De Chézy-waarde in Vgl.(3.3.1) is gedefinieerd volgens:

$$C = 18 \log \left(\frac{12d}{k} \right) \text{ (m}^{1/2}\text{/s)} \quad (3.4.1-a)$$

waarin de constante afkomstig is van $(\sqrt{g}/\kappa) \ln(10) = 9,81/0,42,30 \approx 18 \text{ m}^{1/2}\text{/s}$ en k de zogenaamde ruwheidswaarde (in m) is.

Een *grotere* ruwheid (grotere k -waarde) impliceert hierbij een *kleinere* waarde van de Chézy-coëfficiënt.

In Figuur 3.4.1 is ter illustratie de C -waarde gegeven als functie van de dimensieloze (ruwheids/waterdiepte)-verhouding, volgens:

$$C = 18 \log \left[\frac{12}{(k/d)} \right] \text{ (m}^{1/2}\text{/s)} \quad (3.4.1-b)$$

De grootte van de C -waarde (en daarmee ook die van de k -waarde) kan uit vergelijking van berekende en gemeten waterstandsverlopen worden bepaald.

Voor het bijzondere geval van een evenwichtsstroming kan dit zelfs op een vrij directe wijze. Bij gebruikmaking van Vgl.(3.3.7) kan dan (bij gegeven waarden van debiet, waterdiepte en bodemhelling) de C -waarde worden berekend uit:

$$C = \sqrt{\frac{q^2}{d^3 i_b}} \text{ (m}^{1/2}\text{/s)} \quad (3.13)$$

Bij het analytische PAC-model (als beschreven in Deel II-B van deze rapportage) vormt een vaste C -waarde de basis voor de berekeningen. Hierbij werd, op basis van de analyse van de evenwichtsstroming op het binnentalud van een eerder onderzochte zanddam, aangenomen $C \approx 13 \text{ m}^{1/2}\text{/s}$. De hierbij optredende dimensieloze (ruwheids/waterdiepte)-verhouding volgt uit:

$$\frac{k}{d} = 12 \cdot 10^{-\left(\frac{C}{18}\right)} \quad (3.14)$$

Voor deze C -waarde bedraagt deze verhouding 2,27, zodat de ruwheidswaarde van dezelfde orde is van grootte als de waterdiepte en duidt derhalve op hydraulisch zeer ruwe omstandigheden.

De ruwheid kan dus worden vastgelegd door een aanname omtrent de grootte van de Chézy-coëfficiënt C zelf (veelal gebruikelijk bij analytische berekeningen) of die van de k -waarde. Bij de huidige (mathematische) modellering is gekozen om de ruwheid vast te leggen met behulp van de k -waarde. Deze k -waarde dient bij de invoer van het programma te worden opgegeven (zie Paragraaf 2.4.7).

3.5 Oplosprocedure

3.5.1 Uitgangspunten

De waterbeweging over de kruin kan worden berekend aan de hand van Vgl.(3.3.11). Ofschoon deze vergelijking over het gehele rekengebied (aanstroom- en afstroomsectie) oplosbaar is, dient de berekening ervan te worden gesplitst in een tweetal delen. Subkritische stroming treedt op in de aanstroomsectie; superkritische stroming in de afstroomsectie.

In het geval van subkritische (aan-)stroming is er dan ook een benedenstroomse randvoorwaarde nodig, terwijl er voor de superkritische (af-)stroming juist een bovenstroomse randvoorwaarde nodig is.

Deze randvoorwaarde bevindt zich in het kruinpunt, waarbij de lokale waterdiepte (per definitie) gelijk is aan de grensdiepte.

3.5.2 Basisprocedure

Bij de berekening van de waterbeweging over de kruin (aan- en afstroming) wordt de volgende procedure gehanteerd:

- Vaststelling randvoorwaarde ter plaatse van kruinrand:
 - Maak een (eventueel nieuwe) schatting van de waterdiepte in het kruinpunt d_{cr} ;
 - Bereken het bijbehorende debiet q_{cr} uitgaande van de aanwezigheid van een volkomen overlaat.
- Berekening waterdiepteverloop in aanstroomsectie:
 - Bereken stroomopwaarts het waterdiepteverloop in de aanstroomsectie uitgaande van de waterstandsrandvoorwaarde in het benedenstroomse kruinpunt en het hierbij behorende debiet.
- Toetsing aan buitenrandvoorwaarde:
 - Vergelijk de berekende waterstand op de buitenrand h_0 met de aanwezige (beschikbare) randvoorwaarde H_0 ;
 - Maak bij een te grote afwijking een nieuwe schatting van de waterdiepte in het kruinpunt en herhaal de procedure vanaf het begin.
- Berekening waterdiepteverloop in afstroomsectie
 - Bereken het waterdiepteverloop in de afstroomsectie uitgaande van de dan bovenstroomse waterstandsrandvoorwaarde in het kruinpunt en het hierbij optredende debiet.

De berekening van het waterstandsverloop in de aanstroomsectie dient dus meerdere keren te gebeuren. De definitieve berekening van de afstroming kan in een keer.

In de Paragraaf 3.6 t/m 3.8 komen respectievelijk de berekening van de aanstroming, de vaststelling van het debiet en de berekening van de afstroming nader aan de orde.

3.5.3 Algemene numerieke oplossing

De volgende vergelijking (ook geldig voor een horizontale bodem) dient te worden opgelost:

$$\frac{dd}{dx} = \frac{-\frac{dZ}{dx} d^3 - \frac{q|q|}{C^2}}{d^3 - \frac{q^2}{g}} \quad (3.5.1-a)$$

waarin C , bij gegeven ruweidswaarde k , bovendien afhankelijk is van de lokale waterdiepte. Deze relatie kan in een meer simpele vorm worden geschreven als:

$$\frac{dd}{dx} = \mathbf{F}\{d\} \quad (3.5.1-b)$$

Bij de numerieke oplossing hiervan is gebruik gemaakt van een predictor-corrector methode. De voorlopige schatting van d_{i+1} , de zogenaamde predictor d_{i+1}^* , wordt hierbij, uit de bekende waarde d_i , gevonden met:

$$\frac{d_{i+1}^* - d_i}{\Delta x} = \mathbf{F}\{d_i\} \quad (3.5.2)$$

Met de corrector formule:

$$\frac{d_{i+1} - d_i}{\Delta x} = \frac{1}{2} [\mathbf{F}\{d_{i+1}^*\} + \mathbf{F}\{d_i\}] \quad (3.5.3)$$

wordt vervolgens d_{i+1} berekend.

Deze procedure wordt (eventueel) meerdere keren herhaald totdat de gewenste relatieve nauwkeurigheid ε_d is bereikt.

$$\frac{|d_{i+1}^* - d_{i+1}|}{d_{i+1}} \leq \varepsilon_d \quad (3.5.4)$$

De grootte van de lokaal gebruikte plaatsstap Δx wordt hierbij nog beperkt door een aantal restricties ten aanzien van toelaatbaar geachte waterstands- en waterdiepteveranderingen per plaatsstap.

3.6 Waterdiepteverloop in aanstroomsectie

3.6.1 Uitgangspunten

Bij de stroomopwaartse berekening van het waterstandsverloop wordt de grootte van de benedenstroomse waterdiepte d_{cr} bekend verondersteld (initieel uit een schatting; zie

Paragraaf 3.7). Onder aanname van een situatie met een volkomen overlaat volgt de grootte van het debiet q_{cr} hierbij uit (zie ook Vgl.(3.3.8)):

$$q_{cr} = \sqrt{g d_{cr}^3} \quad (3.6.1)$$

3.6.2 Numerieke integratie procedure

Uitgaande van de waterdiepte in een gegeven rekenpunt d_i kan de waterdiepte in een voorliggende punt d_{i-1} worden bepaald uit:

$$d_{i-1} = d_i - (x_{i+1} - x_i) \frac{-\frac{z_i - z_{i-1}}{x_i - x_{i-1}} (\bar{d})^3 - \frac{q^2}{(\bar{C})^2}}{(\bar{d})^3 - \frac{q^2}{g}} \quad (3.6.2)$$

waarin:

$$\bar{d} = \frac{1}{2} (d_{i-1} + d_i) \quad (3.6.3)$$

en:

$$\bar{C} = \frac{1}{2} (C_{i-1} + C_i) \quad (3.6.4)$$

Voor meer details kan worden verwezen naar Paragraaf 3.5.3.

3.6.3 Voorbeeld

In Figuur 3.6.1 is een (kwalitatief) voorbeeld gegeven van het waterstandsverloop stroomopwaarts van het eerder geformuleerde kruinpunt. Hierbij is dus ter plaatse van het kruinpunt uitgegaan van een situatie met een volkomen overlaat.

In de stroomrichting, naar het kruinpunt toe, neemt het energieniveau en de waterstand af. De hierbij optredende toename van de snelheid komt zowel tot uitdrukking in de afname van de waterdiepte, als de toename van het verschil tussen energieniveau en waterstand (= snelheidshoogte).

De berekende waarde van de waterstand op de buitenrand h_0 dient te worden vergeleken met de aanwezige randvoorwaarde H_0 .

Het verschil in energieniveau $E_0 - E_{cr}$ is hierbij gelijk aan het energieverlies (wrijving) tijdens de aanstroming. Het waterstandsverschil $h_0 - h_{cr}$ is mede afhankelijk van dit energieverlies en dus ook afhankelijk van de grootte van het debiet en de hiermee samenhangende snelheden. Verder is dit verschil natuurlijk nog gerelateerd aan de snelheidshoogte in de beide punten.

3.7 Bepaling van het kruindebiet

3.7.1 Inleiding

De grootte van het debiet (in het geval van een volkomen overlaat) is afhankelijk van:

- de buitenwaterstand H_0 ;
- het bodemprofiel $Z(x)$;
- het wrijvingsverlies in de aanstroomsectie ΔE ;
- het niveau van het kruinpunt Z_{cr} .

Omdat het geïntegreerde wrijvingsverlies tussen de buitenrand X_0 en de positie van het kruinpunt X_{cr} mede afhankelijk is van dit debiet, dient de grootte van het debiet door middel van een iteratieve procedure te worden bepaald.

3.7.2 Uitgangspunten

Uitgangspunt bij de vaststelling van het debiet is dat de waterdiepte in het kruinpunt gelijk is aan de grensdiepte.

Aan de benedenstroomse rand (op $x = X_{cr}$) geldt derhalve:

$$d_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (3.7.1)$$

waarbij bovendien geldt:

$$h_{cr} = Z_{cr} + d_{cr} \quad (3.7.2)$$

en:

$$E_{cr} = Z_{cr} + \frac{3}{2}d_{cr} \quad (3.7.3)$$

Bovenstrooms op $x = X_0$ geldt:

$$h_0 (=H_0) = Z_0 + d_0 \quad (3.7.4)$$

en:

$$E_0 = h_0 + \frac{q^2}{2gd_0^2} \quad (3.7.5)$$

Het energieverlies in de aanstroomsectie is hierbij gelijk aan:

$$\Delta E = E_0 - E_{cr} \quad (3.7.6)$$

Bij verwaarlozing van de wrijving (zeer kleine k -waarde en dus $\Delta E \approx 0$) en de snelheidshoogte op de buitenrand (dus $E_0 \approx H_0$), levert deze aanpak een debiet op welke gelijk is aan de theoretisch af te leiden waarde van:

$$q_{cr}^* = \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3} g} (H_0 - Z_{cr})^{\frac{3}{2}} \quad (3.7.7)$$

De afvoercoëfficiënt m van Vgl.(2.5.6) is hierbij gelijk aan de eenheid.
De bij deze afvoer optredende waterdiepte is gelijk aan d_{cr}^* .

3.7.3 Iteratieprocedure

Als gevolg van de aanwezigheid van wrijvingsverliezen in de aanstroomsectie geldt per definitie dat $\Delta E > 0$. Voor realisatie van $q_{cr} = q_{cr}^*$ zal er derhalve veelal een relatief hogere buitenwaterstand nodig zijn.

Op een iteratieve wijze kan de benodigde aanpassing van de (grens)waterdiepte in het genoemde kruinpunt d_{cr} (en daarmee van de grootte van het kruindebiet q_{cr}) zodanig worden bepaald dat de hiervoor benodigde buitenwaterstand H_0 exact gelijk is aan het beschikbare waterstandsniveau.

In Figuur 3.7.1 is een voorbeeld gegeven van deze iteratieprocedure.
Uitgaande van een eerste schatting voor de waterdiepte volgens:

$$d_{cr}^* = \frac{2}{3} (H_0 - Z_{cr}) \quad (3.7.8)$$

en:

$$q_{cr} = \sqrt{g d_{cr}^3} \quad (3.7.9)$$

kan de hierbij benodigde buitenwaterstand worden berekend.

Naast dit eerste punt van de functionele relatie tussen de waterstand op de kruinrand en de buitenwaterstand, is er nog een tweede punt te onderkennen, namelijk dat bij een waterdiepte $d_{cr} = 0$, de buitenwaterstand gelijk is aan de kruinhoogte $H_0 = Z_{cr}$.

Op basis van deze beide punten kan een nieuwe schatting van de kruinwaterdiepte worden verkregen, waarbij opnieuw een waarde van de buitenwaterstand kan worden berekend (h_0^*). De $+$ -tekens in de figuur geven hierbij de tijdens de iteratieprocedure optredende schattingen aan. Deze procedure wordt meerdere keren herhaald totdat de gewenste absolute nauwkeurigheid ϵ_H is bereikt volgens:

$$|h_0^* - H_0| \leq \epsilon_H \quad (3.7.10)$$

Als maat voor de vereiste nauwkeurigheid is gebruikt $\epsilon_H = 0,001$ m.

In deze situatie is het aanstroomdebiet zodanig groot dat ò de buitenwaterstand gelijk is aan de opgegeven randvoorwaarde ò de waterdiepte ter plaatse van de kruinrand gelijk is aan de bij dit debiet behorende grensdiepte. In dit geval is de kruinwaterdiepte gelijk aan ca. 56% van de theoretisch maximale waarde.

In Figuur 3.7.2 is de voor dit voorbeeld optredende relatie tussen het kruindebiet en de overhoogte $H_0 - Z_{cr}$ gegeven. De verhouding tussen het aldus berekende debiet en de maximale theoretische waarde is gegeven in de bovenste figuur. Deze waarde is te zien als een berekende afvoercoëfficiënt. Voor het onderhavige voorbeeld bedraagt deze $m = 0,43$.

Het wrijvingsverlies is bij een lage afvoer (kleine waterstand en dus grote ruwheid) vrij groot, hetgeen tot uitdrukking komt in lage m -waarden. Bij een hogere afvoer wordt dit effect minder.

3.7.4 Gevoeligheidsanalyse

De gevoeligheid van verschillende parameters op de grootte van het debiet is nader uitgewerkt voor een basisgeval dat aansluit bij de in Deel II van deze studie in een modelonderzoek beproefde dwarsprofielen. Figuur 3.7.3 geeft een overzicht en een detail van dit basisprofiel. Een vaste waterstand op de buitenrand, zijnde $x = 11,5$ m is gebruikt als externe sturing. Uitgaande van $H_0 = 0,75$ m en $Z_{cr} = 0,70$ m volgt het theoretische debiet uit:

$$q_{cr}^* = \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3}g} (0,05)^{\frac{3}{2}} = 0,019061 \text{ m}^3/\text{m}^1/\text{s} = 19,061 \text{ l/m}^1/\text{s}$$

De invloed van de ruwheid, kruinlengte, voorlandhelling en kruinniveau op de grootte van het volgens de eerder beschreven methode berekende debiet komen in de volgende paragrafen aan de orde.

3.7.5 Invloed ruwheid

In Figuur 3.7.4 is voor een 18-tal ruwheidswaarden de grootte van het debiet gegeven voor zowel de basissituatie (zie Figuur 3.5), als voor een situatie met kruinlengte nul. Een toename van de ruwheidswaarde levert een reductie van de mogelijke debiet op. Deze reductie treedt eerder op naarmate er sprake is van een langere horizontale kruin. Voor zeer lage ruwheidswaarden (glad) nadert het berekende debiet de theoretische waarde.

3.7.6 Invloed kruinlengte

De invloed van de lengte van de horizontale kruin op de grootte van het debiet is gegeven in Figuur 3.7.5. Een langere kruin resulteert in een relatief lager debiet. Dit betekent overigens dat de bij het proces van breserosie optredende kruinversmalling, samengaat met een gestage vergroting van het optredende debiet over de kruin.

3.7.7 Invloed helling voorland

De invloed van de helling van het voorland op de grootte van het debiet is gegeven in Figuur 3.7.6. Hierbij is uitgegaan van een situatie met kruinlengte nul. Een flauwer talud kruin resulteert als gevolg van wrijvingsverliezen in een relatief lager debiet. Opgemerkt moet worden dat deze berekeningen betrekking hebben op een situatie met een relatief gering debiet en derhalve nog geringe snelheden.

3.7.8 Invloed kruinniveau

De invloed van het kruinniveau op de grootte van het debiet is gegeven in Figuur 3.7.7. Bij een afnemend kruinniveau is er sprake van een sterke toename van het debiet. Het feit dat voor lage kruinniveaus de grootte van het theoretische debiet wordt overschreden

komt door de relatief geringe waterstand aan de buitenrand in combinatie met het aangenomen sturingsmechanisme (waterstand i.p.v. energieniveau).

Vergelijking van de resultaten voor de verschillende taludhellingen laat zien dat bij een hogere kruin de resultaten natuurlijk aansluiten bij die van Figuur 3.8. Bij een zeer lage kruin treden als gevolg van de gekozen waterstandssturing een onverwacht, maar achteraf verklaarbaar effect op.

3.7.9 Conclusies

Door het iteratief bepalen van de grootte van het kruindebiet wordt impliciet het effect van wrijvingsverlies over het voorland meegenomen. Zowel de resultaten van de berekeningen als de in de Scheldegoot uitgevoerde proeven geven aan dat dit een niet te onderschatten effect is en derhalve bij modellering van bresgroei een belangrijke rol speelt.

3.8 Waterdiepteverloop in de afstroomsectie

3.8.1 Inleiding

Over een steile, positieve helling is de (af-)stroming altijd superkritisch. De evenwichtsdiepte is dan kleiner dan de grensdiepte, hetgeen kan worden afgeleid uit de verhouding:

$$\left(\frac{d_e}{d_g}\right)^3 = \frac{\frac{q^2}{C^2 \sin \beta}}{\frac{q^2}{g}} = \frac{g}{C^2 \sin \beta} < 1 \quad (3.8.1)$$

Voorwaarde voor de bodemhelling is hierbij echter wel dat:

$$i_b > \frac{g}{C^2} \quad (3.8.2)$$

Voor $C = 10 \sim 50 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$ moet derhalve gelden $i_b > 0,004 \sim 0,10$. Hieraan zal op het steile binnentalud altijd worden voldaan.

De waterdiepte op het binnentalud d , zal derhalve variëren tussen:

$$d_e \leq d < d_g \quad (3.8.3)$$

Nader bekijken van de vergelijking van Bélanger (Vgl.(3.3.11)) leert dat het rechterlid altijd negatief is en de waterdiepte (op een uniforme helling) dus in benedenstroomse richting afneemt.

3.8.2 Uitgangspunten

Bij de berekening van het waterdiepteverloop op het binnentalud dient de waterstand in het bovenstrooms gelegen kruinpunt als randvoorwaarde.

Hiervoor geldt:

$$d_{cr} = d_g \quad (3.8.4)$$

Verder wordt natuurlijk gebruik gemaakt van de bijbehorende grootte van het kruindebiet:

$$q_{cr} = \sqrt{g d_{cr}^3} \quad (3.8.5)$$

3.8.3 Numeriek integratieprocedure

Uitgaande van de waterdiepte in zeker rekenpunt d_i kan de waterdiepte in het volgende punt d_{i+1} worden bepaald uit:

$$d_{i+1} = d_i + (x_{i+1} - x_i) \frac{\frac{z_{i+1} - z_i}{x_{i+1} - x_i} (\bar{d})^3 - \frac{q^2}{(\bar{C})^2}}{(\bar{d})^3 - \frac{q^2}{g}} \quad (3.8.6)$$

waarin:

$$\bar{d} = \frac{1}{2} (d_i + d_{i+1}) \quad (3.8.7)$$

en:

$$\bar{C} = \frac{1}{2} (C_i + C_{i+1}) \quad (3.8.8)$$

Deze procedure is, afgezien van enkele tekens en subscripts, vergelijkbaar met de in Paragraaf 3.6 beschreven procedure voor de berekening van het waterdiepteverloop in de aanstroomsectie. Voor meer details kan tevens worden verwezen naar Paragraaf 3.5.3.

3.8.4 Voorbeeld

In Figuur 3.8.1 is een voorbeeld gegeven van de berekende afstroming over een uniforme helling. In het kruinpunt is de waterdiepte (per definitie) gelijk aan de grensdiepte. Stroomafwaarts neemt de waterdiepte af waarbij asymptotisch de evenwichtsdiepte wordt bereikt. De geringe toename in de berekende evenwichtsdiepte nabij de kruin is afkomstig van de (niet-lineaire) invloed van de waterdiepte op de Chézy-waarde (zie Paragraaf 3.4). Het energieniveau neemt, als gevolg van wrijvingsverliezen, in benedenstroomse richting af, waarbij de verticale gradiënt asymptotisch de bodemhelling nadert.

Bij de overgang (aanpassing) van de waterdiepte op de kruin naar de evenwichtsdiepte kunnen twee belangrijke parameters worden onderscheiden, te weten:

- de aanpassingslengte (als horizontale afstand);
- de relatieve versnelling als verhouding tussen beide karakteristieke waterdiepten.

Deze aspecten komen in de volgende twee paragrafen aan de orde.

3.8.5 Aanpassingslengte

Op het binnentalud is sprake van een versnellende stroming. De snelheid als functie van de plaats neemt volgens een 'soort van negatief exponentiële' relatie toe volgens:

$$u(x) = u_g + (1 - \exp(-x/x^*)) (u_e - u_g) \quad (3.8.9)$$

Een soortgelijke benadering geldt voor de afnemende waterdiepte volgens:

$$d(x) = d_g - (1 - \exp(-x/x^*)) (d_g - d_e) \quad (3.8.10)$$

De aanpassingslengte waarover bijvoorbeeld 90 % van het verschil is overbrugd, is daarbij gelijk aan:

$$L_u = -\ln[1 - 0,90] x_* \approx 2,30 x_* \quad (3.8.11)$$

Deze maat is afhankelijk van zowel de bodemhelling, de ruwheidswaarde als het debiet.

3.8.6 Versnellingsfactor

De mate van versnelling is omgekeerd evenredig met de verhouding tussen de evenwichtsdiepte en de grensdiepte.

Deze verhouding volgt uit:

$$\frac{d_e}{d_g} = \sqrt[3]{\frac{g}{C^2 i_b}} \quad (3.8.12)$$

Een steilere helling resulteert in een reductie van deze verhouding. Een toenemende ruwheid heeft een tegengesteld effect. In Figuur 3.8.2 is de onderlinge relatie tussen deze parameters gegeven. Voor $C = 10 \sim 30 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$ en $i_b = 0,5 \sim 2,0$ geldt blijkbaar:

$$\frac{d_e}{d_g} = 0,17 \sim 0,58$$

De snelheden onder aan de kruin zijn derhalve een factor 2 tot 6 groter dan de snelheden ter plaatse van de kruinrand.

3.9 Validatie

3.9.1 Inleiding

In het kader van de huidige studie is nog geen uitgebreide validatie van het hier beschreven waterbewegingsmodel uitgevoerd. Wel zijn enkele voorbeeldberekeningen uitgevoerd en is voor het Scheldegoetonderzoek de grootte van het berekende debiet vergeleken met gemeten waarden.

3.9.2 Voorbeeld

In Figuur 3.9.1 is een voorbeeld gegeven van het resultaat van een berekening voor de stroming over een geschematiseerde, gekromde kruin in de vorm van een $(\cosinus)^2$ -functie. In de figuur is tevens het verloop van de verschillende karakteristieke diepten en het energieniveau gegeven.

Ter plaatse van het kruinpunt is de waterdiepte gelijk aan de grensdiepte.

De berekende afstroming lijkt, in ieder geval kwalitatief, sterk op tijdens het modelonderzoek waargenomen stromingspatronen.

3.9.3 Verificatie kruindebiet

Bij de verificatie van het rekenmodel is gebruik gemaakt van de in deel II-A van dit onderzoek bijeengebrachte resultaten. Hierbij is voor elk gemeten dwarsprofiel de dan aanwezige stuurwaterstand op de buitenrand, zijnde $x = 11,5$ m, als randvoorwaarde gebruikt.

Een vergelijking van de met het rekenmodel bepaalde momentane waarden en de continu gemeten grootte van het debiet is voor Scheldegootproef T5A gegeven in Figuur 3.9.2.

De resultaten van het model sluiten goed aan bij de metingen.

4 Modelling erosiemechanisme

4.1 Algemeen

In dit hoofdstuk wordt ingegaan op de wijze waarop de groei van de bres, of feitelijk de grootte van de optredende erosie, in het rekenmodel is gemodelleerd.

Conform de opzet van het onderbouwende fysische onderzoek, is bij deze modellering onderscheid gemaakt tussen achtereenvolgens:

- de erosie in verticale zin cq. de verdieping van de bres;
- de erosie in horizontale zin cq. de verbreding van de bres.

Voor zowel de ontwikkeling in verticale als in horizontale richting vormt de waterbeweging door (het hart) van de bres het uitgangspunt.

De modellering van de *dieptegroei* richt zich daarbij op de relatie tussen het lokale sedimenttransport en de lokale waterbeweging in een raai door het hart van de bres (de zogenaamde middenraai).

Voor de bresontwikkeling in horizontale zin is vooralsnog een iets minder fundamentele methode gevolgd, waarbij de *breedtegroei* is gerelateerd aan karakteristieken van de waterbeweging in deze middenraai.

De diepte- en breedtegroei zijn op deze wijze via de waterbeweging/afstroming door het hart van de bres aan elkaar gekoppeld. Beide afzonderlijke componenten komen in het volgende uitgebreider aan de orde. De eerste resultaten van de modellering zijn beschreven in respectievelijk Hoofdstuk 5 en 6.

4.2 Dieptegroei

4.2.1 Inleiding

De profielontwikkeling in het hart van de bres, en dus ook de dieptegroei, wordt in belangrijke mate bepaald door de in een transportformule vervatte relatie tussen waterbeweging en sedimenttransport.

Dit sedimenttransport s is daarbij afhankelijk van de (gemiddelde) watersnelheid u en de (lokale) bodemhelling β . Daarnaast spelen o.a. nog de grootte van de korrel diameter een rol. Bovendien zal het transport niet geheel lokaal bepaald zijn; naijlingseffecten lijken belangrijk.

4.2.2 Mogelijke transportformuleringen

Voor een uitgebreide behandeling van beschikbare/geschikte transportformules voor wat betreft hun achtergrond, beperkingen en bruikbaarheid kan worden verwezen naar deel I-B

van deze studie. De in het huidige model geïmplementeerde relatie is beschreven in de volgende paragraaf.

4.2.3 Gebruikte formulering

De gebruikte formulering voor het sedimenttransport is gebaseerd op de Bagnold-formule, welke luidt:

$$s = \frac{\varepsilon_s (1 - \varepsilon_b)}{(\rho_s - \rho) g \left(\frac{w_s}{u} - \tan \beta \right)} \tau_b u \quad (4.2.1)$$

waarin ε_s en ε_b constanten, w_s de valsnelheid van het sediment en $\tan \beta$ de lokale bodemhelling.

In deze vergelijking is de (bodem-)schuifspanning gedefinieerd volgens:

$$\tau_b = \rho g \frac{u^2}{C^2} \quad (4.2.2)$$

welke mede afhankelijk is van de Chézy-waarde (zie Hoofdstuk 3.4).

In het voorliggende rekenmodel is in afwijking van Vgl.(4.2.1) uitgegaan van de volgende relatie:

$$s = \frac{C_s}{(\rho_s - \rho) g w_s (\cos \beta)^2} \tau_b u^2 \quad (4.2.3)$$

Ten opzichte van de oorspronkelijke relatie zijn hierin een tweetal mutaties aanwezig.

Ten eerste is hierbij de term in de noemer gewijzigd. Voor de nadere achtergronden omtrent deze aanpassing kan worden verwezen naar de delen I-B en II-B van deze rapportage.

Voor de toepassing van een dergelijke transport relatie in een mathematisch model heeft deze wijziging de prettige bijkomstigheid dat er nu geen sprake is van:

- oneindig grote transporten voor $\tan \beta \approx w_s / u$;
- onbepaalde transporten voor $\tan \beta = w_s / u$;
- negatieve transporten voor $\tan \beta > w_s / u$ (bij positieve hellingen).

Verder is de in de teller gegeven combinatie van constanten vervangen door een universele transport constante C_s .

Enkele eigenschappen van deze formulering zijn uitgewerkt in de volgende paragraaf.

4.3.4 Eigenschappen transportrelatie

In deze paragraaf zijn een aantal relevante afhankelijkheden nader bekeken, te weten:

- de watersnelheidsafhankelijkheid;
- de afhankelijkheid van de bodemhelling;
- de afhankelijkheid van de korreldiameter.

Snelheidsafhankelijkheid

Het transport neemt toe met de derde macht van de snelheid. Bij grotere snelheden zal dit aanleiding geven tot ir-realistisch tot onmogelijke transporten. Het berekende transport zal dan ook moeten worden vergeleken met een, aan de gemiddelde sedimentconcentratie gerelateerde, fysische bovengrenswaarde.

Bodemhelling

Een positieve helling ($\beta > 0$, d.w.z. stroomafwaarts naar beneden) resulteert in een relatieve verhoging van het transport. In het mathematisch model zou een en ander aanleiding kunnen geven tot de vorming van zeer steile hellingen. In de praktijk vertoont de grootte van de bodemhelling echter een fysische bovengrens.

Korreldiameter

De invloed van de korreldiameter op het transport is tweeledig, te weten:

- de valsnelheid in de transportformulering;
- de ruwheid: de k -waarde in de Chézy-coëfficiënt.

Grover zand met een hogere valsnelheid resulteert in een afname van het transport.

In het in Deel II-A beschreven modelonderzoek is zowel fijn Asserzand ($D_{50} = 105 \mu\text{m}$; $w_s = 0,010$ m/s) als het grovere duinzand ($D_{50} = 218 \mu\text{m}$; $w_s = 0,028$ m/s) gebruikt.

Het grovere zand zou op basis van de gegeven transportformulering derhalve aanleiding moeten geven tot een factor $0,010/0,028 = 0,36$ lagere transporten.

Uitgaande van de veronderstelling dat de ruwheidswaarde k recht evenredig is met de korreldiameter D_{50} , valt af te leiden dat in dit geval voor de afname van de Chézy-waarde als gevolg een toename van de korreldiameter geldt:

$$C_{dz} - C_{Az} = 18 \log \left[\frac{D_{50Az}}{D_{50dz}} \right] = 18 \log \left[\frac{105}{218} \right] = -5,71 \text{ [m}^{1/2}\text{/s]}$$

Een lagere Chézy-waarde impliceert hierbij een grotere ruwheid.

Ruwheid

Een grotere ruwheid, dat wil zeggen een lagere C -waarde, heeft een tweeledig effect op het transport, namelijk via een potentiële vergroting van de bodemschuifspanning en door een afname van de snelheid. Er geldt immers:

$$s \propto \tau_b u^2 \propto \frac{u^2}{C^2} u^2 = \frac{u^4}{C^2} = \frac{q^4}{C^2 d^4} \quad (4.2.4)$$

Voor de optredende waterdiepte op het binnentalud zijn er twee uitersten mogelijk, namelijk:

- de grensdiepte ter plaatse van het kruinpunt;
- de evenwichtsdiepte verder stroomafwaarts.

Ter plaatse van het kruinpunt (overgang van sub-kritische naar superkritische stroming) is de waterdiepte gelijk aan de *grensdiepte* d_g . Substitutie van Vgl.(3.3.8) levert dan:

$$s \propto \frac{q^4}{C^2} \left(\frac{l}{d_g^4} \right) = \frac{q^4}{C^2} \left(\frac{g}{q^2} \right)^{4/3} \propto \frac{q^{4/3}}{C^2} \quad (4.2.5)$$

Bij een gegeven debiet is het sedimenttransport omgekeerd evenredig met de grootte van het kwadraat van de Chézy-waarde. Een grotere ruwheid en dus een lagere C -waarde leidt tot een significant groter transport.

In het geval van een meer uniforme stroming op het binnentalud met *evenwichtsdiepte* $d_e = d_e$ levert substitutie van Vgl.(3.3.6):

$$s \propto \frac{q^4}{C^2} \left(\frac{l}{d_e^4} \right) = \frac{q^4}{C^2} \left(\frac{C^2 i_b}{q^2} \right)^{4/3} = q^{4/3} C^{2/3} i_b^{4/3} \quad (4.2.6)$$

De grootte van het transport is, voor gegeven debiet q en bodemhelling i_b , eveneens afhankelijk van de ruwheidswaarde. Een grotere ruwheid gaat daarbij echter samen met een geringer transport.

In beide gevallen is het transport recht evenredig met de grootte van het debiet. De grootte van het debiet is hierbij afhankelijk van de bovenstroomse omstandigheden en zal bij toenemende ruwheidswaarden iets afnemen (zie Hoofdstuk 3).

Verhouding bodem- vs. suspensietransport

In nagenoeg alle gevallen is het suspensietransport overheersend boven het bodemtransport. Dit betekent overigens ook dat sprake zal zijn van een niet lokaal bepaalde grootte van het transport. Er treedt, met name op het binnentalud een zekere naijling op.

4.3.5 Conclusies

Bij de implementatie van de transportformule zal rekening moeten worden gehouden met het feit dat de optredende bodemhellingen fysisch beperkt zijn en dat bovendien de grootte van het sedimenttransport aan een bovengrens gebonden is.

Ook zal er rekening moeten worden gehouden met het aanwezig zijn van naijlingseffecten, waarbij de werkelijke grootte van het transport naijlt op de 'gewenste' waarde.

Een nadere uitwerking van deze aspecten alsmede de resultaten van een eerste toepassing van deze module zijn gegeven in Hoofdstuk 5.

4.3 Breedtegroei

4.3.1 Inleiding

De wijze waarop de groei van de bres in de breedte is gerelateerd aan de waterbeweging en de geometrie van de dam/waterkering is gebaseerd op de analyse van de resultaten van het modelonderzoek in de Scheldebak [WL, H1242-III, oktober 1995].

Een korte beschrijving van de gebruikte relatie is gegeven in de volgende paragraaf.

4.3.2 Gebruikte formulering

De groei van de breedte van de bres wordt gekarakteriseerd door de, in deel IV van deze studie geïntroduceerde, eenzijdige breedtegroeisnelheid β , welke gedefinieerd is als:

$$\beta(t) = \frac{1}{2} \frac{dB}{dt} \quad (4.3.1)$$

waarin B de totale bresbreedte.

Deze relatie voldoet aan:

$$\beta = C_b \frac{q_b d_b}{A_d} \quad (4.3.2)$$

waarin de C_b -parameter een dimensieloze constante, q_b het eenheidsdebiet door het hart van de bres (in $m^3/m^1/s$), d_b de waterdiepte (in m) en A_d de damdoorsnede boven de bresdiepte (in m^2).

Mede op basis van het modelonderzoek volgt als orde-van-grootte voor deze constante $C_b = 0,06 \sim 0,08$. Deze formulering is alleen van toepassing voor zover de optredende snelheden in de bres een zekere kritieke waarde V_c overtreffen. De aanwezigheid van golfaanval resulteert zowel in een reductie van deze kritieke waarde als in een vergroting van de C_b -waarde. Deze afhankelijkheid komt tot uitdrukking in:

$$C_b = \xi_1 \hat{C}_b \quad \text{voor } V_b > \xi_2 V_c \quad (4.3.3)$$

waarin ξ_1 een amplificatiefactor die het effect van additionele golfaanval verdisconteert (met $1,0 \leq \xi_1 < 1,4$ als bereik) en \hat{C}_b de eerder gegeven basiswaarde. Deze relatie is echter alleen van toepassing als de optredende snelheden de eventueel door golfaanval gereduceerde kritieke waarde overtreffen. De ξ_2 -parameter betreft hierbij een reductiefactor voor de grootte van deze kritieke snelheid. Voor het geval waarbij niet aan deze voorwaarde is voldaan geldt natuurlijk $C_b = 0$.

Voor meer achtergronden wordt verwezen naar [WL, H1242-III, juni 1996].

5 Resultaten profielontwikkeling

5.1 Inleiding

In het volgende is kort ingegaan op de eerste resultaten van het rekenmodel met betrekking tot profielontwikkeling en dieptegroei.

Conform de in het vorige hoofdstuk gemaakte opmerkingen is daartoe in eerste instantie ingegaan op een tweetal aanpassingen van de transportroutine.

Vervolgens is de dwarsprofielontwikkeling voor de in Hoofdstuk 3 gegeven \cos^2 -vormige kruin uitgewerkt. Tenslotte is de ontwikkeling van een op test T4 van het Scheldebakonderzoek gebaseerd basisgeval in beschouwing genomen.

5.2 Aanpassingen

Bij de initiële testberekeningen kwam naar voren dat de er in sommige gevallen sprake was van een zeer steil binnentalud. Conform ook in het analytische model gehanteerde overwegingen, is in de routine die verantwoordelijk is voor het berekenen van de nieuwe bodemligging ingebracht dat de helling niet steiler mag zijn dan een zekere kritieke waarde. Deze laatste werd gelijk verondersteld aan de hoek van inwendige wrijving.

Het sedimenttransport kan vanwege de machtsafhankelijkheid van de watersnelheid aanleiding geven tot onrealistisch grote transporten.

Bij de transportberekening is derhalve gecontroleerd in hoeverre een maximale waarde wordt overschreden. Voor deze maximale waarde is vooralsnog uitgegaan van een zekere gemiddelde volumeconcentratie \bar{C}_{\max} , welke gelijk is verondersteld aan 0,40.

Het maximale transport s_{\max} wordt aldus gelijk aan:

$$s_{\max} = \bar{C}_{\max} q \quad (5.2.1)$$

waarin q de grootte van het eenheidsdebiet.

5.3 Testgeval

In Figuur 5.3.1 zijn de resultaten gegeven voor het in Hoofdstuk 3 gegeven testgeval, namelijk de \cos^2 -vormige kruin.

De bovenste figuur geeft daarbij, naast de afstroming over de initiële kruin, tevens de profielontwikkeling gedurende 10 minuten. De profielen zijn hierbij gegeven om de 30 s.

Duidelijk is dat de ontwikkelingen zich in het beginstadium relatief snel voltrekken. In een latere fase gaat het minder snel.

De twee andere figuren geven respectievelijk het tijdsverloop van het kruinniveau en de kruinpositie weer. De kruinverlagingsnelheid neemt in de tijd iets af.

5.4 Basisgeval

In aansluiting op het in de vorige paragraaf besproken testgeval zijn in Figuur 5.4.1 en 5.4.2 de resultaten gegeven van een berekening voor een op test T4 van het Scheldebak-onderzoek gebaseerd basisgeval. Figuur 5.4.1 geeft daarbij een overzicht terwijl in Figuur 5.4.2 een detail is weergegeven.

Het globale beeld van de ontwikkeling sluit aan bij die van de uitgevoerde modeltesten. Opvallend is daarbij wel het ontstaan (en weer verdwijnen) van een afzetting op de rand van de drempel. In hoeverre deze samenhangt met een hier aanwezige watersprong is (nog) niet duidelijk.

De middelste figuur geeft het tijdsverloop van de kruinhoogte en het eenheidsdebiet. De kruinhoogte in de bres begint daarbij feitelijk pas af te nemen op het moment dat de erosie gevorderd is tot de knik in het dwarsprofiel. Verdere erosie leidt vanaf dat moment tot een lagere kruin en daarmee tot een groter (eenheids)debiet.

De onderste figuur toont de tijdsontwikkeling van de positie van het meest stroomafwaarts liggende hoogst punt. Door tijdelijke aanwezigheid van de eerder genoemde afzetting is daarbij initieel sprake van een 'springerig' verloop.

5.5 Vergelijking met metingen

In Figuur 5.5.1 is een eerste vergelijking gegeven tussen een berekende profielontwikkeling en de gemeten profielontwikkeling voor test T5A van het onderzoek in de Scheldegoot. De diverse profielen zijn gegeven in tijdstapjes van 40 s.

5.6 Conclusies

De resultaten van de eerste berekeningen geven aan dat het mathematisch model bemoedigende resultaten geeft. Verdere validatie is echter aan te bevelen.

6 Resultaten breedte-ontwikkeling

6.1 Inleiding

In het volgende is kort ingegaan op de eerste resultaten van het rekenmodel met betrekking tot de breedtegroei. Uitgaande van een op test T4 van het Scheldebak-onderzoek gebaseerd basisgeval zijn daartoe de effecten van een afwijkend dwarsprofiel en een variërende buitenwaterstand in beschouwing genomen.

6.2 Basisgeval

Voor het basisgeval is uitgegaan van het dwarsprofiel van test T4 van het Scheldebakonderzoek. In de uitgangssituatie is hierbij verondersteld dat er reeds sprake is van een kale drempel en dat daarmee dus de diepteontwikkeling van de bres reeds is gestopt.

De resultaten van deze berekeningen zijn samengebracht in Figuur 6.2.1. Voor de C_b -waarde is 0,06 aangehouden.

De bovenste plot geeft hierbij het waterstandsverloop door het hart van de bres. In aanzicht is tevens het oorspronkelijke dwarsprofiel gegeven. De streep-stippel-lijn betreft het energieniveau.

De berekening is uitgevoerd voor een vaste waterstand, zijnde $H_o(t) = 0,75$ m. De berekende ontwikkeling van de bresbreedte is gegeven in de onderste figuur; na 45 minuten bedraagt de bresbreedte ruim 8 m.

Bij vaste waterstand neemt het totale debiet evenredig toe met de bresbreedte. De tijdsontwikkeling van zowel de (hier vaste) buitenwaterstand als het totale debiet door de bres is gegeven in de middelste figuur.

6.3 Invloed dwarsprofiel

Teneinde de invloed van de vorm van het dwarsprofiel te kwantificeren, zijn in Figuur 6.3.1 de resultaten samengebracht voor een dwarsprofiel met een afwijkende vorm. Hiervoor is gebruikt gemaakt van het T5-profiel (met de hogere kruin).

In de onderste figuur is het tijdsverloop van de bresbreedte vergeleken met dat van het uitgangsprofiel. De groei in bresbreedte voltrekt zich in het geval van een hogere kruin minder snel.

6.4 Invloed buitenwaterstand

De bresbreedte neemt in de eerder beschouwde situaties lineair in de tijd toe. De aanname van een constante buitenwaterstand is gelet op de in het fysisch onderzoek gehanteerde condities, niet reëel.

In Figuur 6.4.1 zijn de resultaten gegeven van een berekening waarbij sprake is van een vrije buitenwaterstand.

Initieel is daarbij uitgegaan van een $H_0 = 0,75$ m, dit echter voor een buitenoppervlak van 400 m^2 . Afstroming van 1 m^3 door de bres leidt daarbij tot een algehele waterstandsverlaging van $2,50$ mm.

Bovendien is vanaf het begin een constant debiet toegevoegd ter grootte van $0,5 \text{ m}^3/\text{s}$ (gerelateerde waterstandsverhoging $1,25 \text{ mm/s}$).

De middelste figuur geeft het tijdsverloop van zowel de buitenwaterstand als het (totale) debiet door de bres. Als gevolg van het toegevoegde volume neemt in eerste instantie de buitenwaterstand enigszins toe. Het debiet door de bres neemt in deze fase nog gestaag toe tot ongeveer $0,8 \text{ m}^3/\text{s}$. Vervolgens neemt het debiet af tot een waarde die gelijk is aan het toegevoegde debiet van $0,5 \text{ m}^3/\text{s}$.

In deze permanente situatie blijft het debiet door de bres gelijk en wordt een toename van het bresdebiet als gevolg van een toenemende bresbreedte gecompenseerd door een afname van het eenheidsdebiet (per m^1) als gevolg van een verlaagde buitenwaterstand.

Het verloop van de bresbreedte (onderste figuur) laat, na een initiële versnelling (a.g.v. de hogere buitenwaterstand), in de eindfase een steeds verdere reductie van de breedtegroeisnelheid zien. Deze resultaten sluiten kwalitatief aan bij de resultaten van het fysisch onderzoek.

Opgemerkt moet nog worden dat de bovenste figuur betrekking heeft op de initiële situatie.

6.5 Vergelijking met metingen

In Figuur 6.5.1 is een eerste vergelijking gegeven van de resultaten van berekeningen in vergelijking tot gemeten breedte-ontwikkelingen. Het betreft een aantal van de Scheldebakproeven.

6.6 Conclusies

De eerste resultaten met betrekking tot de breedteontwikkeling laten zien dat de, toch relatief eenvoudige modellering, goede resultaten lijkt te geven. Verdere validatie van de breedtemodule wordt echter aanbevolen.

7 Conclusies en aanbevelingen

7.1 Conclusies

7.1.1 Inleiding

Met betrekking tot de ontwikkeling en voorzichtige toepassing van het BREACH-model, kunnen de in de volgende paragrafen gegeven conclusies worden geformuleerd.

7.1.2 Waterbeweging

Met betrekking tot de gehanteerde procedure voor het berekenen van de waterbeweging kan worden geconcludeerd dat:

- Het wrijvingsverlies over het voorland een niet te onderschatten effect is en derhalve bij aansturing van bresgroei een belangrijke rol speelt;
- Door het iteratief bepalen van de grootte van het kruindebiet dit effect impliciet wordt meegenomen.
- De overgang van sub- naar superkritische stroming 'lastig' blijft.

7.1.3 Profielontwikkeling

Met betrekking tot de verticale ontwikkeling van de bres:

- De gevolgde aanpak veel inzicht geeft in het proces;
- De gekozen transportrelatie vanwege de snelheidsmacht bij hogere snelheden problemen geeft, maar dat deze afgevangen kunnen worden door toepassing van een bovengrens voor het sedimenttransport;
- Met deze fundamentele aanpak de effecten van constructies in het profiel en hardere lagen 'netjes' kunnen worden meegenomen;
- De berekende profielontwikkeling nog afwijken van de waarnemingen;
- Een meer systematische validatie nodig is.

7.1.4 Breedteontwikkeling

Met betrekking tot de breedteontwikkeling:

- De gegeven modellering eenvoudig is, fysisch 'sluitend' en bovendien redelijke resultaten geeft;
- Een verbetering kan worden verkregen door de verhouding nat/droog van de te eroderen doorsnede mee te nemen;
- Een meer systematische validatie nodig is.

7.2 Aanbevelingen

7.2.1 Inleiding

Naar aanleiding van de ervaringen die zijn opgedaan met de ontwikkeling en eerste toepassing van het BREACH-model, kunnen de in de volgende paragrafen gegeven aanbevelingen worden gedaan.

7.2.2 Waterbeweging

Met betrekking tot de waterbeweging wordt aanbevolen:

- Een systematische verificatie uit te voeren van de in Deel-IIA en Deel-III beschreven proeven;
- De mogelijkheden van het (flankerend) gebruik van een 2DV/3D-model te onderzoeken;
- Een (betere) beschrijving van de ruwheidswaarde k te implementeren (bijv. relatie volgens Van Rijn);
- De verhouding tussen de ruwheidswaarde k en de waterdiepte te analyseren en hiervoor eventueel een bovengrens voor te schrijven.

7.2.3 Profielontwikkeling

Met betrekking tot de verticale profielontwikkeling van de bres wordt aanbevolen:

- Een meer systematische verificatie uit te voeren van de in Deel-IIA beschreven proeven;
- De juistheid van de gebruikte transportformule nader te evalueren;
- Een begin van beweging (erosie) mee te nemen;
- De effecten van golfaanval op een pragmatische wijze te implementeren;
- De Zwin-resultaten met het oog op het ontbreken van een harde onderlaag te analyseren en door te rekenen;
- Effecten van harde(re) lagen mee te nemen.

7.2.4 Breedteontwikkeling

Met betrekking tot de breedteontwikkeling van de bres wordt aanbevolen:

- Een systematische verificatie uit te voeren van de in Deel-III beschreven proeven;
- De afhankelijkheid van het aandeel droog/nat-profiel in de breedtegroeimodule in te bouwen;
- De Zwin-proeven te analyseren/doorrekenen;
- De effecten van golfaanval op een pragmatische wijze te implementeren;
- De effecten van klei/constructies op een pragmatische wijze te implementeren;
- Overige bresgroei-informatie te gebruiken voor de verdere validatie van het model.

Literatuur

- Dieteren, J.M.L. en P.H. Pottinga, 1988. *Stroomgatontwikkeling tijdens een dijkdoorbraak*, Afstudeerscriptie, Vakgroep Waterbouwkunde, Faculteit der Civiele Techniek, Technische Universiteit Delft, juni 1988.
- Groot, M.B. de, F.T. Heezen, D.R. Mastbergen en H. Stefess, 1988. *Slopes and densities of hydraulically placed sands*. Proceedings of Hydraulic Fill Structures, Fort Collins, pp.32-51., augustus 1988.
- Looft, A.P. de, 1990: Bresgroei in een zanddijk, feitenverslag van een proef, Rapport WBA-R-90.041, Afd. Advisering Waterbouw, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Rijkswaterstaat, Delft.
- Mastbergen, D. en W. Leeuwenstein, 1986. *Het gedrag van zandwatermengselstromen bij zandsluitingen*, TH Delft, Afd. der Civiele Techniek, mei 1986.
- Mastbergen, D.R. en A. Bezuijen, 1988. *Zand-water mengselstromen; het storten van zand onder water, 4, verslag experimentele studie*, Waterloopkundig laboratorium / Grondmechanica Delft, Z216/J376 / CO-284462/45, Bagt.417, Rijkswaterstaat-DWW, Combinatie Speurwerk Baggertechniek-CSB, mei 1988.
- Mastbergen, D.R. en A. Bezuijen, 1988. *Zand-water mengselstromen; het storten van zand onder water, 5, verslag experimentele vervolgstudie, middelgrofzand*, Waterloopkundig laboratorium / Grondmechanica Delft, Z261 / CO-294750, Rijkswaterstaat-DWW, augustus 1988.
- Mastbergen, D.R., J.C. Winterwerp en A. Bezuijen, 1988. *On the construction of sand fill dams - Part 1: Hydraulic aspects*. Modelling Soil-water-structure Interactions, Ed. Kolkman et. al., Balkema Rotterdam, pp.353-362, 1988.
- Mastbergen, D.R., 1989. *Zand-water mengselstromen; wiskundig model terrasvormig stort, het storten van zand onder water, 6, deel I, hoofd rapport*. Waterloopkundig laboratorium, Z299-I, Bagt.432, 1989.
- Mastbergen, D.R., 1989. *Zand-water mengselstromen; wiskundig model terrasvormig stort, het storten van zand onder water, 6, deel II, handleiding computermodel*. Waterloopkundig laboratorium, Z299-II, Bagt.432, 1989.
- Steetzel, H.J., 1988. *Bezwijkmechanisme duinen; de ontwikkeling van het duinprofiel tijdens de grensconditie, de wijze van doorbraak en de gevolgen*, Waterloopkundig Laboratorium, verslag onderzoek H298, deel 7, december 1988.
- Steetzel, H.J., 1991. *Bresgroei en inundatiedebiet; Aanzet onderzoek bresgroei t.b.v. TAW-C*, Waterloopkundig Laboratorium, notitie H1242, januari 1991.
- Steetzel, H.J., 1991. *Profile development of dunes due to overtopping, overwash and overflow*, Abstract ICCE'92, Venice, Italy, August 1991.
- Visser, P.J., J.S. Ribberink en J.P.Th. Kalkwijk, 1986. *Ontwikkeling stroomgat en debiet bij dijkdoorbraak; deelstudie voor een Pomp Accumulatie Centrale*, Rapport nr. 8-86, Vakgroep Waterbouwkunde, Faculteit der Civiele Techniek, Technische Universiteit Delft, november 1986.
- Visser, P.J., J.K. Vrijling en H.J. Verhagen, 1990. *A field experiment on breach growth in sand-dikes*. Proc. 22nd Int. Conf. on Coastal Eng. Delft, the Netherlands, pp. 2087-2100.
- Voogt, L., L.C. van Rijn en J.H. van den Berg, 1991. *Sediment transport of fine sands at high velocities*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol.117, No.7, pp.869-890.
- Waterloopkundig Laboratorium, 1992a: Bresgroei; Deel II: 2DV ontwikkeling initiële bres, Band A: Verslag modelonderzoek Scheldegoet, augustus 1992.
- Waterloopkundig Laboratorium, 1992b: Bresgroei; Deel II: 2DV ontwikkeling initiële bres, Band B: Analytisch model, augustus 1992.
- Waterloopkundig Laboratorium, 1993: Bresgroei; Deel IV: Pragmatische modellering breedtegroei, december 1993.
- Waterloopkundig Laboratorium, 1994: Bresgroei; Deel I: Mathematisch model, Band B: Inventarisatie sedimenttransport-formuleringen voor bresgroeimodellering, maart 1994.
- Waterloopkundig Laboratorium, 1995: Bresgroei; Deel III: 2DH/3D ontwikkeling initiële bres; Verslag modelonderzoek en nadere formulering breedtegroei-module, juni 1996.
- Winterwerp, J.C., M.B. de Groot, D.R. Mastbergen en H. Verwoert, 1990. *Hyperconcentrated sand-water mixture flows over a flat bed*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol.116, No.1, pp.36-54.

Appendix

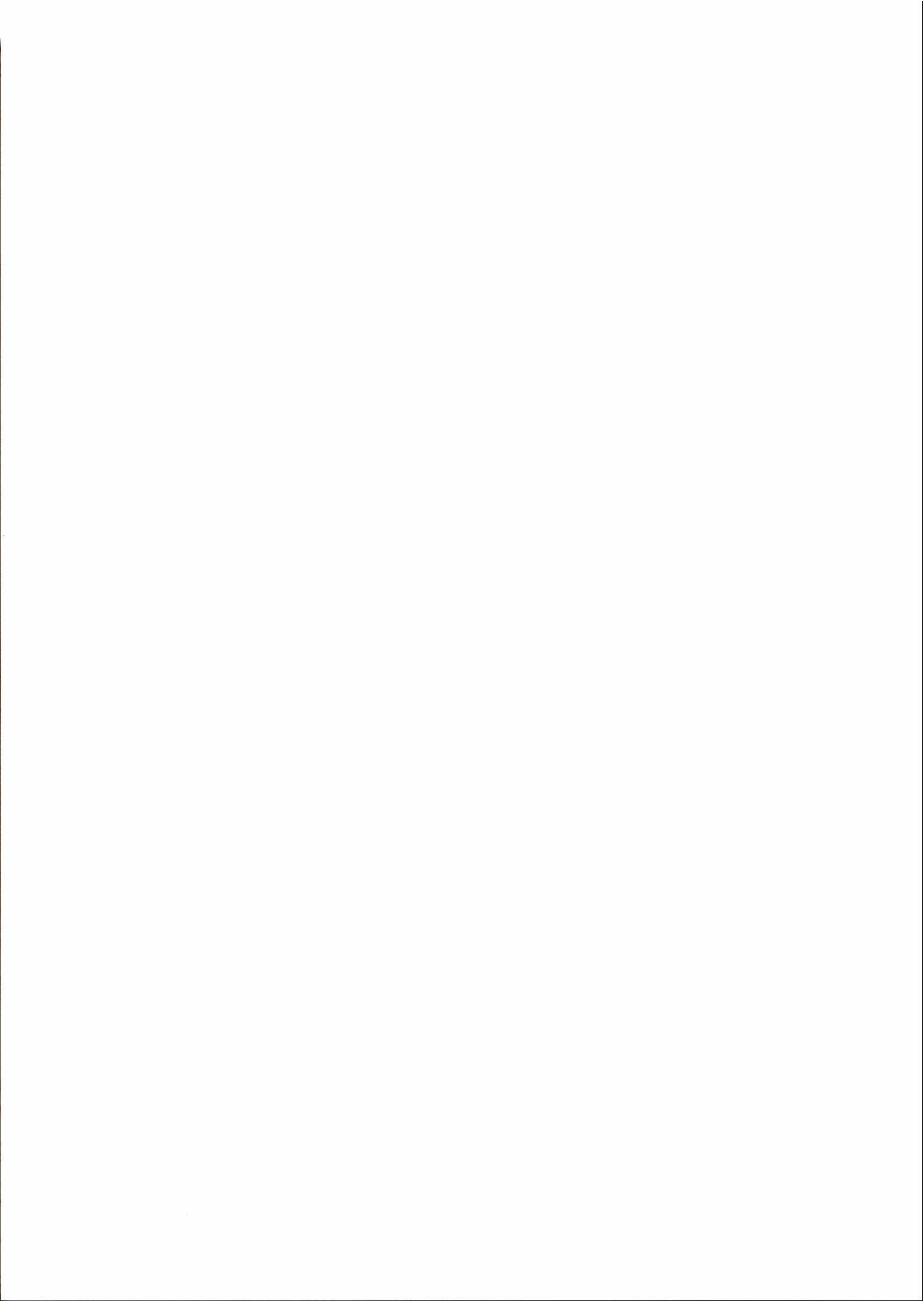
BREACH.doc-file

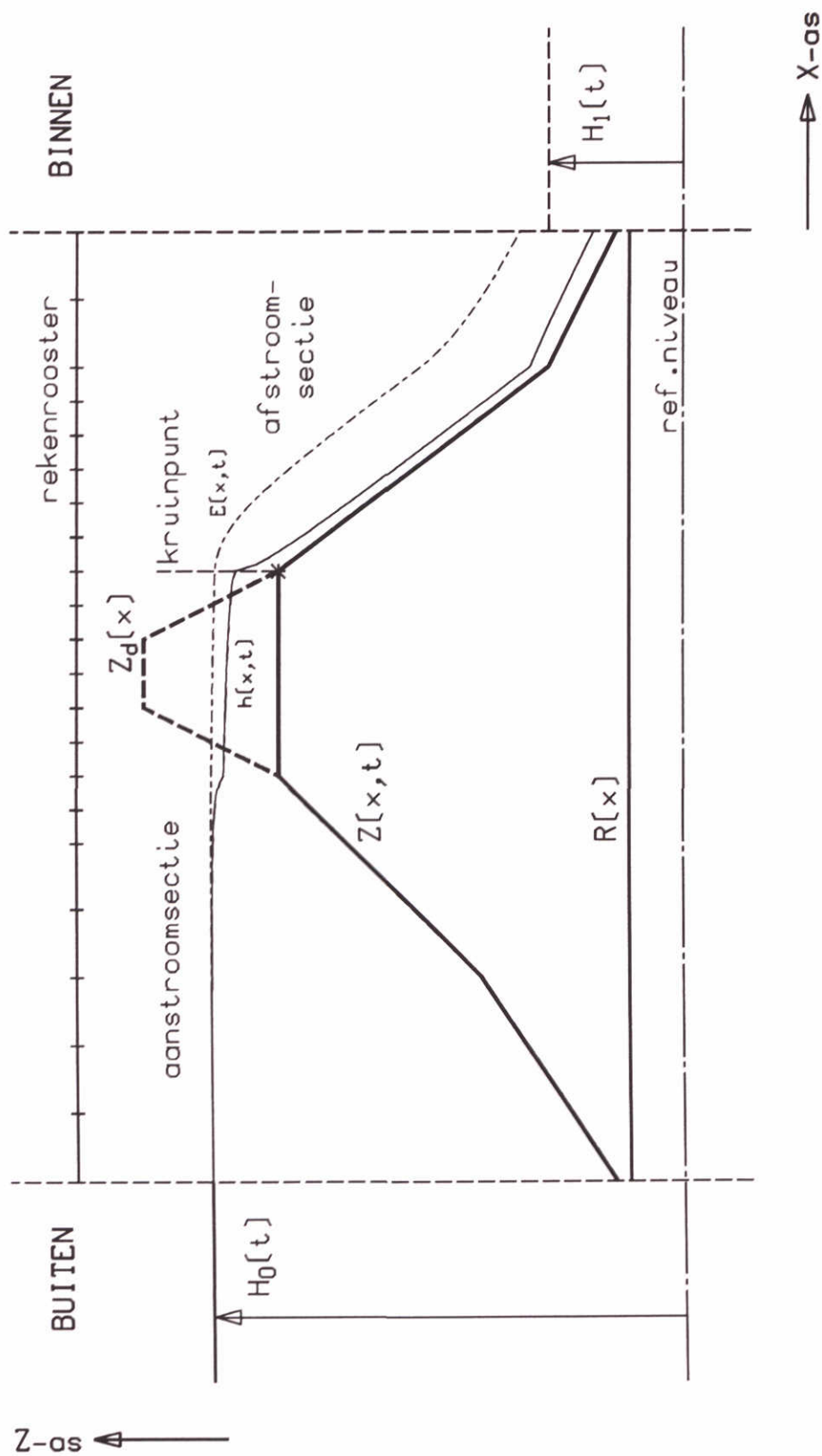
BREACH.doc-file

```

*=====*
* BREACH 0.50          nov 1995                               test versie *
*=====*
* File: BREACH.doc                                           *
*-----*
* Bestand met aanwijzingen voor installatie
* en eerste gebruik van het BREACH-model
*-----*
# BESCHIKBARE INSTALLATIE-files:
De installatieflop bevat twee files:
- BREACH.doc - deze documentatiefile
- (BREACH).exe - een ingepakte versie van de programma-files
- (DATA).exe - een ingepakte versie van een set data-files
*-----*
# EERSTE INSTALLATIE
Ten behoeve van een eerste installatie dienen eerst de volgende
stappen te worden doorlopen:
  1) Maak een programma-directory /BREACH aan;
  2) Maak een sub-directory BREACH/DATA aan;
*-----*
# VERVOLG INSTALLATIE PROGRAMMA-FILES
Als de programma-directory beschikbaar is moeten de programma-files
op deze directory worden geplaatst. Deze files zijn gecomprimeerd
ondergebracht in een zogenaamde 'self-extracting file'.
Voor de installatie dienen de volgende stappen te worden doorlopen:
  3) Kopieer '(BREACH).exe' naar de (aangemaakte) programma-directory;
  4) Het alhier geven van het commando <(BREACH)> resulteert in het
    'uitpakken' van de programma-files;
  5) Verwijder evt. (BREACH).exe van de directory.
*-----*
# VERVOLG INSTALLATIE DATA-FILES
Als de data-subdirectory beschikbaar is kunnen de data-files
op deze directory worden geplaatst. Deze files zijn eveneens
gecomprimeerd ondergebracht in een 'self-extracting file'.
Voor de installatie dienen de volgende stappen te worden doorlopen:
  6) Kopieer '(DATA).exe' naar de (aangemaakte) BREACH/DATA-directory;
  7) Het alhier geven van het commando <(DATA)> resulteert in het
    'uitpakken' van de data-files;
  8) Verwijder evt. (DATA).exe van de directory.
*-----*
# OVERZICHT PROGRAMMA-files
Na afloop van de installatie bevinden zich de volgende files op de
programma-directory:
- BREACH.doc   deze file;
- BREACH.exe   het feitelijke model;
- BREACH.mtr   de bijbehorende schermen;
- BREACH.hlp   de bijbehorende helpinformatie;
- BREACH.cfg   een configuratiefile;
(- BREACH.pif  een programma-informatie file voor gebruik onder
                windows).
*-----*
# OVERZICHT DATA-files
Na afloop van de installatie bevinden zich de volgende files op de
data-directory:
- diversen.dat invoerfiles;
- diversen.mat uitvoerfiles.
*-----*
# STARTEN BREACH-model
Het rekenmodel moet worden opgestart vanaf de programma-directory
(het opnemen van het pad is dan ook niet nodig)
Voor meer informatie over het verdere gebruik van het programma kan
worden verwezen naar de rapportage aangaande dit mathematisch model
[WL, rapport H1242 deel I band A] en de (nog summiere) <online-help>-
informatie die na gebruik van de <F1>-toets beschikbaar komt.rapport.
*=====*

```

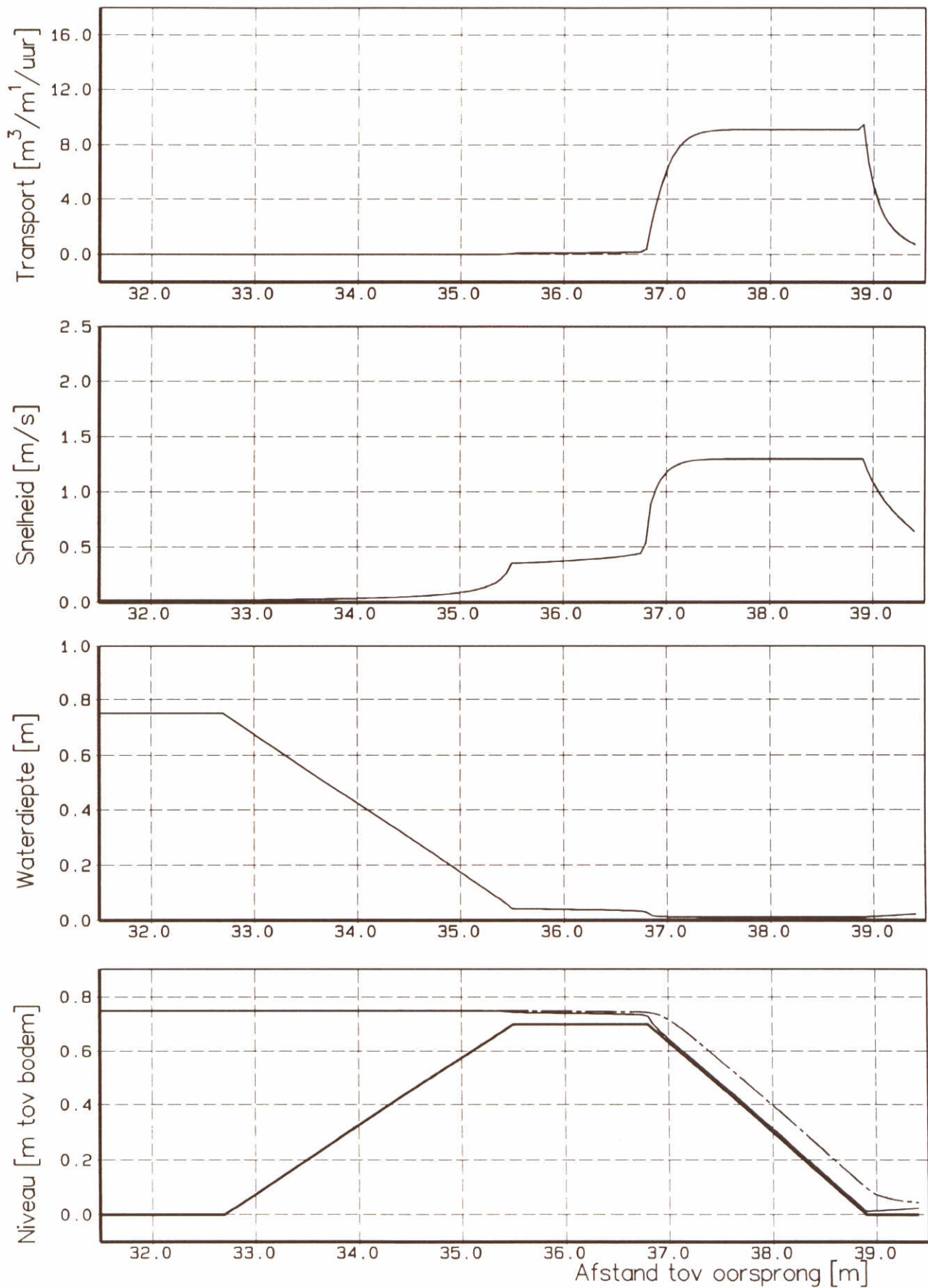




— $h(x,t)$ berekend waterstandsverloop (indicatief)
 - - - $E(x,t)$ bijbehorend energieverloop

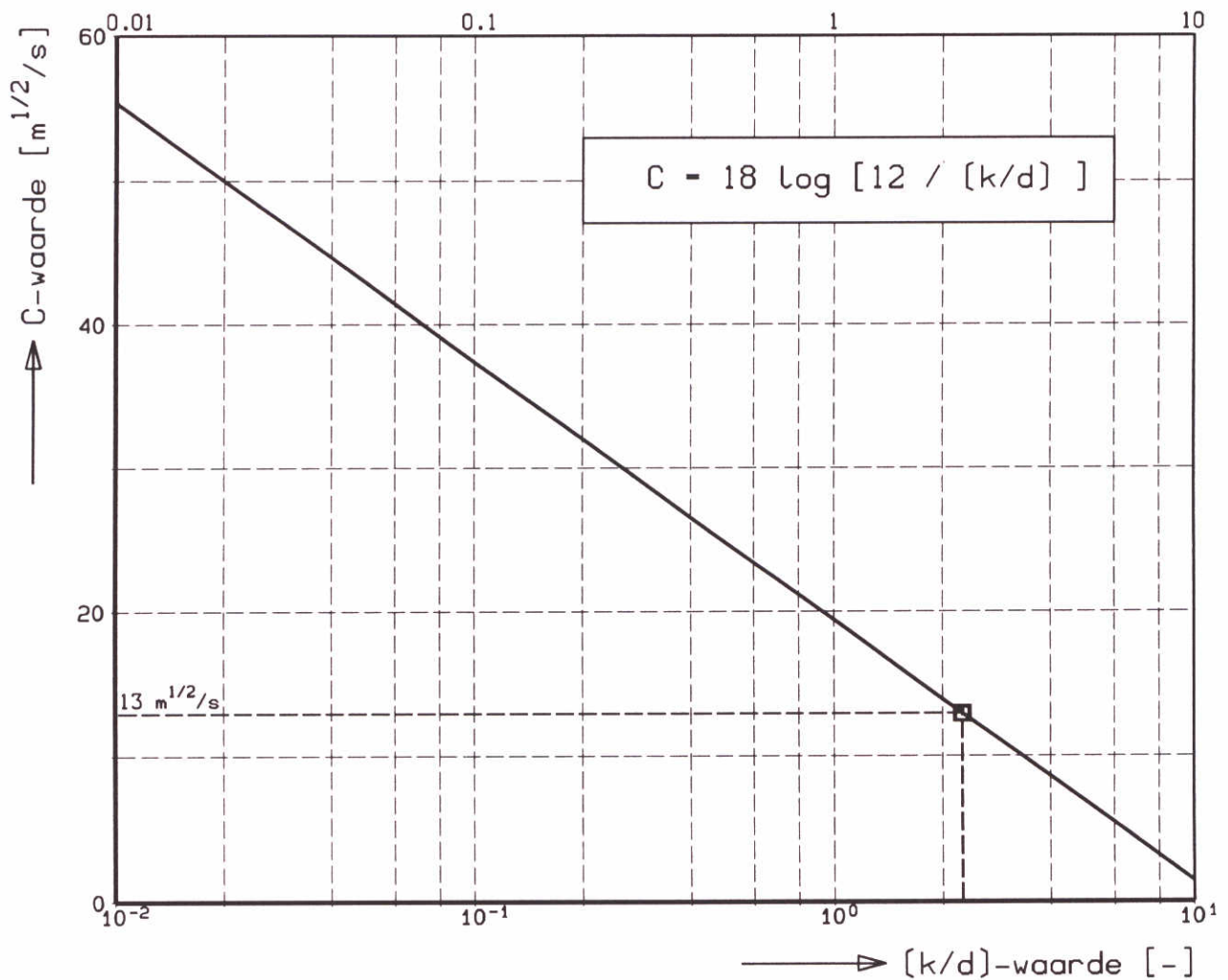
ASSENSTELSEL EN DEFINITIES TER
PLAATSE VAN EEN BRES

"DEF"



VOORBEELD MOMENTANE PLAATSFUNCTIES;
BASISGEVAL (indicatief)

VB
k = 0,010 m



C-waarde PAC-studie

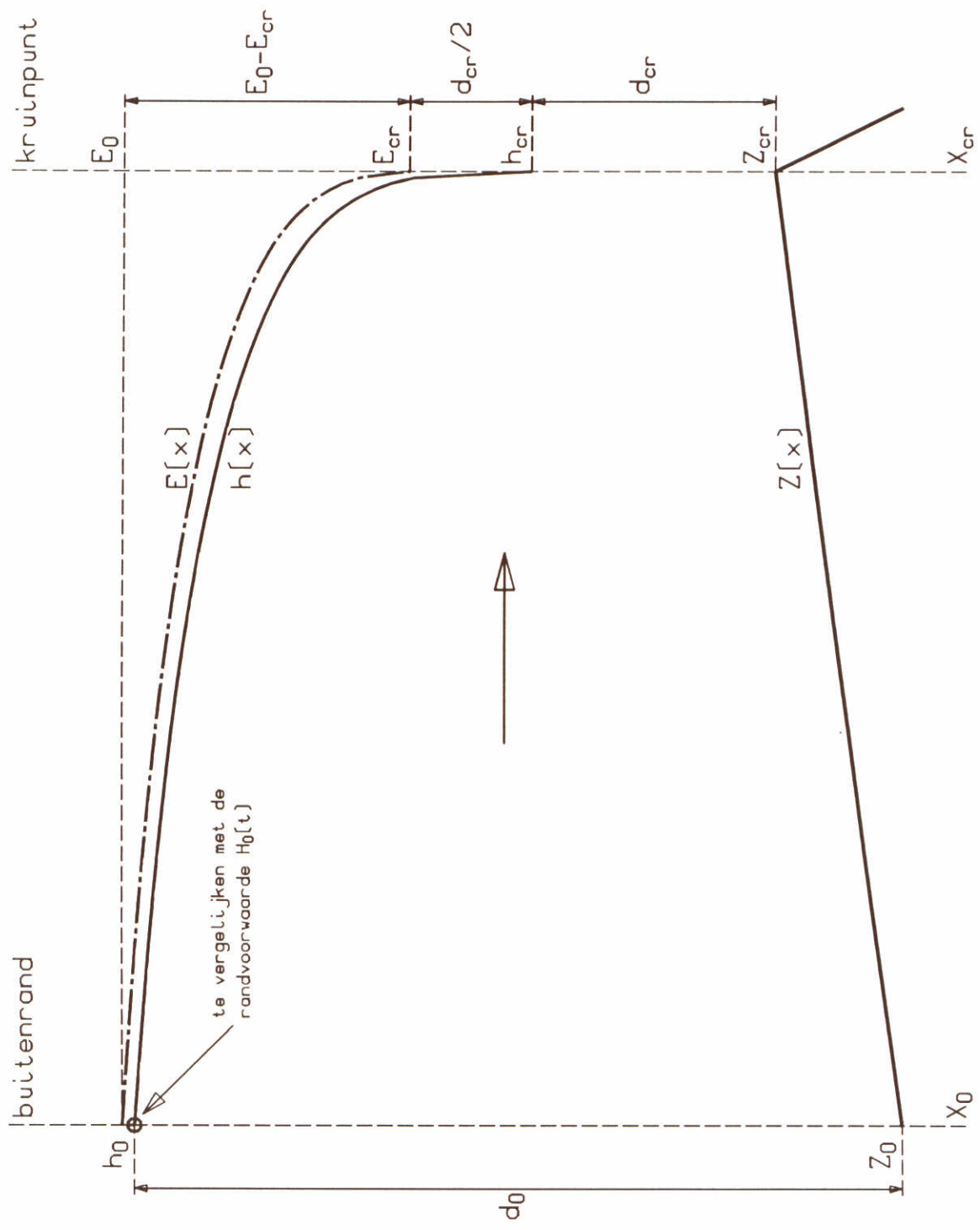
RELATIE RELATIEVE RUWHEID k/d
 vs. CHEZY-WAARDE

"RUWH"

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H1242-I

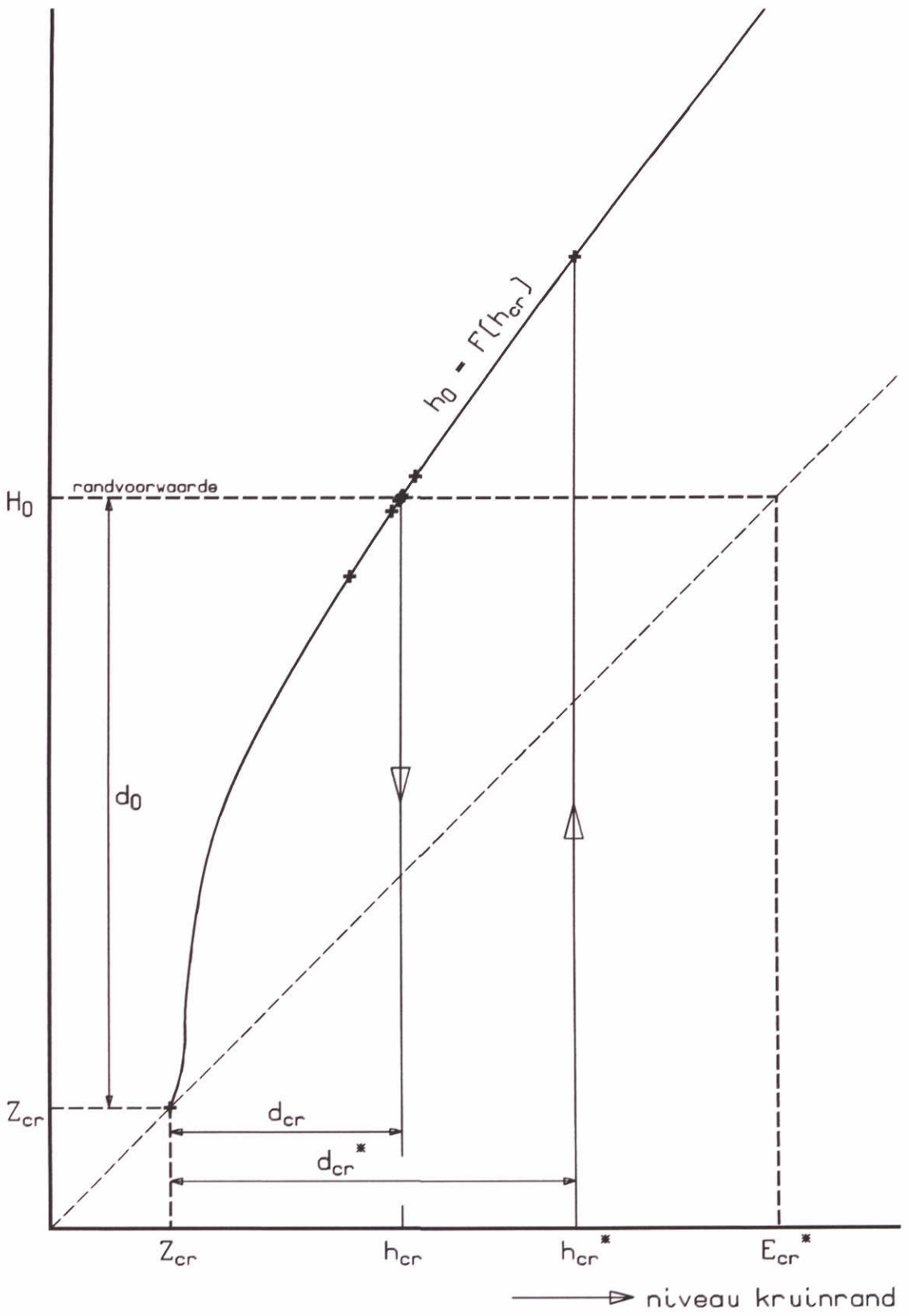
FIG.3.4.1



DEFINITIES WATERDIEPTEVERLOOP
IN AANSTROOMSECTIE

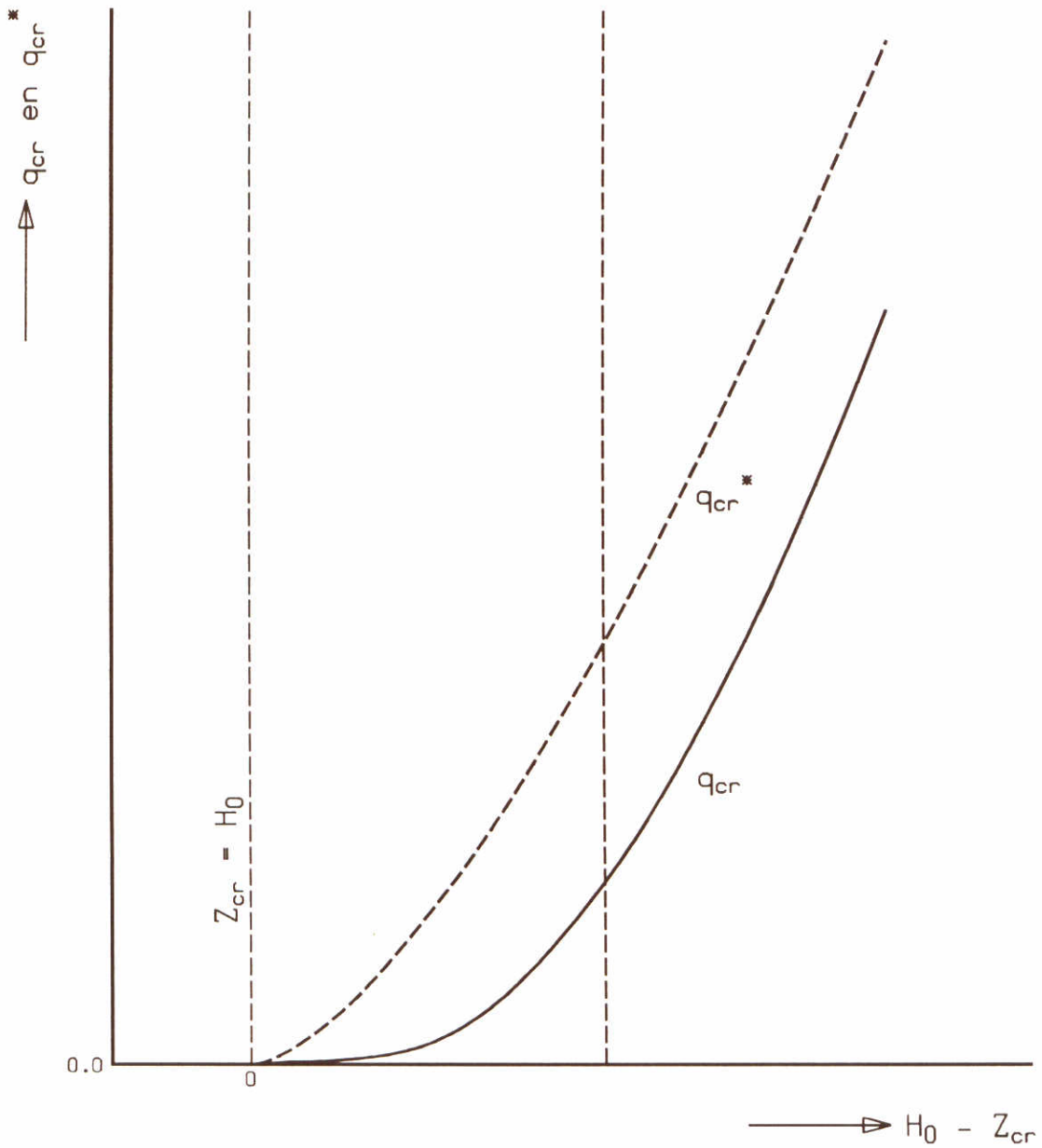
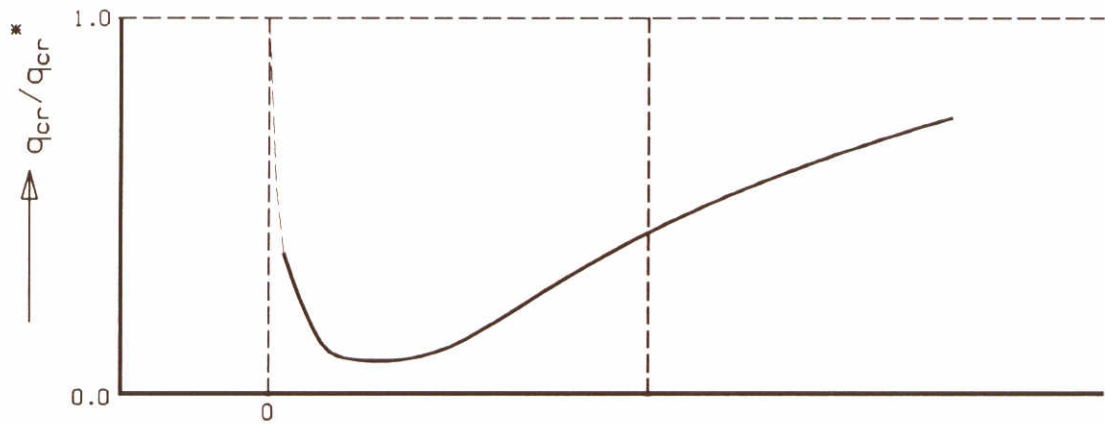
"AANSTR"

↑ niveau buitenrand



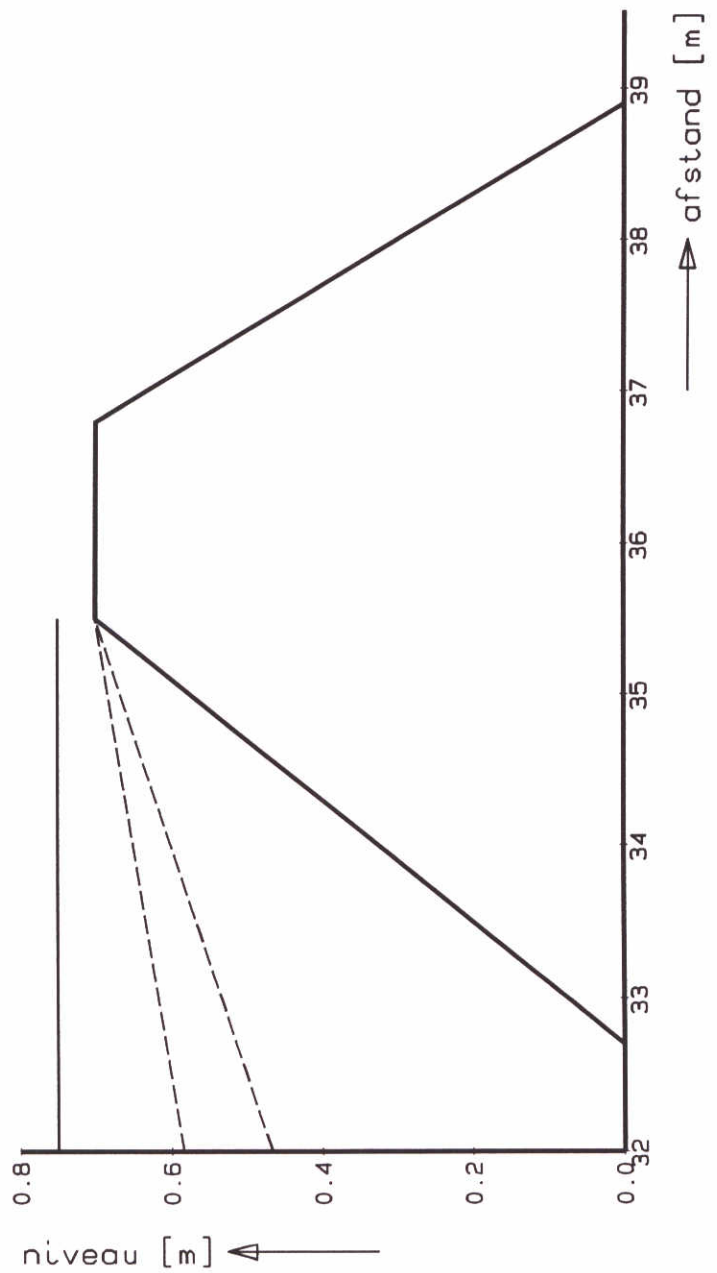
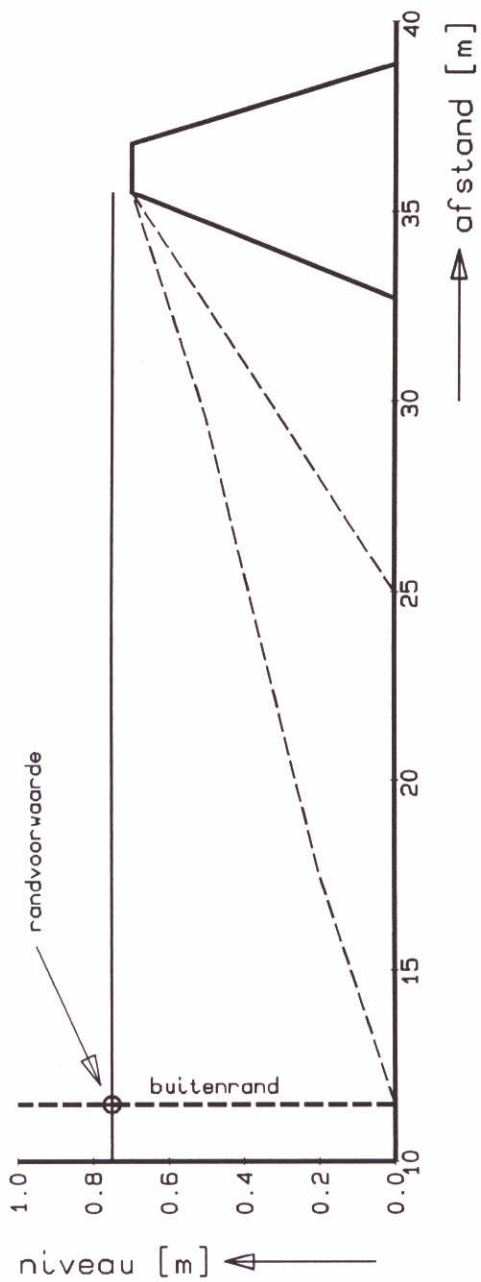
+ schattingen tijdens iteratieprocedure

RELATIE WATERSTAND KRUINRAND vs. BUITENWATERSTAND; ITERATIEPROCEDURE		"ITER"
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM	H1242-I	FIG.3.7.1



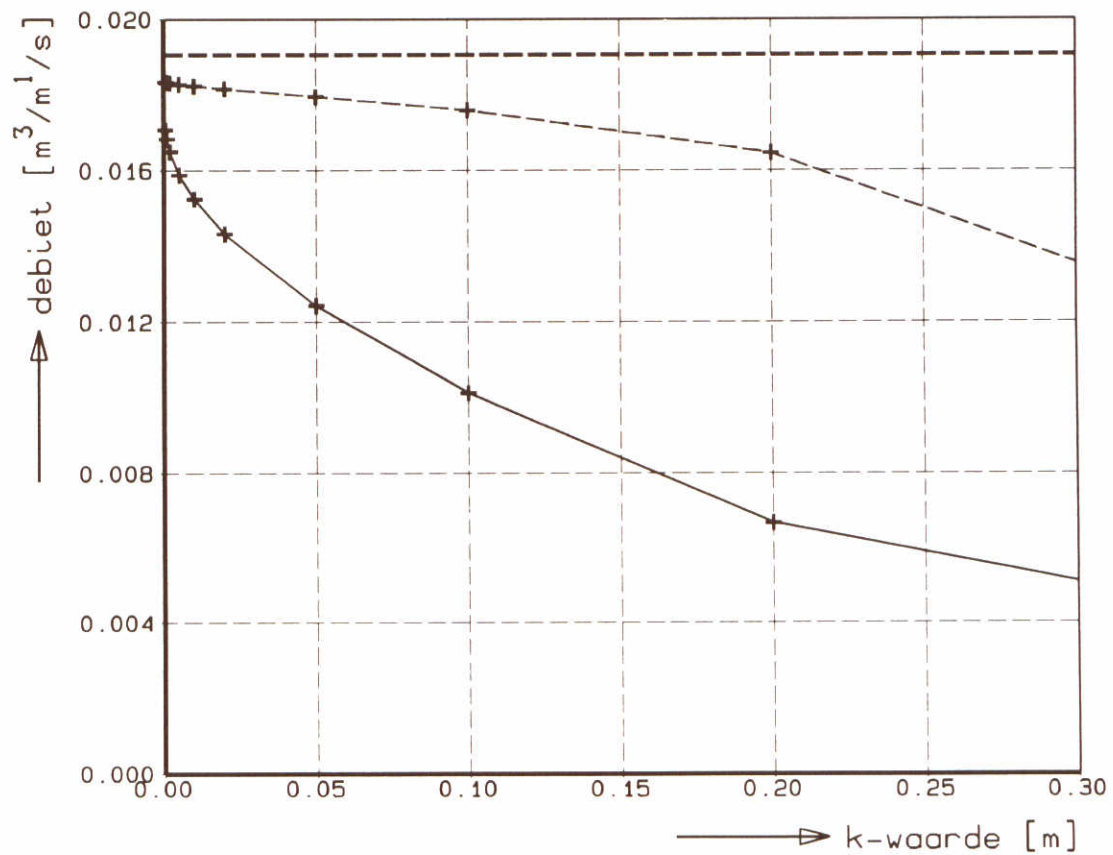
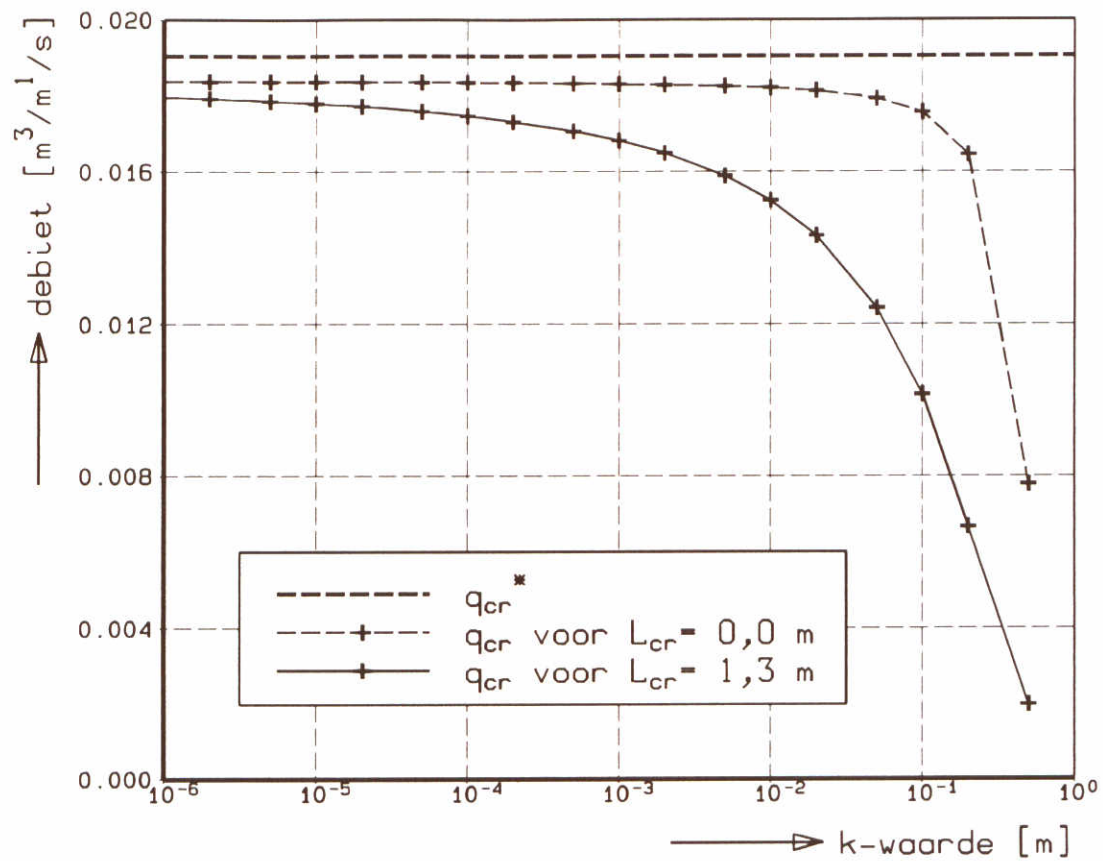
RELATIE KRUINDEBIET vs. OVERHOOGTE;
RELATIEF EFFECT WRIJVINGSVERLIES

"DEB"



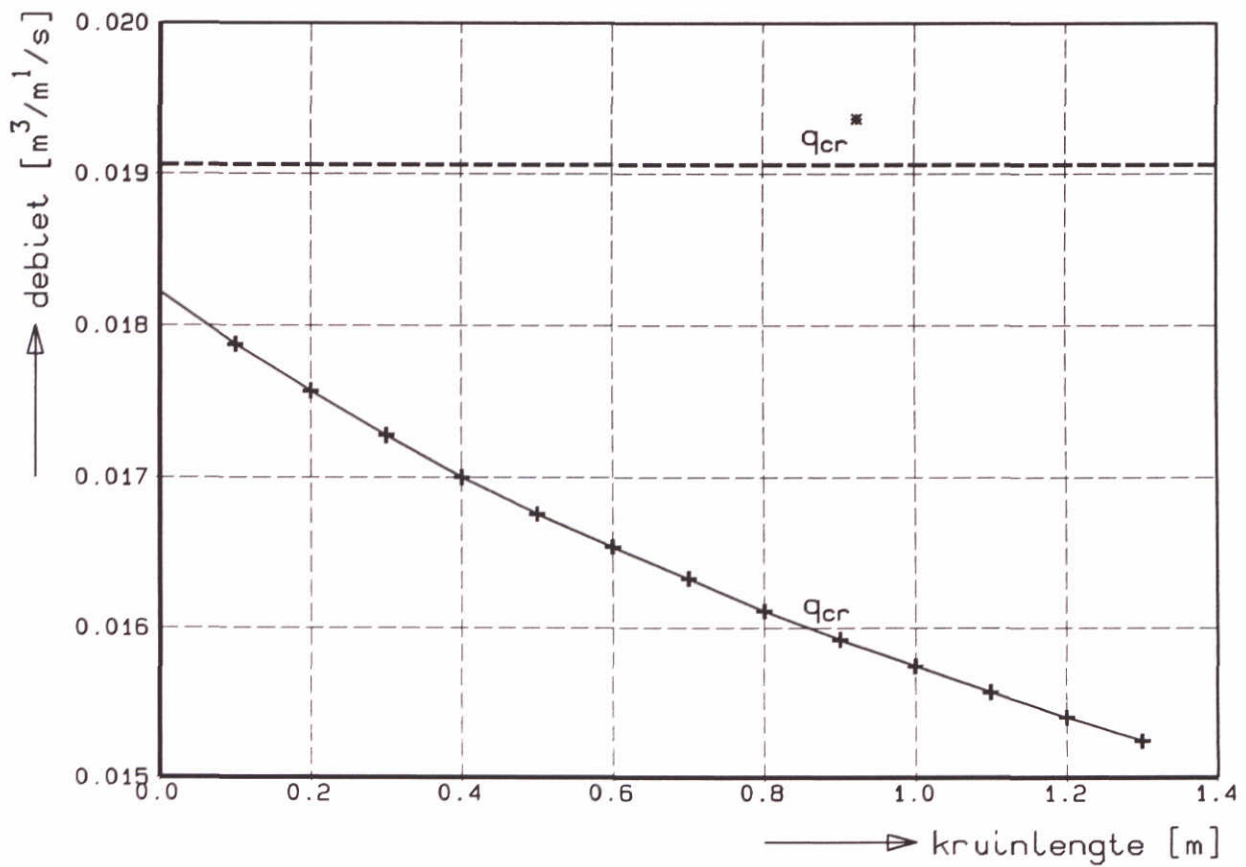
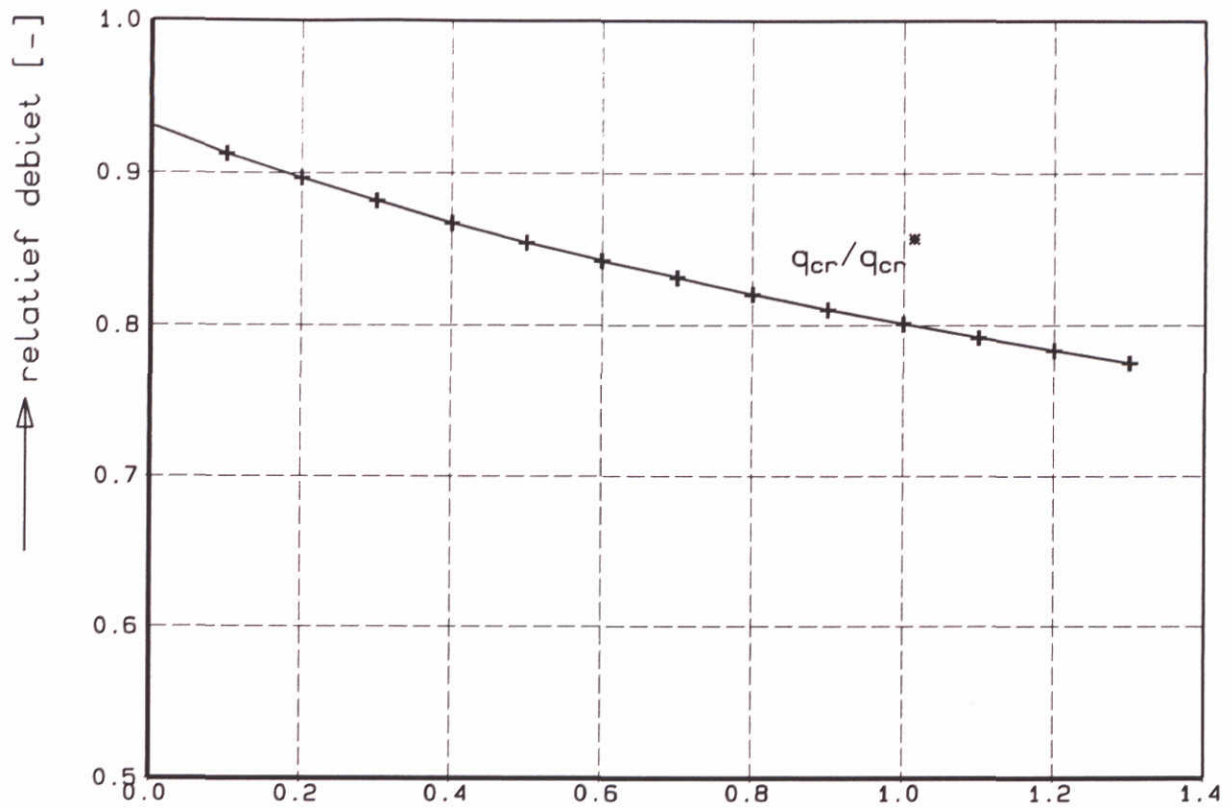
OVERZICHT EN DETAIL BASISPROFIEL
SCHELDEGOOTONDERZOEK

"BASIS"



EFFECT K-WAARDE OP KRUINDEBIET;
BASISGEVAL (versch. kruinlengten)

"KVAL"



EFFECT KRUI NL ENGTE OP KRUI NDEBI ET;
BASISGEVAL

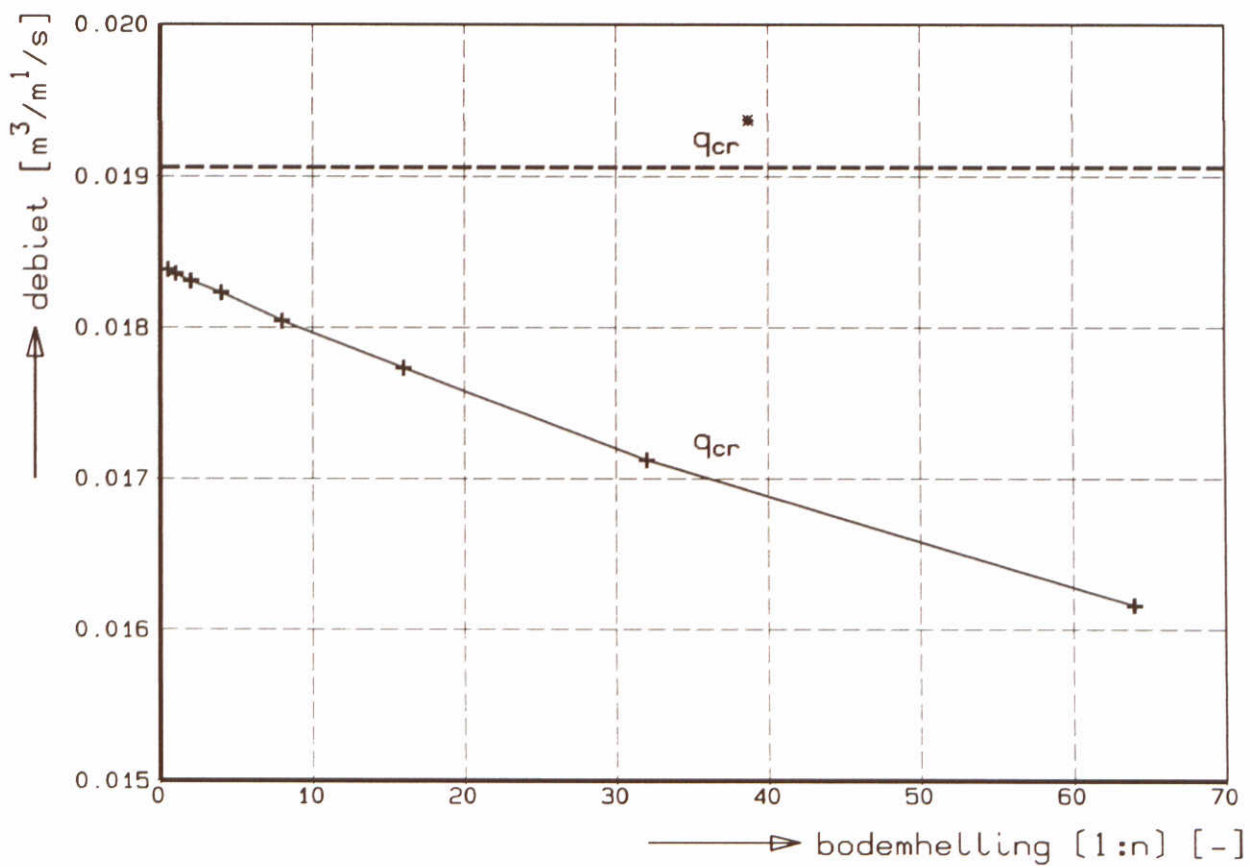
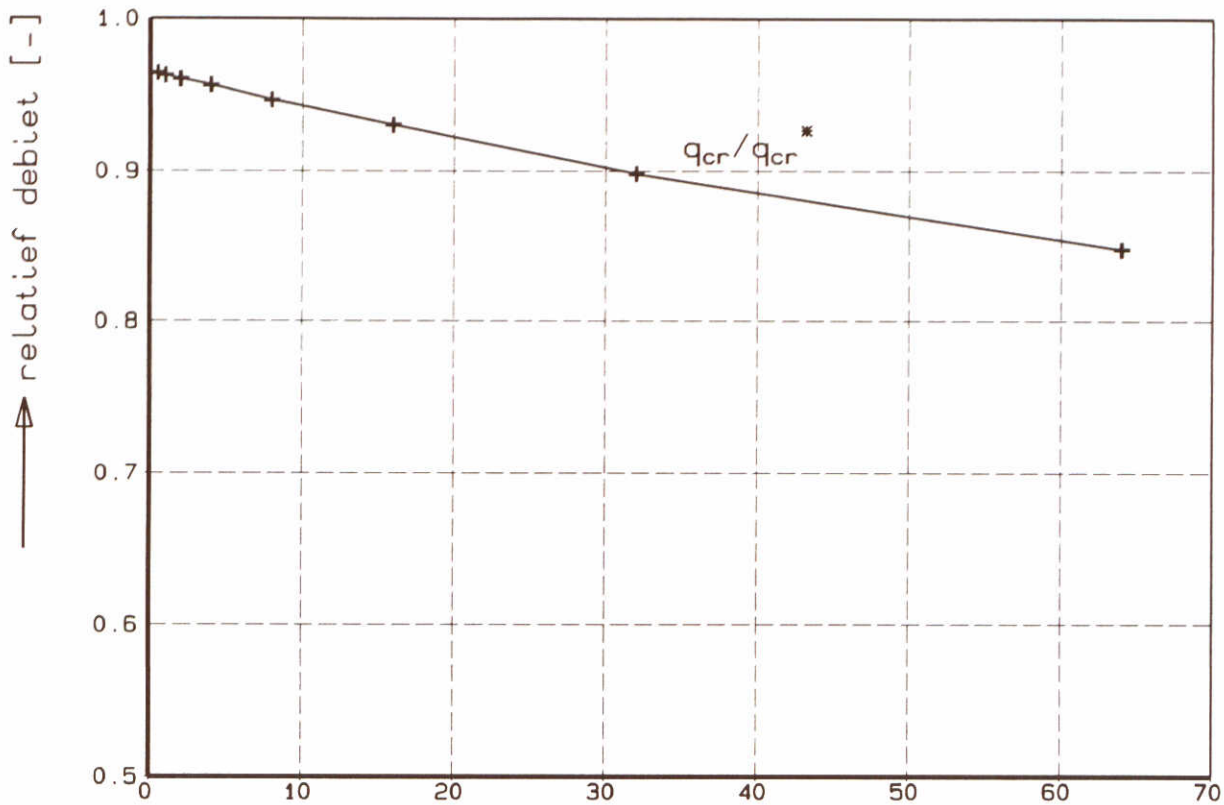
"LCR"

k = 0,010 m

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H1242-I

FIG.3.7.5



EFFECT VOORLAND OP KRUINDEBIET;
BASISGEVAL (kruinlengte nul)

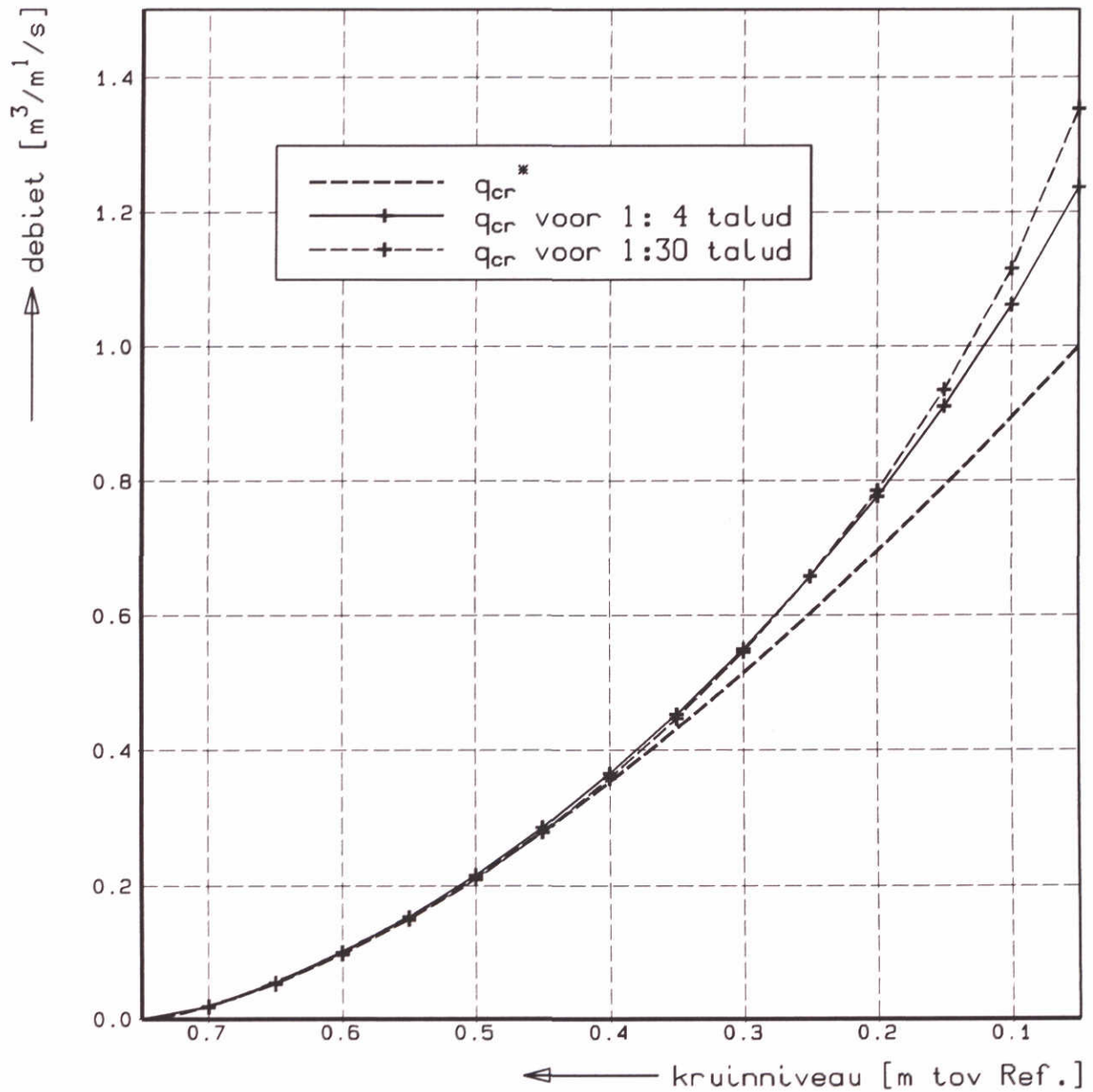
"SLOPE"

$k = 0,010 \text{ m}$

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H1242-I

FIG.3.7.6



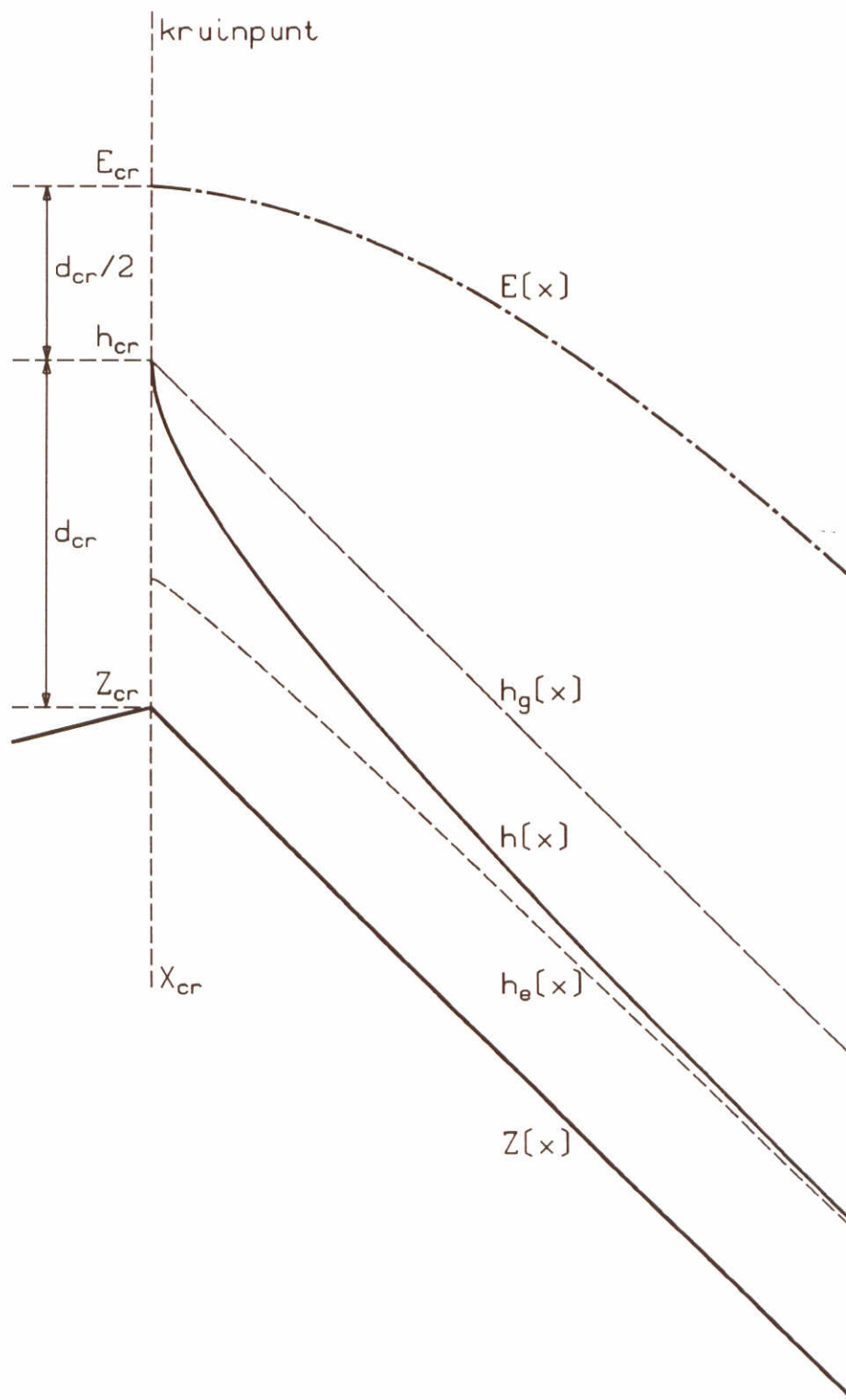
EFFECT KRUINNIVEAU OP KRUIDEBIET;
BASISGEVAL (versch. hellingen)

"ZCR"

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H1242-I

FIG.3.7.7



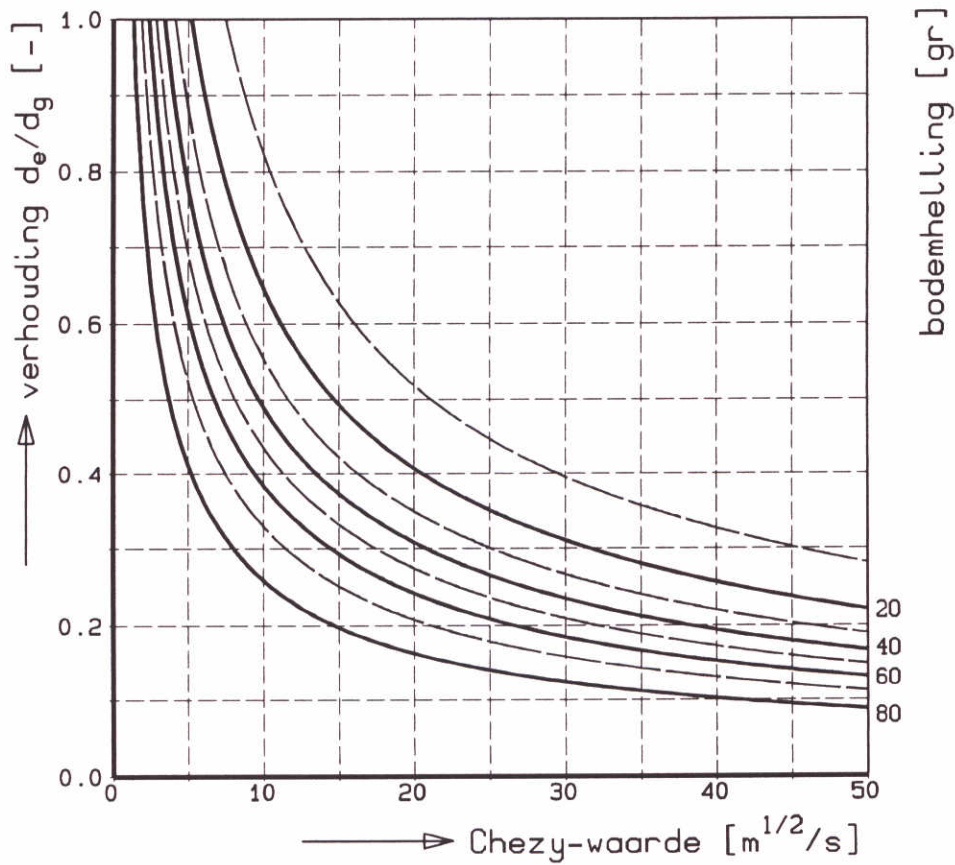
DEFINITIES WATERDIEPTEVERLOOP
IN AFSTROOMSECTIE

"AFSTR"

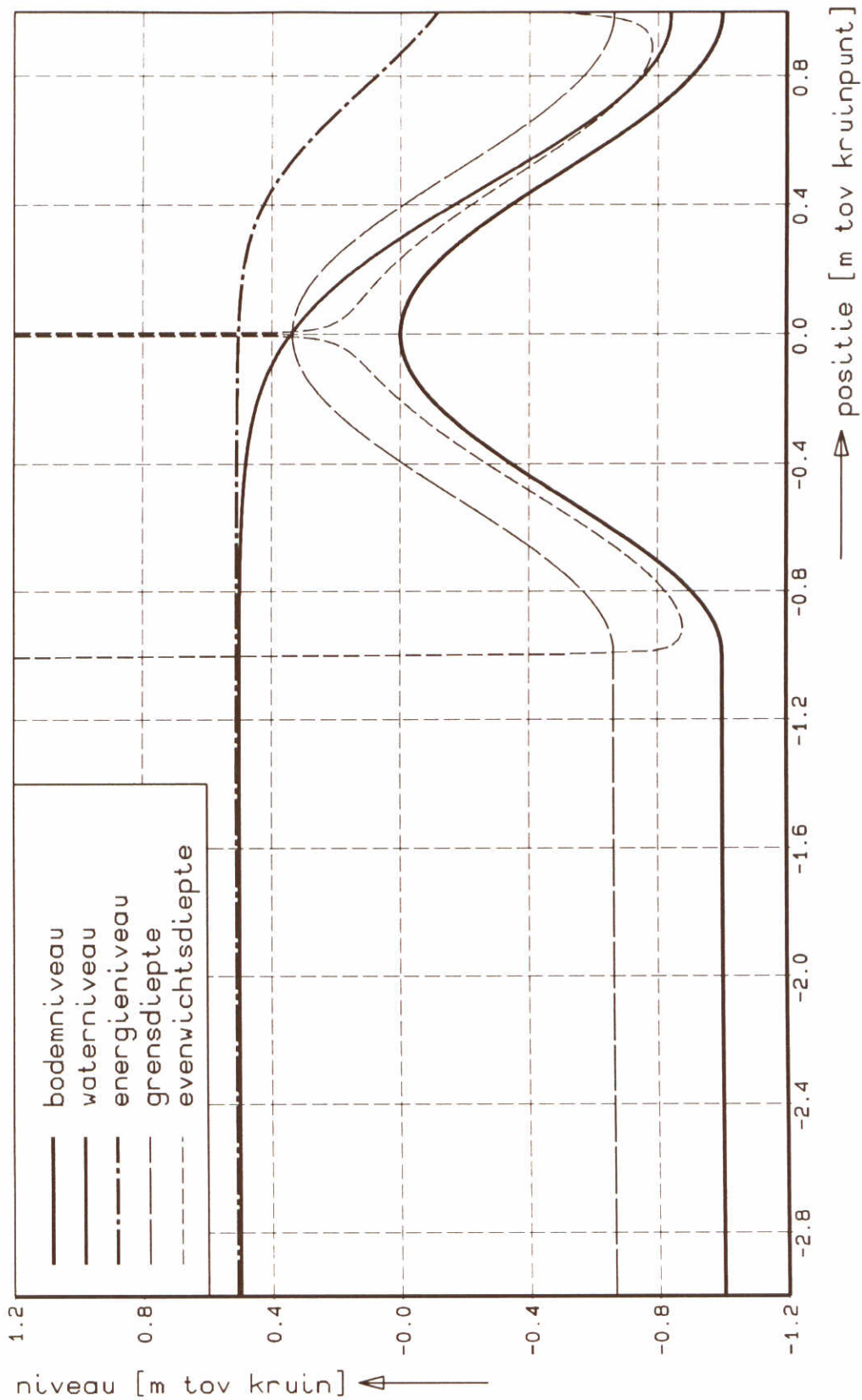
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H1242-I

FIG.3.8.1



VERHOUDING EVENWICHTS-/GRENSDIEPTE		"DEODG"
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM	H1242-I	FIG.3.8.2



VOORBEELD STROMING OVER KRUIJN
 COS^2 -VORMIGE KRUIJN

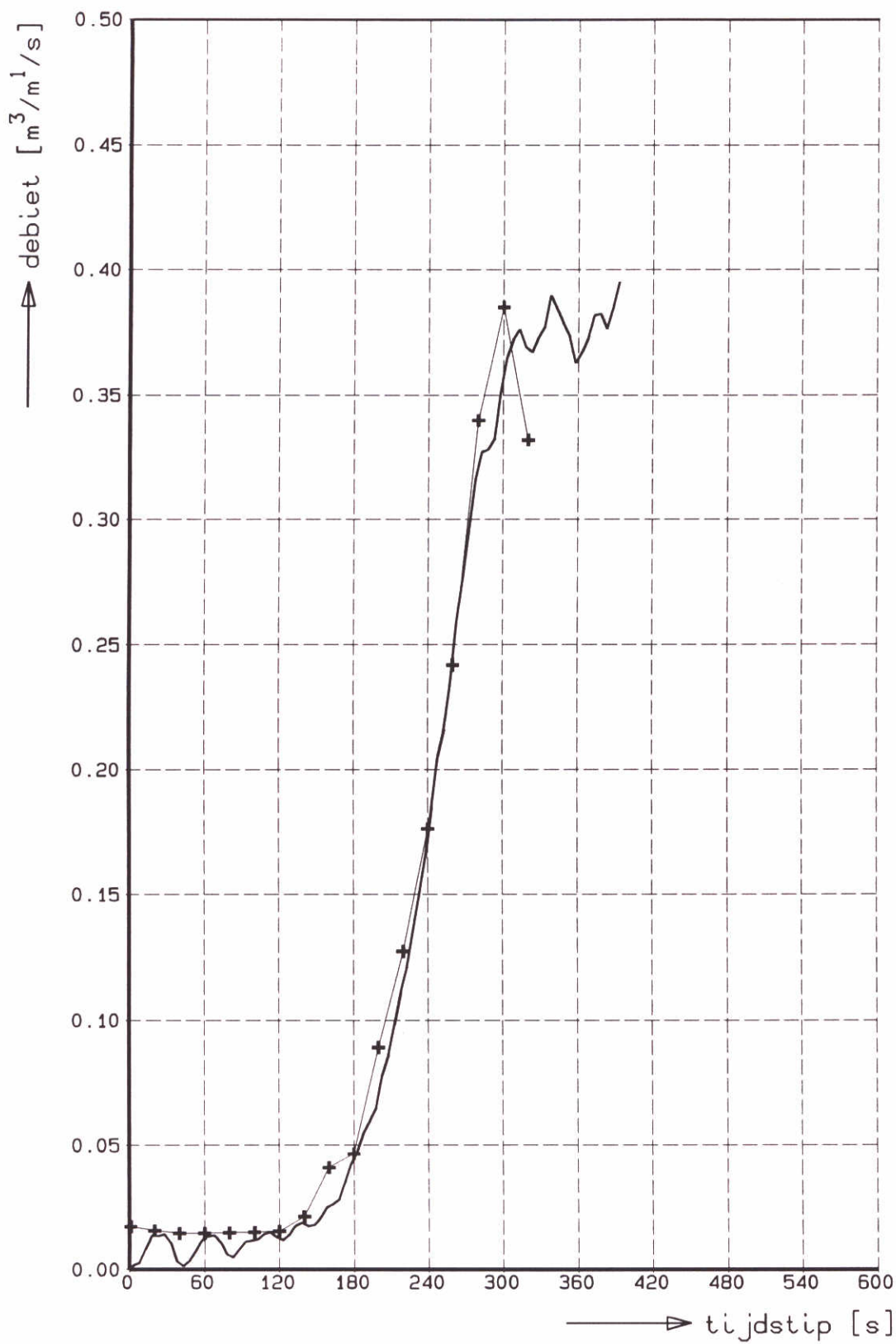
"EXAMP"

$k = 0,5 \text{ m}$

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H1242-I

FIG.3.9.1



VERGELIJKING GEMETEN EN BEREKENDE
GROOTTE VAN DEBIET

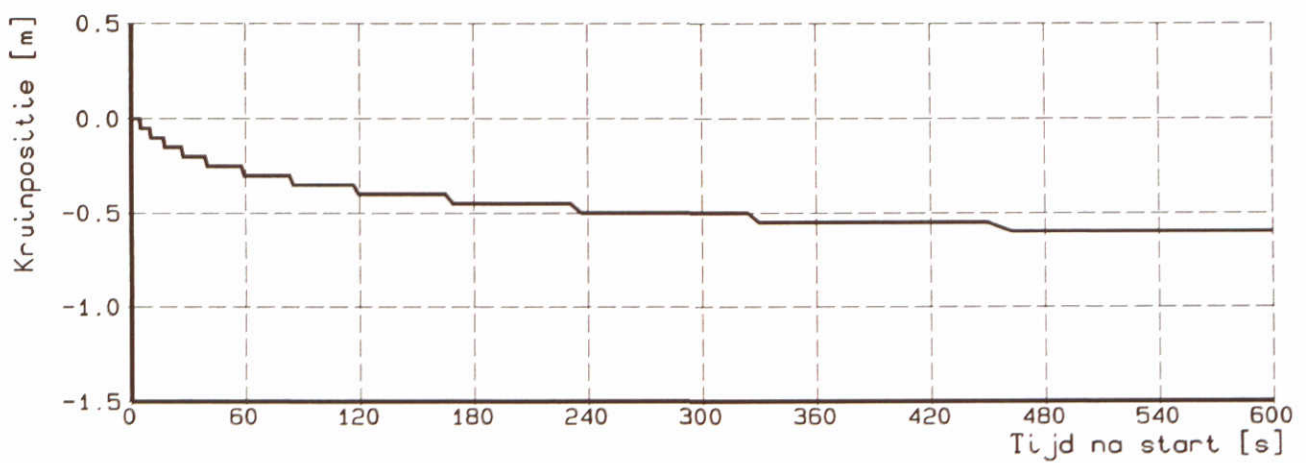
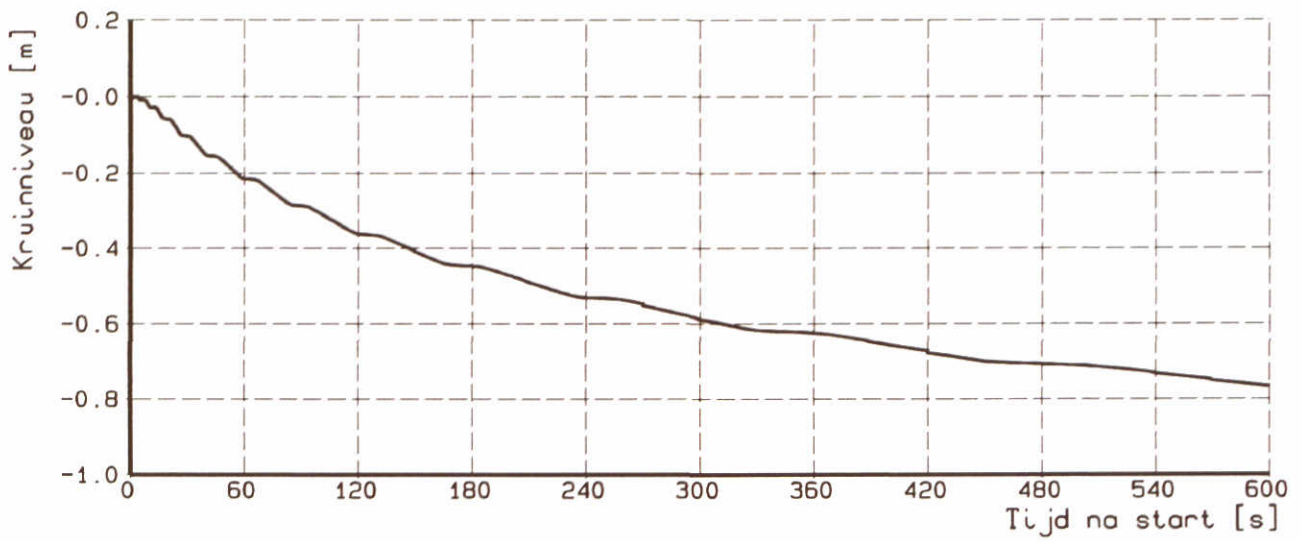
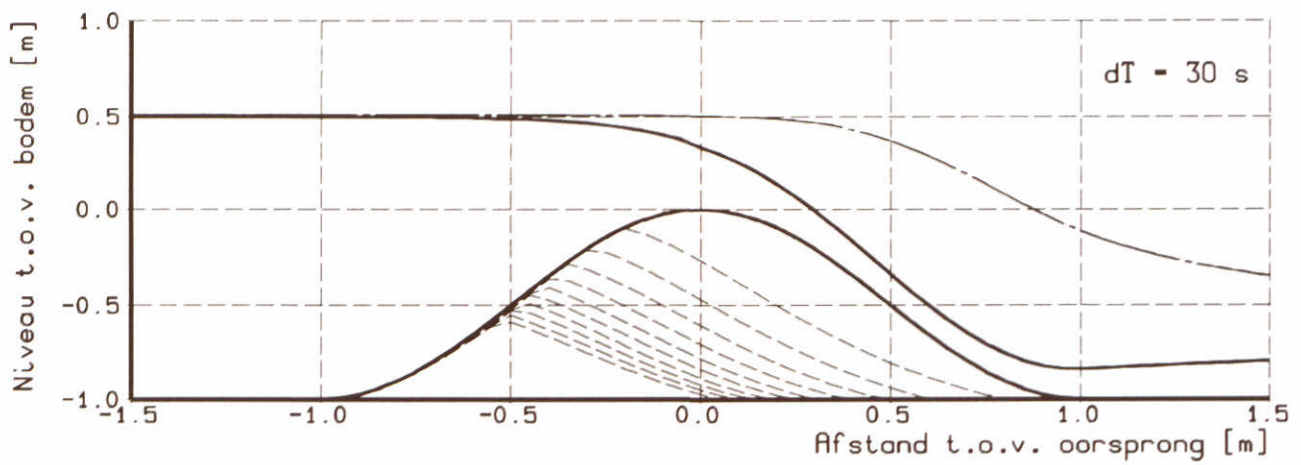
T5A

"T5A-QC"

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H1242-I

FIG.3.9.2



ONTWIKKELING DWARSPROFIEL
 Cos^2 -vormige kruin

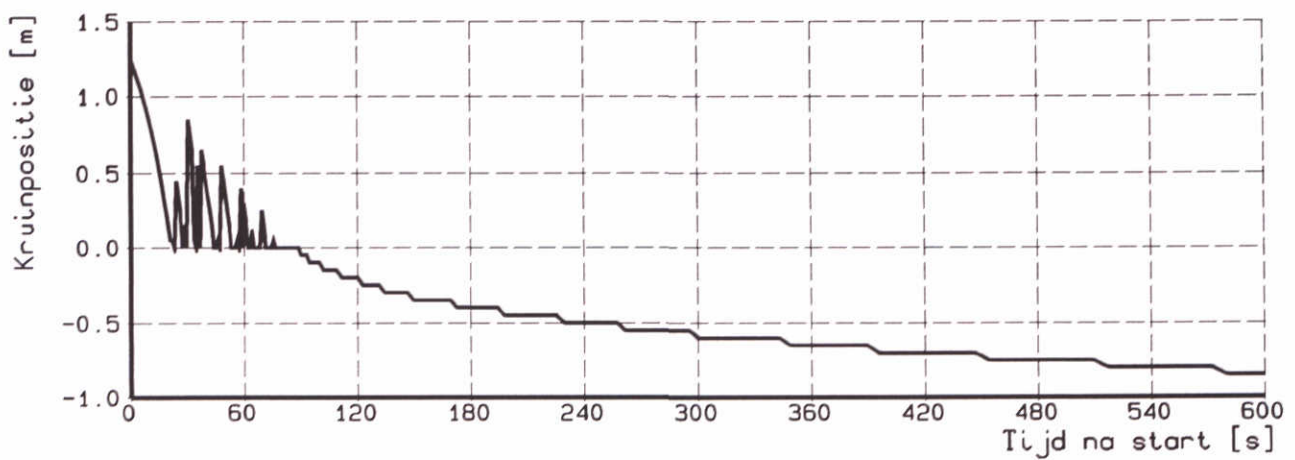
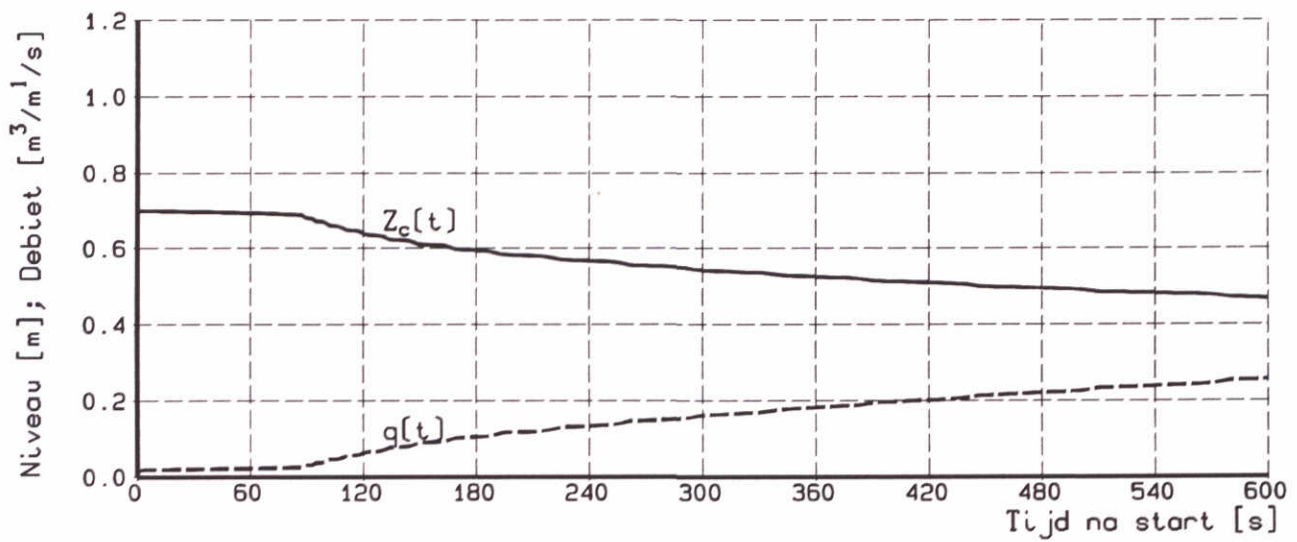
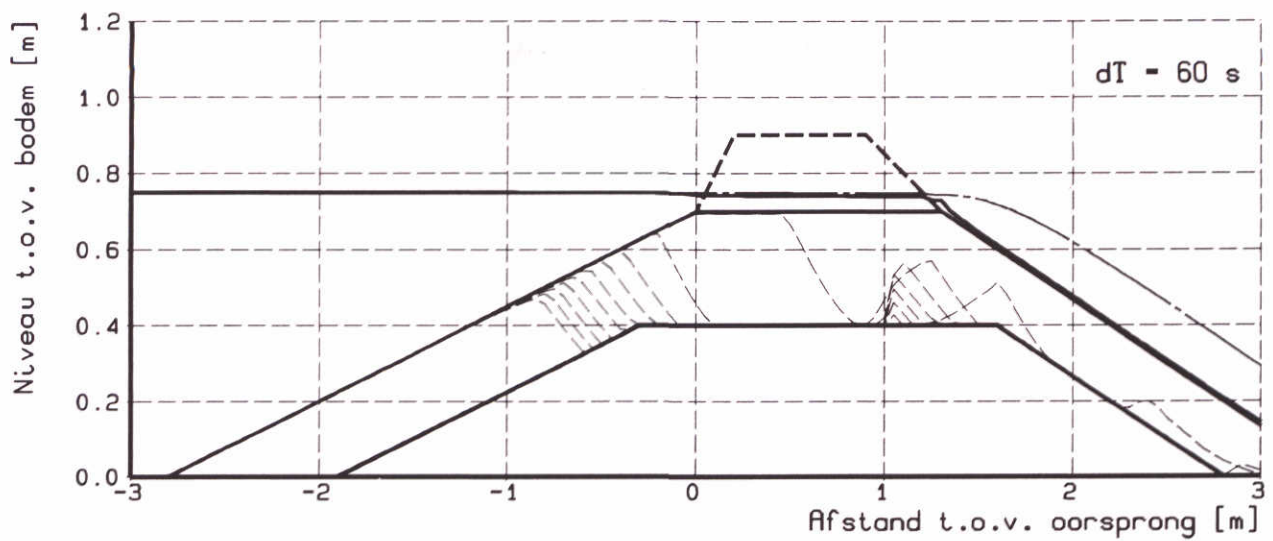
BREACH

'T-01'

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H1242-I

FIG.5.3.1



ONTWIKKELING DWARSPROFIEL
 Basisgeval; Overzicht

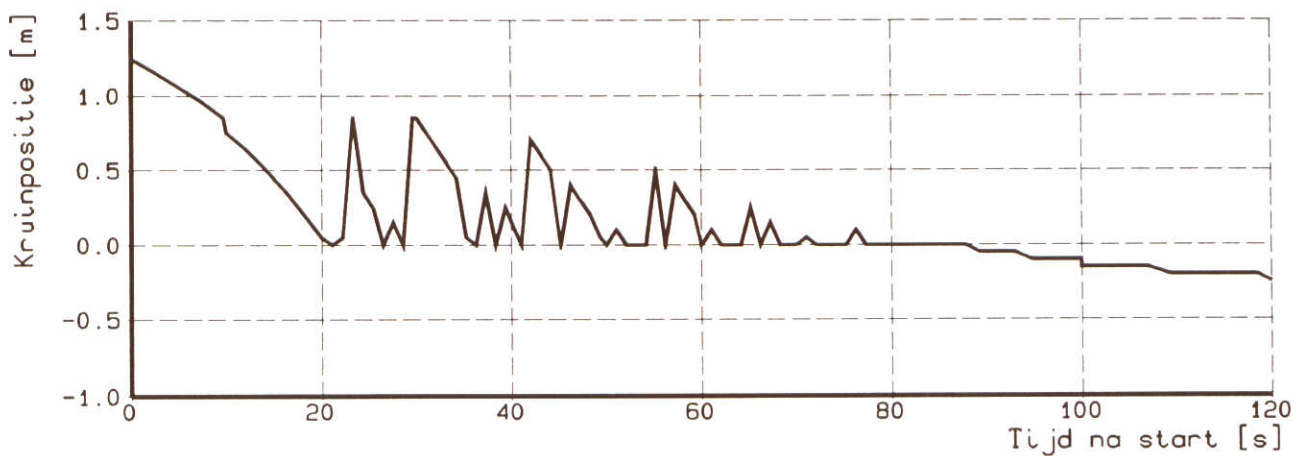
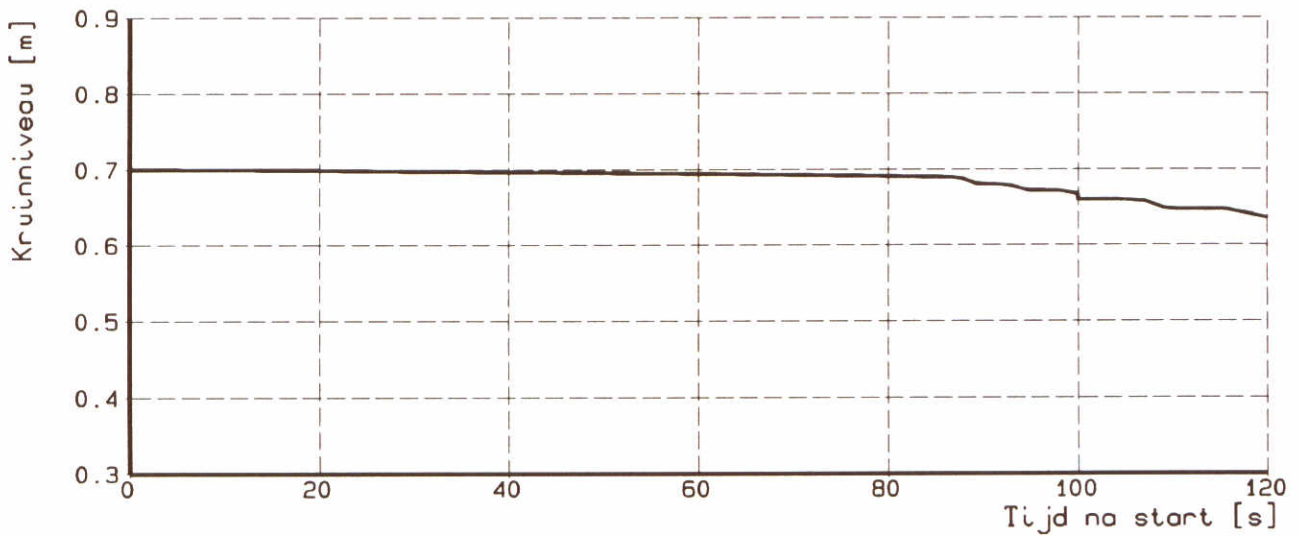
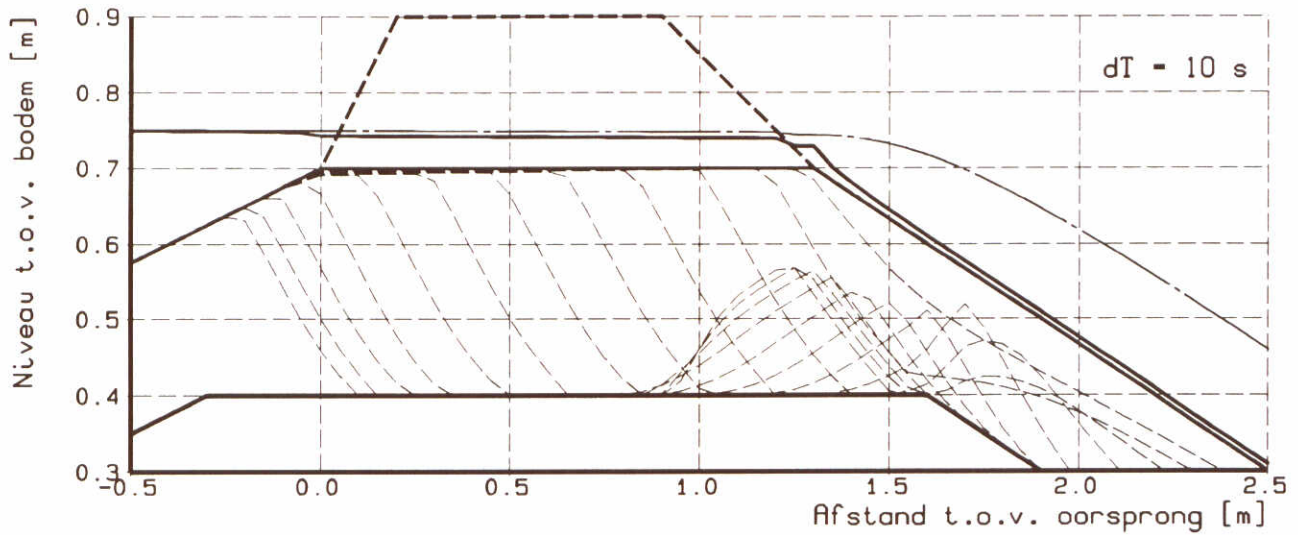
BREACH

'0-01'

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H1242-I

FIG.5.4.1



ONTWIKKELING DWARSPROFIEL
Basisgeval; Detail

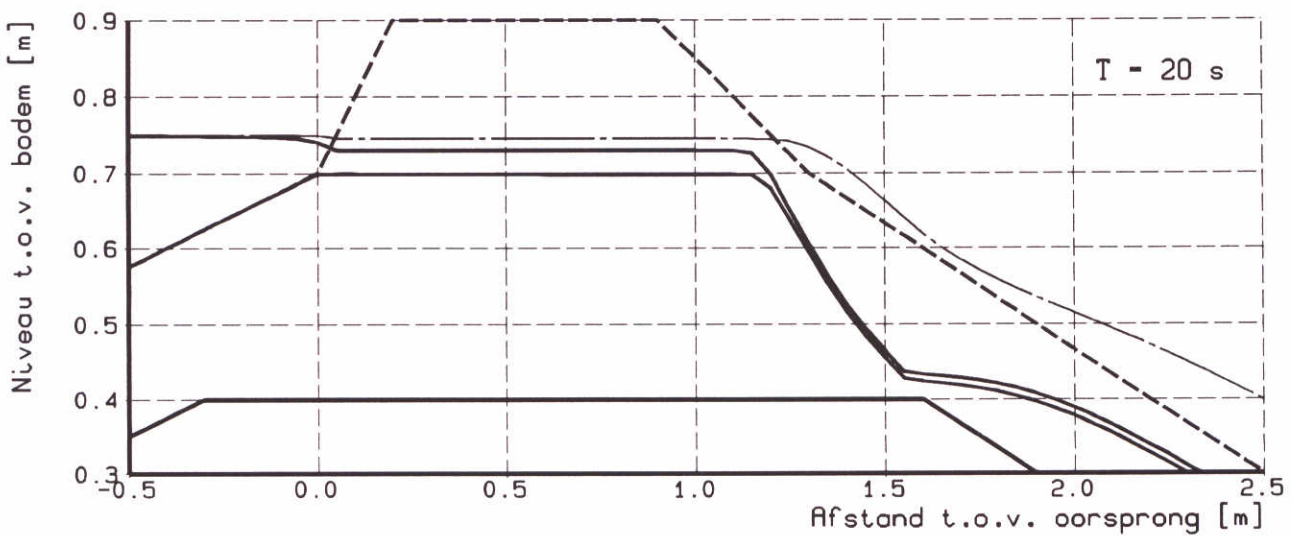
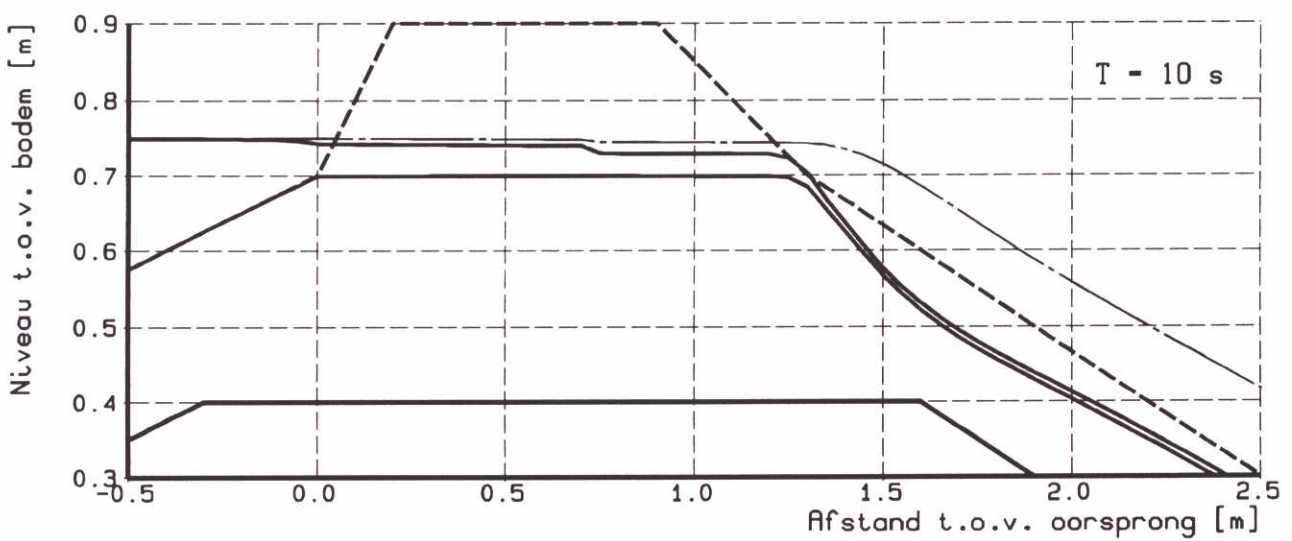
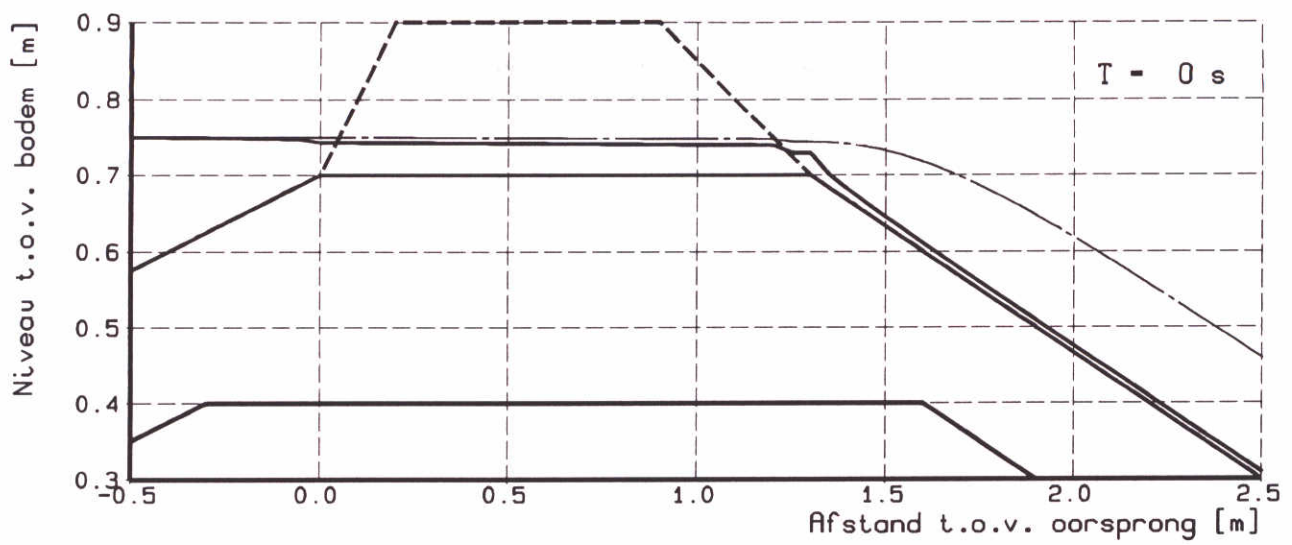
BREACH

"D-02"

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H1242-I

FIG.5.4.2



MOMENTANE DWARSPROFIELEN
Basisgeval

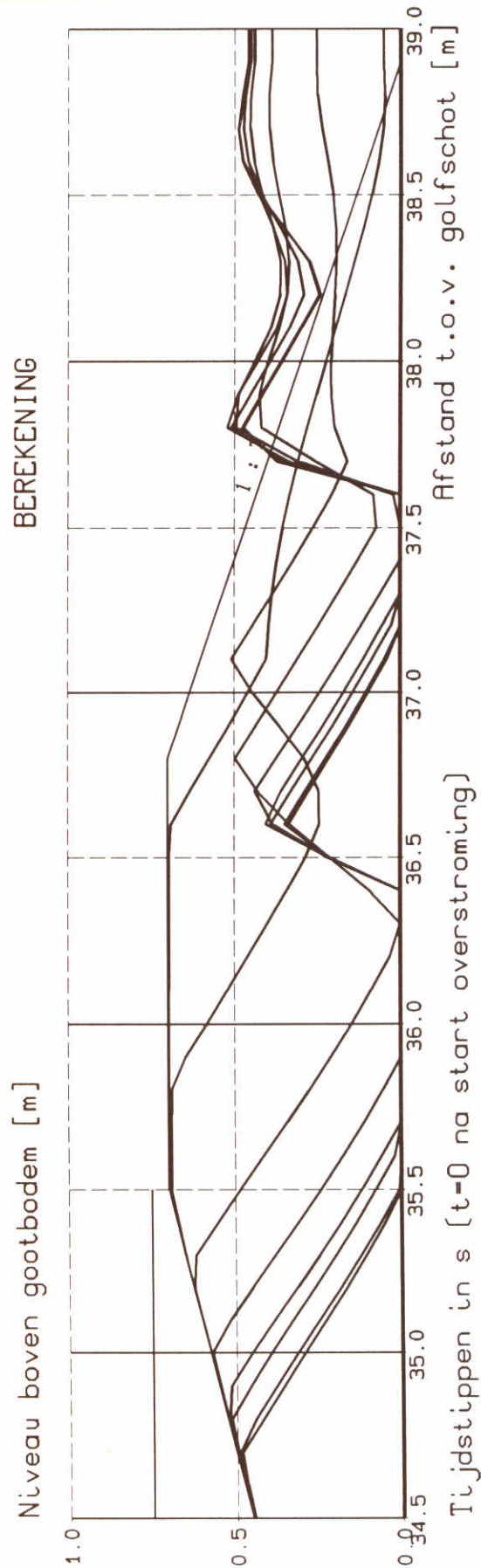
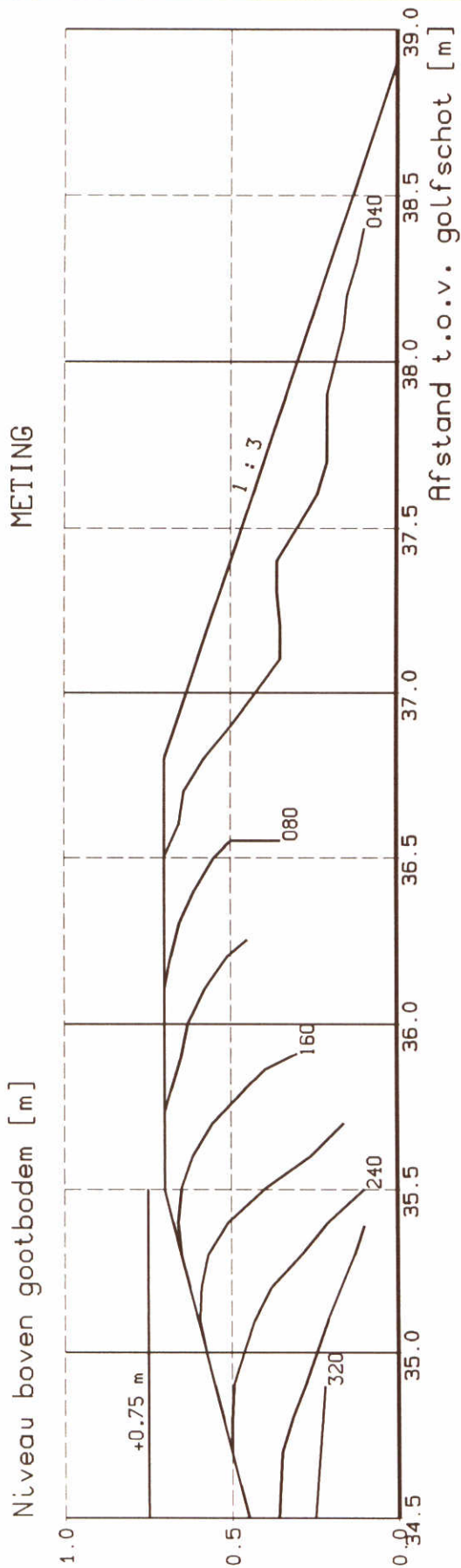
BREACH

"D-03"

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H1242-I

FIG.5.4.3



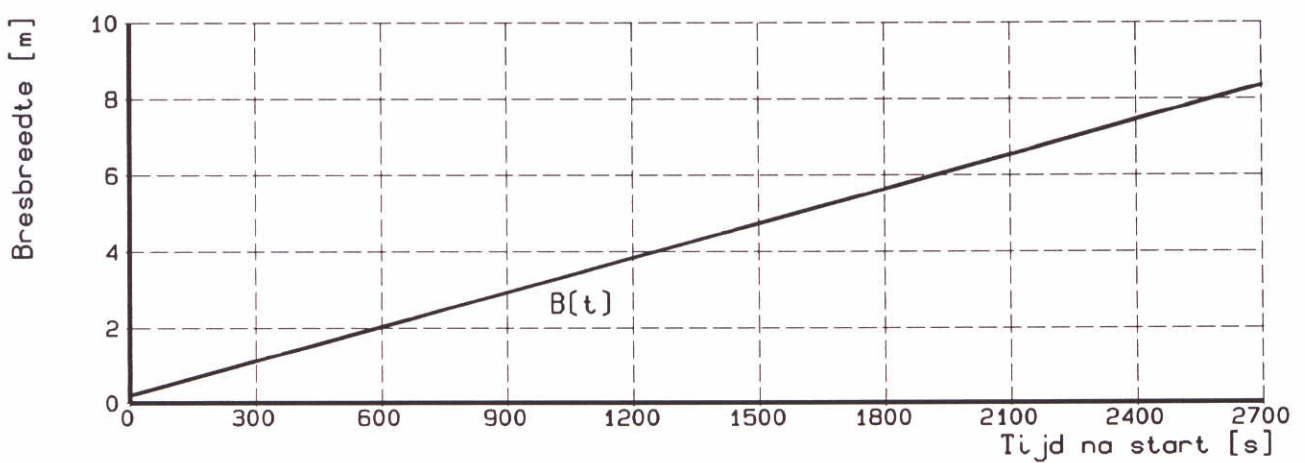
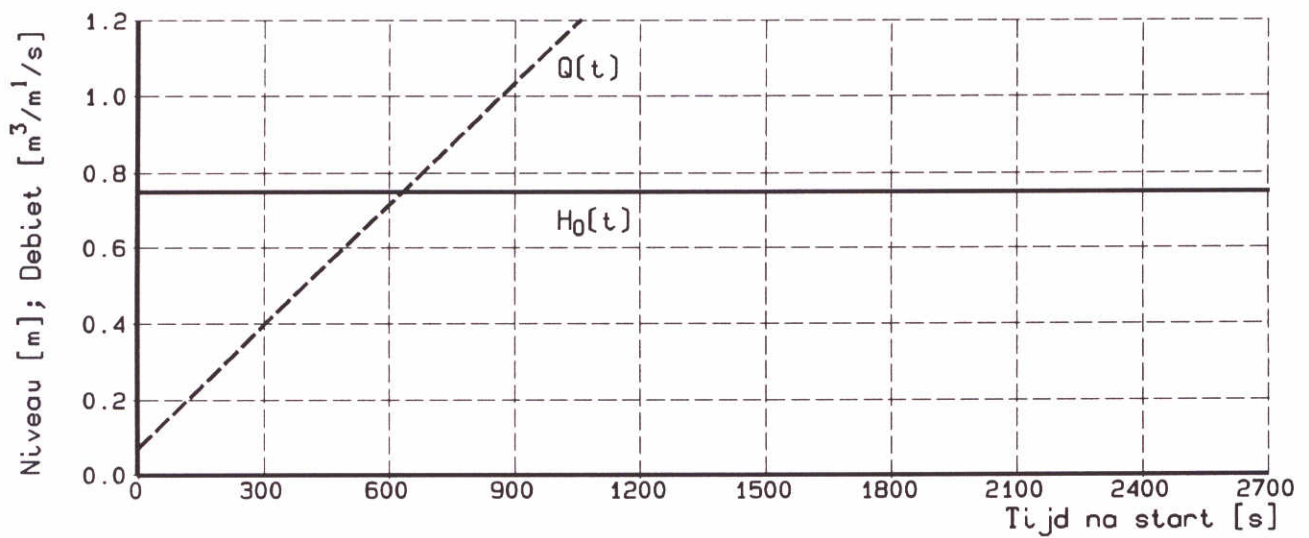
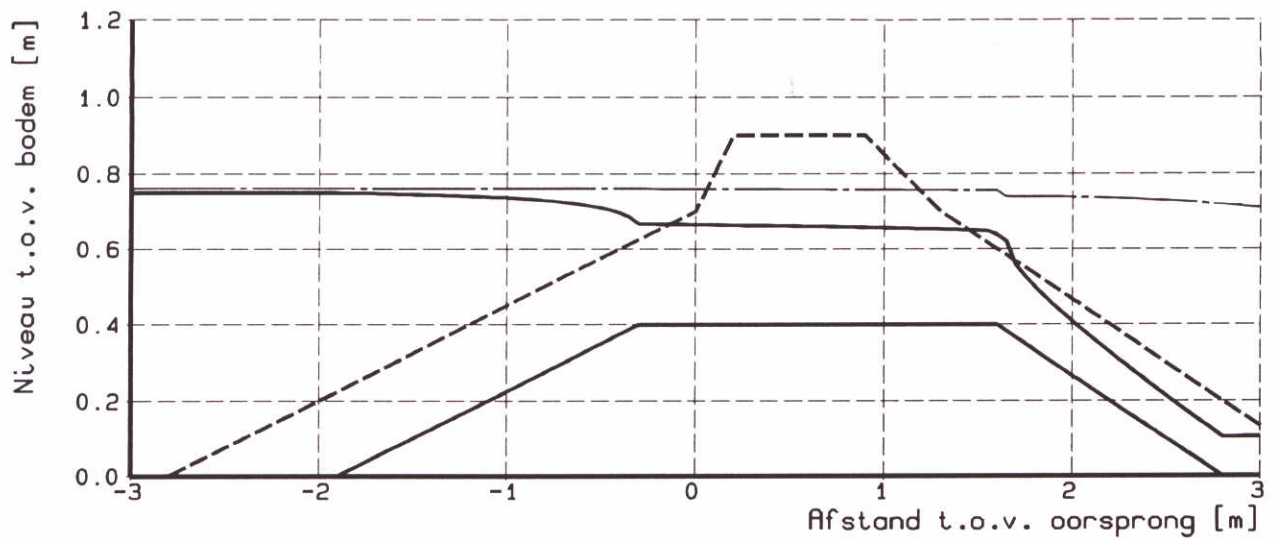
VERGELIJKING METINGEN BEREKENINGEN
 Scheldegoot test T5A

BREACH

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H1242-I

FIG.5.5.1



ONTWIKKELING BRESBREEDTE
Basisgeval

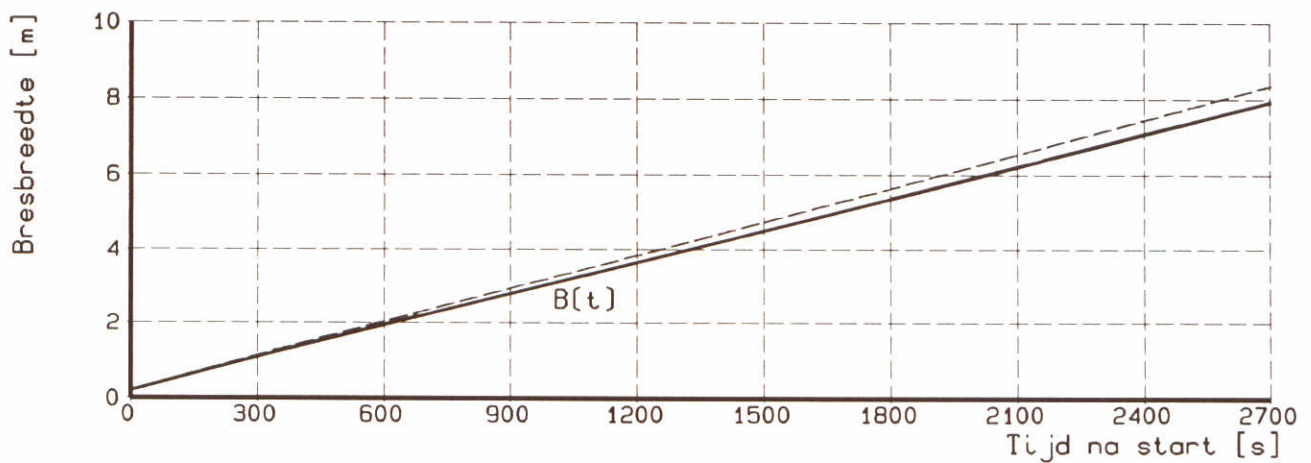
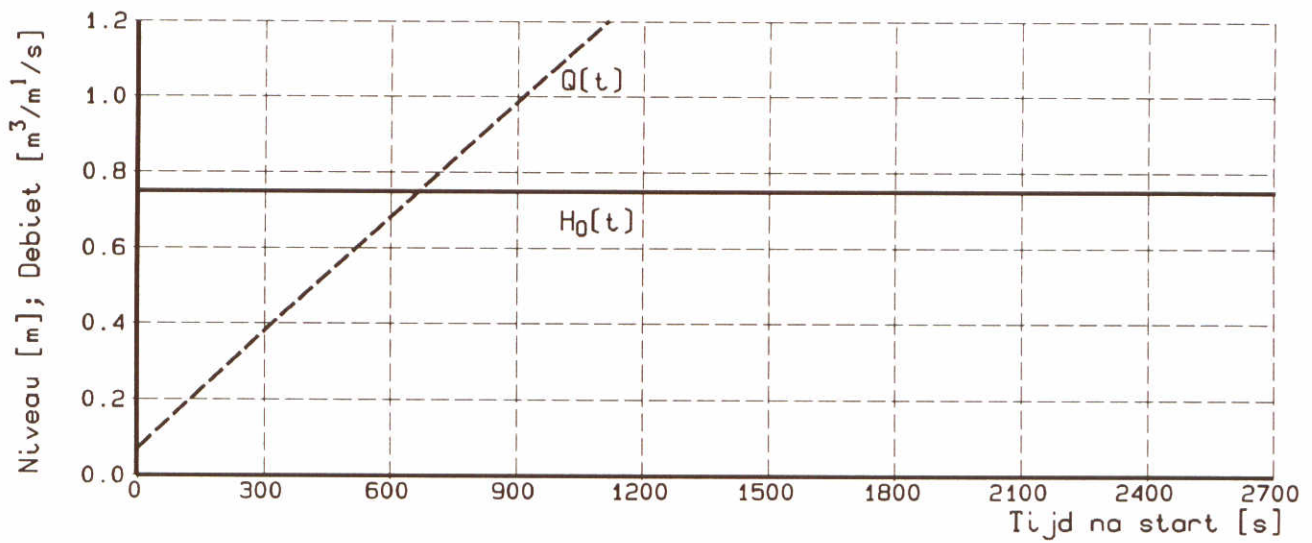
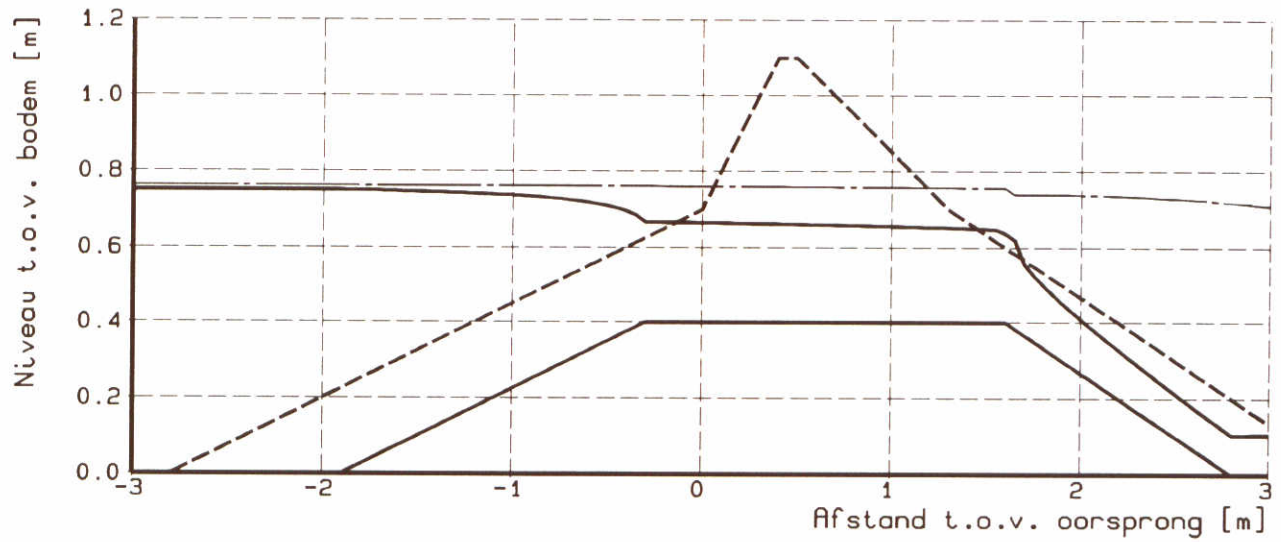
BREACH

"B-01"

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H1242-I

FIG.6.2.1



ONTWIKKELING BRESBREEDTE
Afwijkend dwarsprofiel

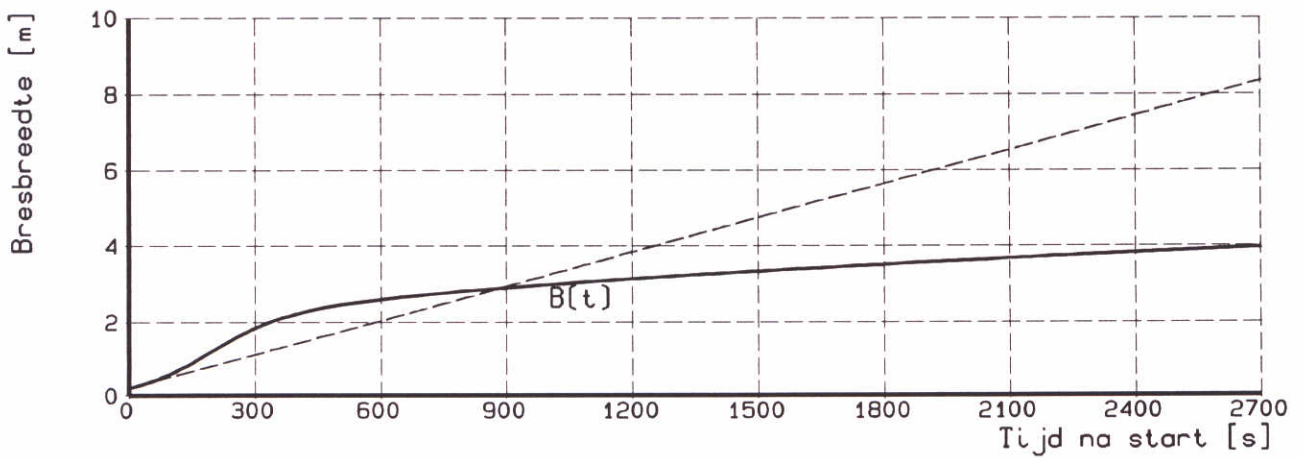
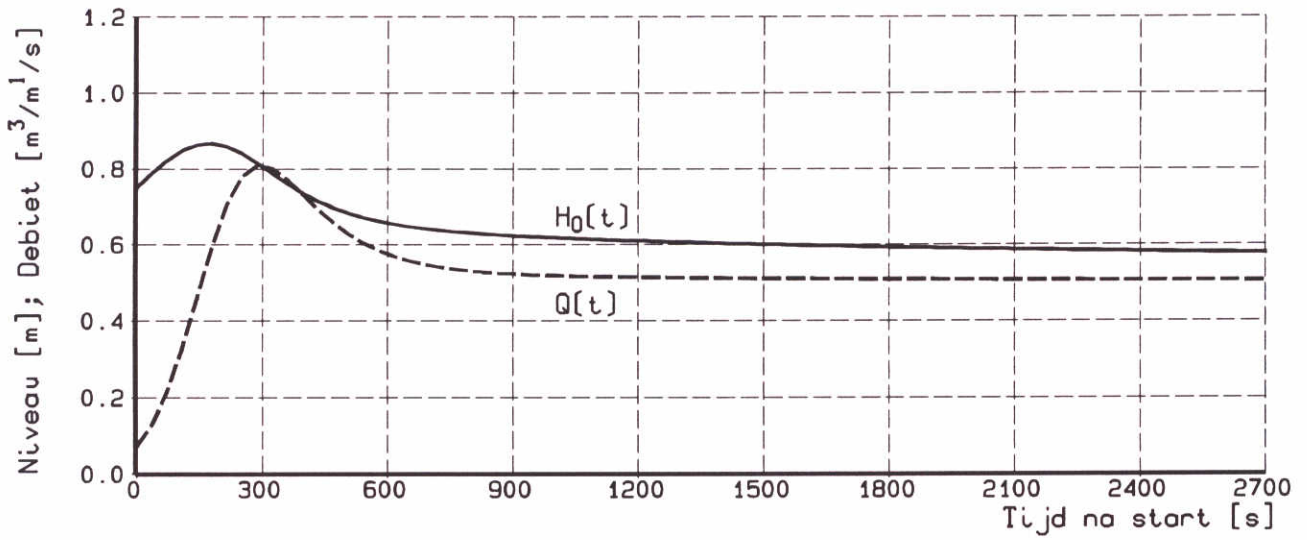
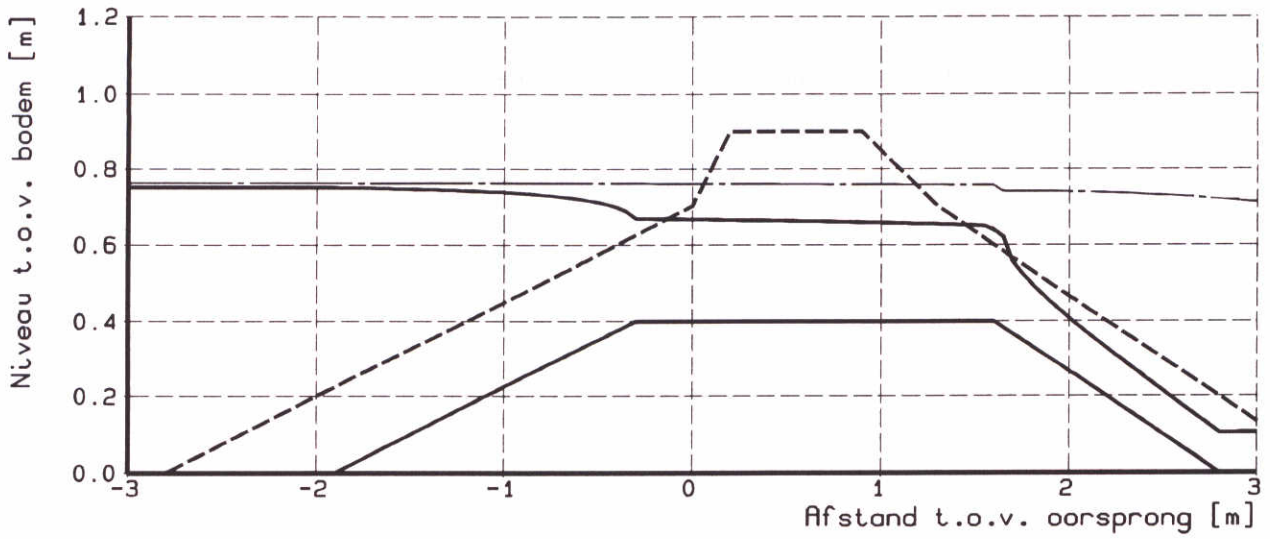
BREACH

"B-02"

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H1242-I

FIG.6.3.1



ONTWIKKELING BRESBREEDTE
 Varierende buitenwaterstand

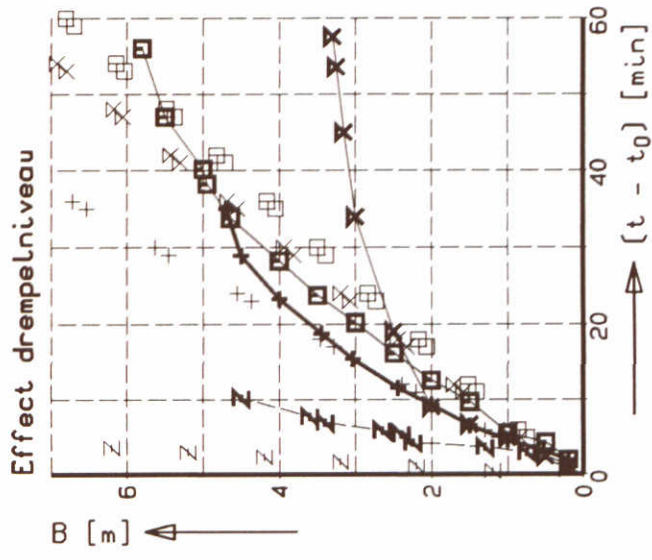
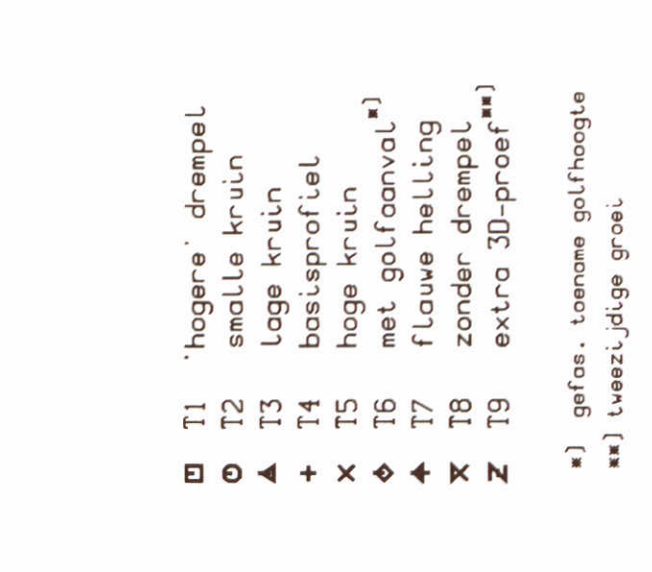
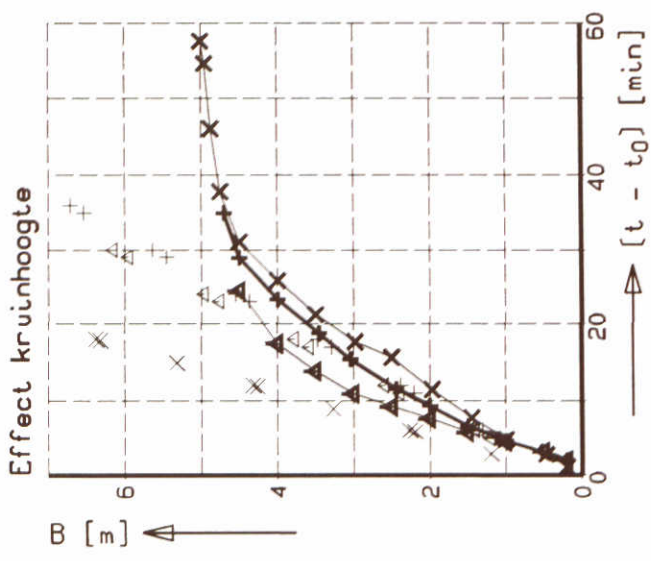
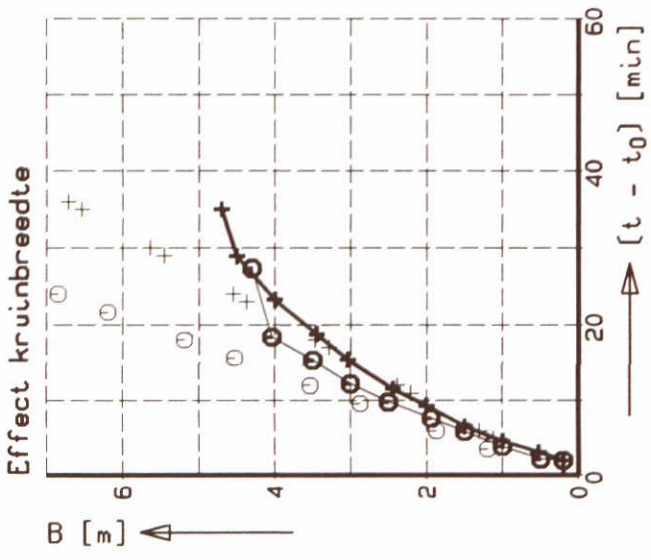
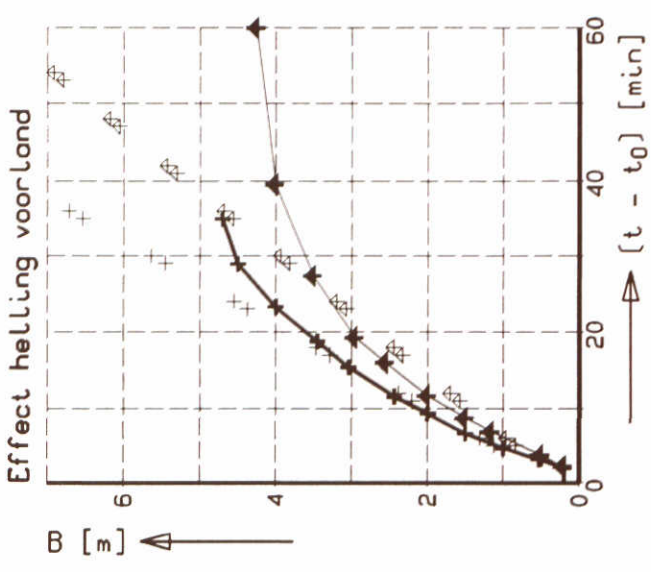
BREACH

"B-03"

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

H1242-I

FIG.6.4.1



- T1 hogere drempel
- T2 smalle kruin
- T3 lage kruin
- T4 basisprofiel
- T5 hoge kruin
- T6 met golfaanval^{*)}
- T7 flauwe helling
- T8 zonder drempel
- T9 extra 3D-proef^{**)}

*) gefas. toename golfoogte
 **) tweezijdige groei

VERGELIJKING METINGEN BEREKENINGEN
 Scheldebakproeven

BREACH	
H1242-I	FIG.6.5.1



Waterschapslaboratorium | wl

locatie Delft
Rotterdamseweg 185
postbus 177
2600 MH Delft
telefoon 015 2569353
telefax 015 2619674
telex 38176 hydnl
e-mail info@wldelft.nl

locatie 'De Voorst'
Voorsterweg 28, Marknesse
postbus 152
8300 AD Emmeloord
telefoon 0527 242922
telefax 0527 243573
telex 42290 hylvo-nl
e-mail info@wldelft.nl



