



RAPPORTNR. B-85-64/64.3.0873

EEN PROBABILISTISCH DIJKONTWERP

Voorbeeldberekening

IBBC

Instituut TNO voor Bouwmaterialen en Bouwconstructies

Lange Kleiweg 5, 2288 GH Rijswijk (ZH) - postbus 49 2600 AA Delft

tel. 015-1382-22 Telex 38270 IBBC NL

BEZOEKADRES:
LANGE KLEIWEG 5
RIJSWIJK Z.H.

POSTBUS 49
2600 AA DELFT
TEL. 015 4138222
TELEX 38270

RAPPORT

NO. B-85-64/64.3.0873
september 1985

BETR.: EEN PROBABILISTISCH DIJKONTWERP

Voorbeeldberekening

Auteurs: ir. A.C.W.M. Vrouwenfelder
ir. A.J. Wubs

AAN
Rijkswaterstaat
Dienst Weg- en Waterbouwkunde
Hoofthoofdskade 1
2526 KA DEN HAAG

TNO

INHOUDblz.

SAMENVATTING	3
NOTATIES	6
1. INLEIDING	8
2. PROBLEEMSTELLING	10
3. BEREKENINGSWIJZE	17
3.1. Optimalisering van het dijkontwerp	17
3.2. Bouwkosten	17
3.3. De gekapitaliseerde schadeverwachting	18
3.4. Schade als functie van de inundatiediepte	19
3.5. De inundatiediepte	20
3.6. De kansdichtheidsfunctie van de inundatiediepte	23
3.7. Rekenschema	27
4. OVERLOOP	28
4.1. Faalkans	28
4.2. Kansdichtheidsfunctie	28
4.3. De optimale kruinhoogte	30
5. MACRO-INSTABILITEIT BINNENTALUD	31
5.1. Faalkans	31
5.2. Kansdichtheidsfunctie	35
5.3. De optimale kruinhoogte	37
6. PIPING	38
6.1. Faalkans	38
6.2. Kansdichtheidsfunctie	41
6.3. De optimale kruinhoogte	43
6.4. De optimale kruinhoogte bij toepassing van een uiterwaard ...	43
7. MICRO-INSTABILITEIT BINNENTALUD	45
7.1. Faalkans	45
7.2. Kansdichtheidsfunctie	46
7.3. De optimale kruinhoogte	46
8. DE GEKOMBINEERDE FAALMECHANISMEN VAN DE DIJK	47
8.1. De gekombineerde faalkans van de dijk	47
8.2. Het optimale dijkontwerp	51
9. KONKLUSIES EN AANBEVELINGEN	57
9.1. Konklusies	57
9.2. Aanbevelingen	59
LITERATUURLIJST	62

BIJLAGE I : Vorm, duur en waterstanden van hoogwatergolven

BIJLAGE II : Benaderingen van de "en"-kans bij twee afhankelijke gebeurtenissen

BIJLAGE III: Bepaling van de freatische lijn in de dijk

BIJLAGE IV : De effectieve dikte van de kleilaag onder de slootbodem bij het mechanisme piping

BIJLAGE V : Bepaling van de hoogte h_A bij het mechanisme micro-instabiliteit binnentalud

SAMENVATTING

In 1979 is door de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW) werkgroep 10 "Probabilistische Methode" ingesteld. Aanleiding tot de instelling was een vraag van de Minister van Verkeer en Waterstaat om te komen tot een maatstaf voor de veiligheid van waterkeringen. Deze zou gebaseerd moeten zijn op een risico-analyse van alle betrokken factoren. De werkgroep kreeg tot taak de formulering van een filosofie voor het ontwerpen van verantwoorde waterkeringen.

In bovengenoemd kader is door de werkgroep een aantal studies naar deel-aspekten uitgevoerd. Daarnaast is een projekt gedefinieerd waarin de gehele procedure aan de hand van een voorbeeld wordt gedemonstreerd. Om dit mogelijk te maken, zijn de gebruikte mechanisch-fysische modellen eenvoudig gehouden en is tevens het aantal beschouwde faalmechanismen beperkt. Voor de te ontwerpen dijk is een rivierdijk genomen. Dit rapport beschrijft de uitgangspunten, berekeningsmodellen en resultaten van genoemd projekt.

Het optimale dijkprofiel is bepaald op basis van de som van de bouwkosten en de schadeverwachting. De optimaliseringsparameters zijn de kruinhoogte en de taludhelling. De dijk, die uit zand bestaat, is gefundeerd op een kleilaag die weer op een zandpakket rust. De dijk is aan de rivierzijde afgedekt met een kleilaag.

De dijk beschermt een gebied dat in gebruik is voor wonen, landbouw en industrie tegen overstroming vanuit een rivier, waarvan wordt aangenomen dat deze eens per jaar een hoogwatergolf moet afvoeren. Indien er inundatie van het beschermde gebied optreedt, zal er schade ontstaan. In dit rapport is geen aandacht besteed aan mogelijke immateriële schade. In de voorbeeldberekening is aangenomen dat de schade een functie is van de inundatiediepte. De inundatiediepte is berekend met formules voor overlaten en uit de continuïteitsvergelijking.

Als oorzaak voor het falen van de dijk is een viertal mechanismen beschouwd, te weten:

- e. overloop
- macro-instabiliteit binnentalud
- piping
- micro-instabiliteit binnentalud

In een praktijkgeval zullen meer mechanismen moeten worden beschouwd. Bij de berekeningen is aangenomen dat in totaal elf variabelen een stochastisch karakter hebben, te weten:

- 2 hoogwaterparameters
- 7 grondparameters
- de bresbreedte
- een modelfaktor t.b.v. het mechanisme piping

De kansen zijn berekend op niveau II volgens de "advanced" methode (AFDA). Daartoe is gebruik gemaakt van het IBBC-TNO-programma Probab en de LGM-programma's Stagrom en Prostab.

In eerste instantie zijn de faalkans van de dijk en het optimale dijkprofiel voor elk mechanisme afzonderlijk bekeken. Het blijkt dat de faalkansen van de mechanismen overloop en piping groot zijn in vergelijking met die van macro- en micro-instabiliteit binnentalud. Bij overloop wordt een kleine faalkans verkregen bij een hoge dijk en bij piping door een zo groot mogelijke kwellingte. Een grote kwellingte kan worden verkregen door een hoge dijk met flauwe taluds.

De geringe faalkansen van de mechanismen macro- en micro-instabiliteit worden veroorzaakt door de aanwezigheid van de kleibekleding op het buitentalud. Hierdoor ontwikkelt het freatisch vlak zich veel langzamer en minder sterk.

Indien de beschouwde faalmechanismen worden gekombineerd wordt (uiteraard) de geringste faalkans gevonden bij de hoogste dijk met het flauwste, beschouwde talud.

Het optimale dijkprofiel wordt eveneens gevonden bij een hoge dijk met het flauwste, beschouwde talud.

Indien ten behoeve van het mechanisme piping de kwellingte niet wordt verkregen door een hoge drijk met flauwe taluds, maar door toepassing van een uiterwaard voor de dijk, dan wordt voor de optimale oplossing een andere ontwerpvariant gevonden. Bij een breedte van een uiterwaard van 100 m blijkt dat nog wel een grote kruinhoogte nodig is, maar dat nu met het steilste, beschouwde talud kan worden volstaan.

Het projekt heeft getoond, dat bij de beschouwing van de veiligheid en bij het optimaliseren van een waterkering, in de risico-analyse inderdaad meer stochastische parameters kunnen worden betrokken dan alleen de waterstand. Hierbij dient overigens wel te worden opgemerkt dat een volledig probabilistische berekening zowel qua theorie als qua uitvoering niet eenvoudig is en voorlopig meer moet worden gezien als een research-instrument dan als een operationeel hulpmiddel bij de dagelijkse praktijk.

Aan het eind van het rapport wordt een aantal aanbevelingen gedaan voor verder onderzoek. Aanbevolen wordt onder meer om de overige faalmechanismen te beschouwen en een gevoeligheidsanalyse uit te voeren van alle factoren die in principe aandacht verdienen, ten einde de prioriteit voor verder onderzoek te kunnen vaststellen. Ook wordt aanbevolen meer aandacht te besteden aan het faal- en inudatieproces en aan de effectiviteit van de kleilaag op het buitentalud.

NOTATIES

A	oppervlakte beschermd gebied
B	rivierbreedte
b	bresbreedte
b_k	kruinbreedte
b_s	breedte slootodem
b_u	breedte uiterwaard
C	konstante van Chézy
C_{BOUW}	bouwkosten van de dijk
C_L	creep ratio (Lane)
C_{TOT}	totale kosten
C_K	kohesie van klei
C_z	kohesie van zand
d	inundatiediepte
d_k	kleilaagdikte onder de dijk
d_{ks}	kleilaagdikte onder de slootbodem
$d_{ks.eff}$	effektieve kleilaagdikte onder de slootbodem
$E(s)$	gekapitaliseerde schadeverwachting
$F_x(\zeta)$	cumulatieve verdelingsfunctie van x
$\bar{F}_x(\zeta)$	complement van $F_x(\zeta)$
f_b	bouwkosten per volume-eenheid
$f_x(\zeta)$	kansdichtheidsfunctie van x
\hat{g}	versnelling van de zwaartekracht
h	topwaterstand bovenstrooms
h_b	afstand referentiepeil-rivierbodem
h_m	maaiveldniveau
h_o	kruinhoogte
h_s	afstand referentiepeil-slootbodem
h_1	waterstand bovenstrooms
h_2	waterstand benedenstrooms
I_b	helling van rivierbodem
K_k	doorlatendheid van klei
K_z	doorlatendheid van zand
L	dijk lengte
l_k	kwellingte

m	modelfaktor (piping)
N	beoogde levensduur van de dijk
n	poriëngehalte van zand
$P\{x\}$	kans op optreden van gebeurtenis x
p	druk
Q_{ov}	debiet over de overlaat
Q_1	debiet bovenstrooms
Q_2	debiet benedenstrooms
r	reële rentevoet
S	schade
\bar{S}	gemiddelde schade
s_1	maximale woningschade per oppervlakte
s_2	maximale landbouwschade per oppervlakte
s_3	maximale industrieschade per oppervlakte
T	duur van het hoogwater
X_1^*	design-point waarde van X_1
Z	betrouwbaarheidsfunctie
α	hoek van het talud
α_1	fractie bebouwde oppervlakte
α_2	fractie landbouwoppervlakte
α_3	fractie industrie-oppervlakte
β	betrouwbaarheidsindex
γ	stabiliteitsfaktor
λ_{eq}	equivalente lekfaktor van de kleilaag op het buitentalud
μ_x	gemiddelde waarde van x
ρ	korrelatiecoëfficiënt
ρ_k	massadichtheid van klei
ρ_w	massadichtheid van water
ρ_z	massadichtheid van zand
σ_x	standaardafwijking van x

1. INLEIDING

In 1979 is door de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW) besloten tot de instelling van werkgroep 10 "Probabilistische Methode". Aanleiding tot deze instelling was een verzoek van de toenmalige minister van Verkeer en Waterstaat aan de TAW om te komen tot een maatstaf voor de veiligheid van waterkeringen die "indien mogelijk gebaseerd moest zijn op een risico-analyse van alle betrokken factoren in plaats van alleen op de faktor waterstand".

De ingestelde werkgroep kreeg als taakstelling "De formulering van een nieuwe filosofie voor het ontwerpen van verantwoorde (d.i. veilige en economische) konstrukties".

Naast het opzetten van een aantal studies naar deelaspekten als schadebepaling, akseptatiecriteria, lengte-effekt e.d., heeft de werkgroep ook een projekt gedefinieerd waarbij de gehele procedure aan de hand van een voorbeeld wordt gedemonstreerd. Om het probleem in zijn algemeenheid te kunnen oplossen, zijn de mathematisch-fysische modellen eenvoudig gehouden. Om dezelfde reden is ook het aantal beschouwde faalmechanismen beperkt. Voor de te ontwerpen dijk is een rivierdijk gekozen. Het onderhavige rapport is een vastlegging van dit project.

Het optimale dijkprofiel is bepaald op basis van de som van de bouwkosten en de schadeverwachting. De optimaliseringsparameters zijn de kruinhoogte en de taludhelling. Bij één van de beschouwde mechanismen, het mechanisme piping, is tevens onderzocht hoe een ontwerpvrijheid, de breedte van een uiterwaard, kan worden benut. Bij het projekt is aangenomen dat elf parameters een stochastisch karakter hebben. De overige parameters zijn deterministisch aangenomen.

In hoofdstuk 2 wordt een nadere beschrijving gegeven van de gekozen probleemstelling die vervolgens in hoofdstuk 3 nader wordt uitgewerkt.

In de hoofdstukken 4 tot en met 7 worden de mechanismen afzonderlijk behandeld en in hoofdstuk 8 worden de mechanismen gekombineerd. Ten slotte worden in hoofdstuk 9 de konklusies en aanbevelingen gegeven.

Bij zowel het formuleren van de probleemstelling als bij de uitwerking en de berekening is er intensief overleg gevoerd met de leden van TAW 10. Met name voor de waterbouwkundige aspecten was deze inbreng onontbeerlijk voor het volbrengen van dit projekt; voor een aantal wiskundige problemen is assistentie verleend door ir. E.O.F. Calle van het LGM. De computerberekeningen bij TNO-IBBC zijn uitgevoerd door ir. A.K. de Groot.

2. PROBLEEMSTELLING

Als probleemstelling voor dit projekt is gekozen voor een ontwerp van een rivierdijk die een bepaald gebied beschermt. Het dijkontwerp moet zodanig worden bepaald dat de som van de bouwkosten van de dijk en de schadeverwachting in het beschermde gebied minimaal is. In formulevorm bedragen de totale kosten:

$$C_{TOT} = C_{BOUW} + E(S) \quad (1)$$

waarin:

C_{BOUW} = de bouwkosten van de dijk

$E(S)$ = de gekapitaliseerde schadeverwachting (kans maal schade, gekapitaliseerd en gesommeerd)

Als primaire optimaliseringsparameters van de dijk worden gekozen de kruinhoogte h_0 en de taludhelling α (voor het binnen- en buitentalud zijn dezelfde hellingen genomen). De kosten van inspectie, onderhoud en dijkherstel worden buiten beschouwing gelaten. Wel wordt rekening gehouden met de rentevoet en de levensduur van de dijk.

In figuur 1 is de te ontwerpen dijk en het te beschermen gebied schematisch weergegeven. Hierna volgen nadere gegevens over de rivier, de rivierdijk, het beschermde gebied en de beschouwde faalmechanismen.

De rivier

Aangenomen is dat de waterstand in de rivier vrijwel het gehele jaar geen bedreiging vormt, met uitzondering van één enkele hoogwatergolf; zie figuur 2. De vorm van de hoogwatergolf is parabolisch. De top van de hoogwatergolf wordt aangeduid met \hat{h} en de duur van het hoogwater met T . Zowel \hat{h} als T zijn stochastische variabelen. Hierna volgen de detailgegevens.

a. Topwaterstand \hat{h}

De waterstand in de rivier wordt gegeven ten opzichte van het peil behorende bij de basisafvoer. Dit peil komt tevens overeen met het grondwaterpeil en wordt als (referentie)peil gehanteerd; zie fig. 2. De topwaterstand \hat{h} , is zoals gangbaar, verdeeld verondersteld volgens een exponentiële verdeling (type: extreem III, met $k = 1$). De algemene formule voor de cumulatieve verdelingsfunctie voor een type III extreme waardeverdeling is:

$$F_x(\zeta) = 1 - \exp \left[- \left(\frac{\zeta - \zeta_0}{u} \right)^k \right] \quad (2a)$$

De cumulatieve verdelingsfunctie voor \hat{h} wordt derhalve gegeven door:

$$F_{\hat{h}}(\zeta) = 1 - \exp \left\{ - \frac{\zeta - \zeta_0}{u} \right\} \quad (2b)$$

De korresponderende kansdichtheidsfunctie luidt:

$$f_{\hat{h}}(\zeta) = \frac{1}{u} \exp \left\{ \frac{\zeta - \zeta_0}{u} \right\} \quad (3)$$

Het gemiddelde en de standaardafwijking voor deze verdeling zijn te berekenen als:

$$\mu_{\hat{h}} = \zeta_0 + u \text{ en } \sigma_{\hat{h}} = u \quad (4)$$

In dit rapport zijn de waarden $\mu_{\hat{h}} = 3,0$ m en $\sigma_{\hat{h}} = 0,9$ m aangehouden als statistische gegevens van de hoogwatergolf. De cumulatieve verdelingsfunctie en de kansdichtheidsfunctie zijn getekend in figuur 3.

b. De duur T van het hoogwater

De duur T van het hoogwater is verdeeld verondersteld volgens een lognormale verdeling.

Voor μ_T is 7,5 dag en voor σ_T is 4,5 dag genomen.

De kansdichtheidsfunctie van T luidt:

$$f_T(\tau) = \frac{1}{\tau \sigma_y \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(\ln \tau - \mu_y)^2}{2\sigma_y^2}} \quad (5)$$

Hierin is $y = \ln T$, waarbij y normaal verdeeld is.

De waarden van μ_y en σ_y kunnen door oplossing worden gevonden uit de volgende formules:

$$\mu_T = \exp \left\{ \mu_y + \frac{1}{2} \sigma_y^2 \right\} \quad (6)$$

$$\sigma_T = \mu_T \cdot \sqrt{\exp(\sigma_y^2) - 1} \quad (7)$$

In bijlage 1 wordt aan de hand van een studie van de afvoergegevens van de Rijn aangetoond dat een lognormale verdeling redelijk is. Tevens wordt daar ingegaan op de vorm van het hoogwater.

c. Overige riviergegevens

Verondersteld is dat de breedte B van de rivier konstant is en 400 m bedraagt. Het bodemniveau h_b van de rivier ligt 3,5 m onder het referentiepeil. De helling van de rivierbodem is aangenomen op $I_b = 10^{-4}$ en voor de konstante van Chézy is genomen $C = 40 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$.

De rivierdijk

De lengte L van de dijk bedraagt 20 km. De geschematiseerde doorsnede van de dijk is weergegeven in figuur 4. De dijk is symmetrisch en bestaat uit een zandlichaam waarvan het buitentalud is afgedekt met een kleilaag. De dijk heeft een kruinhoogte h_0 boven het referentiepeil, een kruinbreedte b_k van 3 m en een voetbreedte b_0 . De ondergrond bestaat uit zand afgedekt met een 3,5 m dikke bovenlaag van klei. De taluds maken een hoek α met de horizontaal. De volgende grondparameters van zowel het zand als de klei zijn stochastisch:

k = de doorlatendheid

ϕ = hoek van inwendige wrijving

c = k kohesie

$\lambda_{eq} = \frac{k \cdot eq}{d \cdot k \cdot eq}$ = equivalente lekfactor van de kleilaag op het buitentalud; met perforaties in deze laag is rekening gehouden.

Voor het type van de verdelingen alsmede hun gemiddelde waarden en variatiecoëfficiënten wordt, evenals voor de overige parameters, verwezen naar tabel 1. Met name de spreidingen in tabel 1 berusten op schattingen; in een realistisch geval zal men voor sommige variabelen een statistische onderbouwing kunnen geven, voor andere blijft men echter op schattingen aangewezen. De variabelen h_0 en de taludhelling $\tan \alpha$ zijn de ontwerpvariabelen.

Indien dit gewenst is, kan een uiterwaarde voor de dijk worden gekreëerd door de dijk meer landinwaarts te plaatsen. De breedte van de uiterwaarde wordt b_u genoemd.

Het beschermde gebied

Het beschermde gebied heeft een oppervlakte A van 200 km² en ligt in zijn geheel op het niveau $h_m = +0,5$ m. Wat het gebruik van het gebied betreft, is aangenomen dat een gedeelte $\alpha_1 A$ in gebruik is voor bewoning, een gedeelte $\alpha_2 A$ voor landbouw en het resterende deel $\alpha_3 A$ voor industrie. De factoren α_1 , α_2 en α_3 bedragen respectievelijk 0,06, 0,93 en 0,01. Voor de inundatieberekeningen is aangenomen dat zich in het gebied geen al dan niet bedoelde waterkeringen bevinden.

Beschouwde faalmechanismen

Aangenomen wordt dat inundatie op twee manieren kan ontstaan, namelijk:

- a. via overloop over een niet bezweten dijk;
- b. na een dijkdoorbraak.

Tabel 1 Overzicht van de probleemvariabelen.

x	omschrijving	type	μ	σ/μ	
\hat{h}	topwaterstand (bovenstrooms)	E	3	m	0,30
T	duur van het hoogwater	LN	7,5	dagen	0,60
ϕ_k	hoek van inw. wrijving (klei)	N	20	graden	0,20
c_k	kohesie (klei)	N	10	kN/m ²	0,20
k_k	doorlatendheid (klei)	LN	10 ⁻⁸	m/s	1,00
ϕ_z	hoek van inw. wrijving (zand)	N	35	graden	0,10
c_z	kohesie (zand)	D	0	N/m ²	-
k_z	doorlatendheid (zand)	LN	10 ⁻⁵	m/s	0,50
d_k	kleilaagdikte onder de dijk	N	3,5	m	0,2
λ_{eq}	equivalente lekfactor van de kleilaag op het buitentalud (= $k_{k.eq}/d_{k.eq}$)	LN	2.10 ⁻⁷	1/s	1,0
b	bresbreedte	LN	100	m	1,0
m	modelfactor (piping)	N	1,67		0,2
L	dijk lengte	D	20	km	-
A	oppervlakte beschermd gebied	D	200	km ²	-
h_m	maaiveldniveau	D	0,5	m ⁺	-
α_1	fractie bebouwde oppervlakte	D	0,06	km ²	-
α_2	fractie landbouwoppervlakte	D	0,93	km ²	-
α_3	fractie industrieoppervlakte	D	0,01	km ²	-
s_1	max. woningschade per oppervlakte	D	400	f/m ²	-
s_2	max. landbouwschade per oppervlakte	D	1	f/m ²	-
s_3	max. industrieschade per oppervlakte	D	200	f/m ²	-
r	reële rentevoet	D	0,02		-
f_b	bouwkosten per volume-eenheid	D	10	f/m ³	-
h_o	kruinhoogte (t.o.v. peil)	V	6 à 10	m	-
tg α	taludhelling	V	1:2½ à 1:5		-
b_k	kruinbreedte	D	3	m	-
ρ_k	massadichtheid klei (droog/nat)	D	1400/1900	kg/m ³	-
ρ_z	massadichtheid zand (droog/nat)	D	1600/2000	kg/m ³	-
ρ_w	massadichtheid water	D	1000	kg/m ³	-
B _w	rivierbreedte	D	400	m	-
h_b	afstand referentiepeil-rivierbodem	D	3,5	m	-
b_s	breedte slootbodem	D	1,0	m	-
h_s	afstand referentiepeil-slootbodem	D	0,50	m	-
C	konstante van Chézy	D	40	m ² /s	-
I_b	helling van rivierbodem	D	10 ⁻⁴		-
g	versnelling v.d. zwaartekracht	D	10	m/s ²	-
b_u	breedte uiterwaard	D/V	0/var.	m	-
n_u	poriëngehalte van zand	D	0,4		-
C_L	creep ratio (Lane)	D	6		-

D = deterministisch

E = exponentieel (extreem III met k = 1)

LN = lognormaal

N = normaal

V = variabel (ontwerpvariabele)

Als oorzaken van een dijkdoorbraak worden de volgende mechanismen beschouwd:

- macro-instabiliteit binnentalud;
- piping;
- micro-instabiliteit binnentalud

Met behulp van een foutenboom met als topgebeurtenis "inundatie" kan een en ander worden verduidelijkt. In figuur 5 is de foutenboom getekend.

In de praktijk zullen meer mechanismen moeten worden beschouwd, zoals o.a.:

- erosie buitentalud
- erosie binnentalud en kruin
- afschuiving
- opdrukken van afsluitende lagen

Voor de beschouwde mechanismen zijn criteria geformuleerd. Deze zijn in de hoofdstukken 4 tot en met 7 weergegeven voor de afzonderlijke mechanismen. Ten behoeve van de schade-evaluatie is het niet alleen van belang te weten of er wel of geen inundatie is, maar ook de mate van inundatie. Van belang zijn dus het tijdstip waarop de inundatie begint en het verdere inundatiepatroon.

3. BEREKENINGSWIJZE

3.1. Optimaliseren van het dijkontwerp

Zoals in hoofdstuk 2 is vermeld, moeten de totale kosten C_{TOT} worden ge-optimaliseerd. Daartoe moet het minimum worden bepaald van:

$$C_{TOT} = C_{BOUW} + E(S) \quad (1)$$

door een juiste keuze van de ontwerpparameters h_o en $tg \alpha$. In dit onderzoek is het minimum bepaald door toekenning van een beperkt aantal discrete waarden aan h_o en $tg \alpha$, te weten $h_o = 6, 7, 8, 9$ en 10 m en $tg \alpha = 1:2\frac{1}{2}, 1:3, 1:3\frac{1}{2}, 1:4$ en $1:5$.

3.2. Bouwkosten

Voor de bouwkosten van de dijk is aangenomen dat deze uitsluitend afhangen van de inhoud van het dijklichaam. Verondersteld is dus dat er zoveel aanleiding is een nieuwe dijk te bouwen dat de initiëringskosten verder geen rol spelen. De formule voor het berekenen van de bouwkosten luidt:

$$C_{BOUW} = L h_o (h_o \cotg \alpha + b_k) f_b \quad (8)$$

Hierin is:

- L = dijk lengte = 20 km
- h_o = hoogte van de dijk (t.o.v. peil) (ontwerpparameter)
- $tg \alpha$ = taludhelling (ontwerpparameter)
- b_k = kruinbreedte = 3 m
- f_b = aanlegkosten per volume-eenheid

Voor de aanlegkosten van de dijk per volume-eenheid is genomen $f_b = f 10, -/m^3$. Alle grootheden die voor de berekening van C_{BOUW} worden gebruikt zijn deterministisch.

3.3. De gekapitaliseerde schadeverwachting

Indien bij het falen van de dijk een schade S optreedt, kan de jaarlijkse schadeverwachting geschreven worden als:

$$E(S) = P(F) * S \quad (9)$$

Hierin is $P(F)$ de kans op falen per jaar. Indien de beoogde levensduur N jaar bedraagt, moet $E(S)$ geschreven worden als:

$$E(S) = \sum_{i=1}^N P(F_i) * S \quad (10)$$

Hierin is F_i de kans op falen in jaar i ; de gebeurtenissen F_i zijn onafhankelijk verondersteld. In deze formule is nog geen rekening gehouden met het feit, dat door de rente de toekomstige uitgaven minder ernstig beoordeeld behoeven te worden dan uitgaven nu. Men kan er als het ware voor sparen:

$$E(S) = \sum_{i=1}^N \frac{P(F_i) * S}{(1+r)^i} \quad (11)$$

Indien N groot genomen wordt en $P(F_i)$ door de jaren heen konstant is, kan $E(S)$ geschreven worden als:

$$E(S) = \frac{1}{r} P(F_i) * S \quad (12)$$

Voor r wordt de reële rentevoet genomen, dit is de rente gecorrigeerd voor inflatie.

In dit voorbeeld willen we S laten afhangen van de optredende inundatiediepte d : S is klein bij kleine d en groot bij grote d . In dat geval volgt de verwachtingswaarde voor S als de integratie over het produkt van de schade S en de kansdichtheidsfunctie van d , $f_d(\delta)$:

$$E(S) = \frac{1}{r} \int_0^{\infty} S(d=\delta) f_d(\delta) d\delta \quad (13)$$

Eigenlijk wordt steeds de kans uitgerekend dat de inundatiediepte ligt tussen δ en $\delta + d\delta$ (d is hier het differentiaal symbool); daarna wordt vermenigvuldigd met de bijbehorende schade en wordt het resultaat opgeteld.

3.4. Schade als functie van de inundatiediepte

Wanneer inundatie optreedt, zal in het beschermde gebied schade ontstaan. In het onderhavige geval is alleen de schade beschouwd die wordt toegebracht aan woningen, landbouw en industrie. Aangenomen is dat de schade uitsluitend afhangt van de inundatiediepte en van de grootte en gebruikswijze van de polder. Zo zijn dus de invloeden van de inundatiesnelheid en de duur van de inundatie op de schade niet beschouwd. Verder is aangenomen dat de inundatiediepte alleen afhangt van de hoeveelheid binnengestroomd water en de oppervlakte van het beschermde gebied. Het bergend vermogen in open water en de bemalingscapaciteit worden buiten beschouwing gelaten. Ook het op een andere manier verlaten van het inundatiewater uit het beschermde gebied is uitgesloten.

De schade voor een bepaald gebied wordt evenredig verondersteld met de oppervlakte, het geïnvesteerd vermogen dat maximaal verloren kan gaan en een schadefactor die afhankelijk is van de inundatiediepte:

$$S(d) = A \sum_{i=1}^3 \alpha_i s_i c_i(d) \quad (14)$$

Hierin is:

- A = totale oppervlakte van het beschermde gebied;
- α_i = deel van de oppervlakte in gebruik voor de categorieën woningbouw ($i=1$), landbouw ($i=2$) en industrie ($i=3$);
- s_i = maximaal mogelijke schade voor categorie i ;

$c_i(d)$ = schadefactor als functie van de inundatiediepte d en voor categorie i .

De gehanteerde waarden voor de maximale schade, dit is de schade die optreedt bij zeer grote inundatiediepten, zijn in tabel 1 weergegeven.

De schadefactoren $c_i(d)$ zijn ontleend aan gegevens van de watersnoodramp van 1953 [1] en zijn weergegeven in figuur 6. Bij grote inundatiediepten bereiken alle factoren de waarde 1. Bij de berekening van de schade in een concreet geval is enige voorzichtigheid geboden met de uit de stormvloed van 1953 afgeleide relaties. Het is mogelijk dat voor de huidige situatie de relaties gewijzigd zijn.

3.5. De inundatiediepte

Vanaf het moment van falen van de dijk, wordt verondersteld dat water uit de rivier het beschermde gebied binnenstroomt. De inundatiediepte d is dus een functie van de tijd t . Voor de berekening van de schade is steeds de maximale inundatiediepte genomen.

De maximale inundatiediepte d is berekend uit het binnenstromende debiet $Q_{ov}(t)$ en de oppervlakte A van het beschermde gebied:

$$d = \frac{1}{A} \int_{t_b}^{t_e} Q_{ov}(t) dt \quad (15)$$

Hierin is:

t_b = het tijdstip waarop falen optreedt;

t_e = het tijdstip waarop geen water meer vanuit de rivier het beschermde gebied binnenstroomt.

Voor het berekenen van $Q_{ov}(t)$ moet rekening worden gehouden met een gewijzigde rivierwaterstand t.p.v. de overlaat bij het mechanisme overloop, c.q. de bres bij de overige mechanismen. Aangenomen is dat het bovenstrooms aangevoerde debiet niet wijzigt t.g.v. de inundatie.

Overloop

In het geval van overloop is $Q_{ov}(t)$ bepaald uit het verschil tussen het debiet $Q_1(t)$ bovenstrooms (met bijbehorende waterstand $h_1(t)$) en het debiet Q_2 benedenstrooms (met de kruinhoogte h_0 als waterstand).

In formule:

$$Q_{ov}(t) = Q_1(t) - Q_2 \quad (16)$$

$$Q_1(t) = C.B. (h_1(t) + h_b)^{3/2} \cdot I_b^{1/2} \quad (17)$$

$$Q_2 = C.B. (h_0 + h_b)^{3/2} \cdot I_b^{1/2} \quad (18)$$

waarin:

C = konstante van Chézy

B = rivierbreedte

h_b = afstand tussen rivierbodem en referentiepeil

I_b = helling rivierbodem

De waterstand benedenstrooms volgt uit het parabolisch verloop van de hoogwatergolf:

$$h_1(t) = \frac{4\hat{h}}{T^2} t(T-t) \quad (19)$$

De waterstand benedenstrooms is gelijk genomen aan de kruinhoogte van de dijk. Verondersteld is dat over de gehele lengte L van de dijk een overlaat optreedt en dat de rivierwaterstand ten slotte even hoog wordt als de kruinhoogte h_0 . Het debiet $Q_{ov}(t)$ is eenvoudig uit de vergelijkingen op te lossen.

Doorbraak

In geval van een dijkdoorbraak is het binnenstromende debiet $Q_{ov}(t)$ als volgt berekend. Nog steeds geldt dat $Q_{ov}(t)$ gelijk is aan het verschil tussen het debiet $Q_1(t)$ bovenstrooms (met $h_1(t)$ als waterstand) en het debiet $Q_2(t)$ benedenstrooms (met $h_2(t)$ als waterstand), alleen $h_2(t)$ is niet gelijk aan h_0 :

$$Q_{ov}(t) = Q_1(t) - Q_2(t) \quad (20)$$

Voorts geldt:

$$Q_1(t) = C.B. (h_1(t) + h_b)^{3/2} \cdot I_b^{1/2} \quad (17)$$

$$Q_2(t) = C.B. (h_2(t) + h_b)^{3/2} \cdot I_b^{1/2} \quad (21)$$

De waterstand $h_1(t)$ volgt weer uit formule (19).

Aangenomen wordt dat de waterstand ter plaatse van de bres gelijk is aan de waterstand benedenstrooms, dus $h_2(t)$.

In het geval van een volkomen overlaat ter plaatse van de bres geldt dan, indien de afvoercoëfficiënt de waarde 1 heeft:

$$Q_{ov}(t) = b \cdot \{h_2(t) - h_m\}^{3/2} \cdot \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3} g} \quad (22)$$

waarin:

b = bresbreedte in de dijk

h_m = maaiveldniveau van het beschermde gebied

g = versnelling van de zwaartekracht

Q_{ov} kan nu m.b.v. de formules (17), (19), (20), (21) en (22) worden berekend.

In het geval van een onvolkomen overlaat ter plaatse van de bres geldt:

$$Q_{OV}(t) = b \cdot d \sqrt{2g (h_2(t) - h_m) - d} \quad (23)$$

Via een numerieke procedure kunnen $Q_{OV}(t)$ en d worden bepaald uit de formules (15), (17), (19), (20), (21) en (23).

In het geval van een dijkdoorbraak is verder aangenomen dat het stroomgat direkt na het falen geheel is ontwikkeld. Voor de breedte van het stroomgat is een lognormale verdeling gekozen met een gemiddelde van 100 m en een variatiecoëfficiënt van 1,0.

3.6. De kansdichtheidsfunctie voor de inundatiediepte

Gegeven de afgeleide formules voor de inundatiediepte d kan de kansdichtheidsfunctie $f_d(\delta)$, nodig voor de berekening van $E(S)$ (zie formule (13)) worden berekend. De procedure was, dat voor een aantal waarden van δ (te weten $\delta = 0,25$ m en verder $\delta = 0,5$ m tot en met $\delta = 3,5$ m met stappen van 0,5 m) de kans $d > \delta$ is bepaald. De kansdichtheidsfunctie volgt dan in principe uit:

$$f_d(\delta) = \frac{dF_d(\delta)}{d\delta} = \frac{P\{d > \delta\} - P\{d > \delta + \Delta\delta\}}{\Delta\delta} \quad (24)$$

De kansen $P\{d > \delta\}$ zijn berekend m.b.v. een niveau II berekening volgens de Approximate Full Distribution Approach (AFDA) [2]. Daartoe is gebruik gemaakt van het computerprogramma PROBAB van TNO-IBBC. Het rekenschema van dat programma is weergegeven in figuur 7. In beginsel rekent het programma PROBAB de kans uit dat een functie $Z(x_1 \dots x_n)$ met x_1 stochastisch, kleiner is dan nul. Derhalve is voor dit probleem Z (meestal aangeduid als de betrouwbaarheidsfunctie) gedefinieerd als:

$$Z_0 = \delta - d \quad (25)$$

Hierin is δ deterministisch en varieert zoals eerder gezegd van 0,25 m tot 3,50 m; d wordt gegeven door de formules (15) tot en met (23), al naar gelang overloop, doorbraak met volkomen overlaat of doorbraak met onvolkomen overlaat optreedt. Er zit hier overigens een adder onder het gras. De formules (15) tot en met (23) veronderstellen dat de dijk reeds faalt. In werkelijkheid moet de dijk eerst falen (overlopen of doorbreken) en pas daarna komt een inundatieverloop op gang. Daarom moet eigenlijk uitgerekend worden:

$$P \{ d > \delta \text{ en } [Z_1 < 0 \text{ of } Z_2 < 0 \text{ of } \dots Z_4 < 0] \} \quad (26)$$

d wordt gegeven door de formules (15) t/m (23) en Z_i is de betrouwbaarheidsfunctie van mechanisme i .

Beschouw eerst het geval dat slechts één mechanisme van belang is:

$$P \{ d > \delta \text{ en } Z_1 < 0 \} \quad (27a)$$

of met $Z_0 = \delta - d$:

$$P \{ Z_0 < 0 \text{ en } Z_1 < 0 \} \quad (27b)$$

Ten behoeve van de verdere uitwerking laten we eerst enkele stellingen uit de waarschijnlijkheidsrekening de revue passeren. In het algemeen geldt dat de kans op het optreden van zowel gebeurtenis A als gebeurtenis B begrensd wordt door:

$$0 < P \{ A \text{ en } B \} < \min \{ P(A), P(B) \} \quad (28)$$

De ondergrens nul treedt op als A en B elkaar uitsluiten, dus als het optreden van A nooit samen kan gaan met het optreden van B. De bovengrens treedt op als uit het optreden van A volgt, dat B ook optreedt (de bovengrens is dan $P(A)$) of omgekeerd (de bovengrens is dan $P(B)$). Een

bijzonder geval is verder nog dat A en B onafhankelijk zijn; dan geldt:

$$P(\underline{A \text{ en } B}) = P(A) \cdot P(B) \quad (29)$$

Bij de toepassing ervan in de onderhavige situatie komt de ondergrens in het algemeen niet voor: het is bijvoorbeeld onzin om te stellen dat "falen door afschuiving" en "inundatiediepte > 0,5 m" elkaar zouden uitsluiten. In het meest extreme geval zouden deze gebeurtenissen als onafhankelijk beschouwd kunnen worden als er sprake zou zijn van een heel geringe afhankelijkheid. Omdat beide gebeurtenissen afhangen van bijvoorbeeld de waterstand zullen ze nooit helemaal onafhankelijk zijn. Als praktische onder- en bovengrenzen zullen we daarom in dit projekt hantieren:

$$P\{d > \delta\} \cdot P\{Z_1 < 0\} < P\{d > \delta \text{ en } Z_1 < 0\} < \min [P\{d > \delta\}, P\{Z_1 < 0\}] \quad (30)$$

Voorbeeld:

Stel de kans op doorbraak door afschuiving wordt berekend op 10^{-3} (voor één hoogwater) en de kans op $d > 0,5$ m is 10^{-2} . Er volgt dan:

$$10^{-5} < \bar{F}_d(\delta) < 10^{-3}$$

$\bar{F}_d(\delta)$ is het komplement van $F_d(\delta)$: $\bar{F}_d(\delta) = 1 - F_d(\delta)$.

In het algemeen zijn de grenzen die op deze wijze berekend worden te ruim en is een nauwkeuriger bepaling gewenst. Hiervoor zijn verschillende methoden denkbaar. Een korte verhandeling is gegeven in bijlage II en verder wordt verwezen naar [3]. In dit projekt is gekozen voor de benaderingsmethode van Stevenson-Moses [4]. Het principe van deze benadering wordt gegeven door:

$$\begin{aligned} P\{Z_0 < 0 \text{ en } Z_1 < 0\} &= P\{Z_1 < 0\} \cdot P\{Z_0 < 0 \mid Z_1 < 0\} \\ &\sim P\{Z_1 < 0\} \cdot P\{Z_0 < 0 \mid Z_1 = \mu_1^-\} \end{aligned} \quad (31)$$

De uitdrukking achter het "=" teken is exact en volgt uit de algemene formule $P(A \text{ en } B) = P(B) \cdot P(A|B)$. De kans $P(A|B)$ is een zogenaamde voorwaardelijke kans, dat wil hier zeggen, de kans dat A optreedt gegeven dat B reeds opgetreden is. Nu blijkt het exact verwerken van het gegeven $Z_1 < 0$ erg lastig te zijn. In beginsel kan dit alleen gebeuren m.b.v. een tweedimensionale integraal (niveau III). Door Stevenson en Moses wordt nu voorgesteld het gegeven $Z_1 < 0$ te vervangen door $Z_1 = \mu_1^-$, waarin μ_1^- het gemiddelde is van Z_1 in het gebied $Z_1 < 0$ (zie figuur 8):

$$\mu_1^- = \frac{1}{P(Z_1 < 0)} \int_{-\infty}^0 \zeta f_{Z_1}(\zeta) d\zeta \quad (32)$$

Het gegeven van het type $Z_1 = \mu_1^-$ is wel vrij eenvoudig te verwerken, aangenomen dat de korrelatiecoëfficiënt ρ van Z_0 en Z_1 bekend is. De formules zijn opgenomen in bijlage II.

Ten slotte zij nog het volgende vermeld: bij het mechanisme piping kan het falen niet beschreven worden met één enkele betrouwbaarheidsfunctie, maar is het falen op zich ook een samengestelde gebeurtenis, bijvoorbeeld:

$$P\{Z_1 < 0\} = P\{Z_{1.1} < 0 \text{ en } Z_{1.2} < 0\} \quad (33)$$

De behandeling van deze samengestelde kansen geschiedt met behulp van dezelfde techniek.

3.7. Rekenschema

Voor een individueel mechanisme komt de berekeningsprocedure er nu op neer voor iedere gekozen ontwerpcombinatie (h_0 , $\tan \alpha$) achtereenvolgens te bepalen:

- de kans op falen $P\{Z_1 < 0\}$
- $P\{Z_0 < 0\} = P\{d > \delta\}$ voor de diverse waarden van δ (0,25 m - 3,5 m)
- de korrelatiecoëfficiënt $\rho(Z_0, Z_1)$ voor de diverse waarden van δ
- de kans $P\{Z_1 < 0 \text{ en } d > \delta\} = \bar{F}_d(\delta)$
- de kansdichtheidsfunctie $f_d(\delta)$
- de schadeverwachting $E(S)$ volgens (13)
- de bouwkosten C_{BOUW} volgens (8)
- de totale kosten $C_{\text{TOT}} = C_{\text{BOUW}} + E(S)$

Het resultaat is dus een functie C_{TOT} die afhankelijk is van α en h_0 ; gezocht wordt naar het minimum van C_{TOT} . Dit valt echter niet altijd op grond van één mechanisme te bepalen. Voor het mechanisme overloop bijvoorbeeld is de parameter α van geen belang en de kans op overloop neemt af bij toenemende kruinhoogte. Bij het mechanisme macro-instabiliteit binnentalud daarentegen neemt de kans op afschuiven toe bij grotere hoogte. Kijken we, wat de kans op falen betreft, alleen naar overloop, dan wordt de dijk zo hoog en zo steil mogelijk en kijken we alleen naar afschuiving dan wordt de dijk zo laag mogelijk met zo flauw mogelijke taluds. Het echte optimum kan dus pas bepaald worden in hoofdstuk 8 bij de combinatie van mechanismen. Voor de overzichtelijkheid behandelen we de individuele mechanismen echter eerst afzonderlijk.

4. OVERLOOP

Het schema behorende bij het mechanisme overloop is weergegeven in figuur 9.

4.1. Faalkans

Er is sprake van falen indien de waterstand in de rivier hoger is dan de kruinhoogte van de dijk, ofwel als \hat{h} groter is dan h_0 .

De betrouwbaarheidsfunctie Z_1 luidt dan:

$$Z_1 = h_0 - \hat{h} \quad (34)$$

Dit eenvoudige mechanisme kan gemakkelijk met de hand verder worden uitgewerkt:

$$P\{\text{falen}\} = P\{Z_1 < 0\} = P\{\hat{h} > h_0\} = 1 - P\{\hat{h} < h_0\} = 1 - F_{\hat{h}}(h_0) \quad (35)$$

De faalkans $P\{\text{falen}\}$ is na invulling van formule (2) te schrijven als:

$$P\{\text{falen}\} = e^{-\frac{h_0^{-2,1}}{0,9}} \quad (h_0 \text{ in m}) \quad (36)$$

In figuur 11 is de faalkans als functie van de kruinhoogte h_0 weergegeven. Indien voor rivierdijken een faalkans van $8 \cdot 10^{-4}$ /jaar akseptabel zou zijn, dan resulteert dit voor dit voorbeeld in een kruinhoogte van 8,52 m.

4.2. Kansdichtheidsfunctie

De inundatiediepte d volgt na uitwerking van de formules in 3.5:

$$d = \frac{C.B.I. \cdot \frac{1}{2}}{A} \int_{t_b}^{t_e} \left\{ \left(4\hat{h}t \frac{(T-t)}{T^2} + h_b \right)^{3/2} - (h_o + h_b)^{3/2} \right\} dt \quad (37)$$

De integratiegrenzen (zie figuur 10) t_b en t_e zijn te berekenen uit:

$$t_{e,b} = \frac{T}{2} \left\{ 1 \pm \sqrt{1 - (h_o/h)} \right\} \quad (38)$$

Het optreden van de onvolkomen overlaat doet zich bij de beschouwde kruinhoogten niet voor.

Voor het mechanisme overloop geldt dat als $d > \delta$ dan ook noodzakelijk moet gelden dat $\hat{h} > h_o$. Voor $\hat{h} < h_o$ worden immers geen reële waarden voor de begin- en eindtijdstippen van de inundatie gevonden. We hebben hier te maken met de bovengrens van formule (28):

$$P\{d > \delta \text{ en } \hat{h} > h_o\} = P\{d > \delta\} \quad (39)$$

In feite had de faalkans $P\{\hat{h} > h_o\}$ dus helemaal niet berekend hoeven te worden. We merken overigens op dat, indien formeel te werk wordt gegaan en eerst met behulp van niveau II berekeningen $P\{Z_1 < 0\}$, $P\{Z_o < 0\}$ en $\rho(Z_1, Z_o)$ wordt bepaald, de benaderingsmethode van Stevenson-Moses op een iets te lage waarde uitkomt.

Voor $h_o = 5$ m en $h_o = 7$ m zijn enkele resultaten grafisch weergegeven in de figuren 12, 13 en 14.

In figuur 12 is de korrelatiecoëfficiënt $\rho(Z_1, Z_o)$ getekend als functie van δ . Zoals te verwachten was, is de korrelatie tussen beide functies hoog.

Het verschil in de berekeningsresultaten van $P\{d > \delta \text{ en } \hat{h} > h_o\}$ en $P\{d > \delta\}$ is daardoor praktisch nihil. Ook is in figuur 12 te zien dat de korrelatie hoger is naarmate h_o groter wordt.

In figuur 13 is de kans $P\{d > \delta \text{ en } Z_1 < 0\}$ weergegeven. Uiteraard is deze kans groter naarmate de kruinhoogte h_o lager is.

De kans $P\{d > \delta\}$ voor $\delta = 0$ m is gelijk aan de faalkans van de dijk.

In figuur 14 is de kansdichtheidsfunctie $f_d(\delta)$ getekend. Uit de waarden van $f_d(\delta)$ voor $h_o = 5$ m en $h_o = 7$ m is direkt te zien, dat de schadeverwachting $E(S)$ voor $h_o = 5$ m groter is dan voor $h_o = 7$ m.

4.3. De optimale kruinhoogte

In figuur 15 is voor het talud 1:3 zowel het verloop van de bouwkosten als van de schadeverwachting als functie van de kruinhoogte h_o weergegeven. Voor het talud 1:3 ligt de optimale kruinhoogte bij $h_o = 9,25$ m. Voor de overige beschouwde taluds zijn de optimale kruinhoogten eveneens in figuur 15 vermeld.

Enkele opmerkingen bij de resultaten:

- De variatie in optimale kruinhoogte is gering;
 $h_{o,opt} = 8,75$ m bij een talud 1:5 en $h_{o,opt} = 9,25$ m bij een talud 1:2½.
- Daar de faalkans uitsluitend afhangt van de kruinhoogte h_o zijn, zoals eerder is opgemerkt, de optimale kosten uiteraard het geringst bij het steilste talud.

5. MACRO-INSTABILITEIT BINNENTALUD

Het schema behorende bij het mechanisme macro-instabiliteit binnentalud is weergegeven in figuur 16. De sloot aan de teen van het binnentalud is weggelaten. Gebleken is namelijk, dat de aanwezigheid van de sloot de convergentie van het rekenproces ten behoeve van de bepaling van de faalkans sterk verstoort. Voor dit probleem is nog geen goede oplossing gevonden.

5.1. Faalkans

5.1.1 Berekeningsmethode

De bepaling van de faalkans voor het onderhavige mechanisme is, in vergelijking met de overige beschouwde mechanismen, op een wat afwijkende manier uitgevoerd. De redenen hiervoor zijn de volgende. voor het bepalen van de faalkans moeten glijcirkelberekeningen worden uitgevoerd. Het uitschrijven van een betrouwbaarheidsfunctie Z waarin de theorie van een glijcirkelberekening is verwerkt, vereist een grote inspanning. De noodzaak tot het volledig uitschrijven van een Z-functie is ook niet aanwezig, daar er programma's bestaan waarmee de stabiliteitsfactor γ kan worden bepaald:

$$\gamma = \frac{M_{\text{weerstrevend}}}{M_{\text{aandrijvend}}} \quad (40)$$

De gevraagde faalkans is dus berekend als $P\{\gamma < 1\}$ ofwel $P\{\gamma - 1 < 0\}$ bepaald kan worden. In dit geval kan de betrouwbaarheidsfunctie worden geschreven als:

$$Z_2 = \gamma - 1. \quad (41)$$

De waarde van γ is afhankelijk van een aantal variabelen die voor het merendeel een stochastisch karakter hebben.

Voor de bepaling van de kansen $P\{Z < 0\}$ via de niveau II AFDA-procedure is in dit projekt gebruik gemaakt van het TNO-programma PROBAB. Normaal gesproken wordt in dit programma een subroutine opgenomen waarin de betrouwbaarheidsfunctie Z wordt berekend. Zoals hierboven reeds is vermeld, zou dat voor dit mechanisme erg veelomvattend worden.

De procedure is nu geweest om via het LGM-programma STAGROM de waarden van γ in het design-point, alsmede alle afgeleiden in dat punt te bepalen. Het programma STAGROM werkt volgens de methode Bishop. Daarna kan het Probab-programma gevoed worden met de betrouwbaarheidsfunctie.

$$Z_2 = \gamma^* + \sum \left\{ \left(\frac{\partial \gamma}{\partial x_i} \right)^* (x_i - x_i^*) \right\} - 1 \quad (42)$$

waarin: x_i^* = design-point waarde van x_i

$$\gamma^* = \gamma(x_1^*, x_2^* \dots x_n^*)$$

$$\left(\frac{\partial \gamma}{\partial x_i} \right)^* = \text{partiële afgeleide van } \gamma \text{ naar } x_i \text{ in het design-point}$$

De partiële afgeleiden zijn uiteraard numeriek bepaald:

$$\left(\frac{\partial \gamma}{\partial x_i} \right)^* = \frac{\gamma(x_1^*, \dots, x_i^* + \Delta x_i, \dots, x_n^*) - \gamma^*}{\Delta x_i} \quad (43)$$

Het probleem bij deze procedure is natuurlijk dat het design-point van te voren niet bekend is, maar iteratief bepaald wordt. Iedere iteratie in het niveau-II-rekenproces moest dus steeds worden onderbroken om bij LGM met het programma STAGROM nieuwe funktiewaarden voor γ te bepalen. Achteraf bezien was dit een erg omslachtige procedure die beter anders had kunnen worden opgezet. In tabel 2 is een uitvoer gegeven van een Probab-berekening voor het onderhavige mechanisme. In de kolom "waarde (1)" staan de design-point waarden van de variabele x_i . In de kolommen

"gemiddelde (i)" en "sigma (i)" staan de gemiddelden en standaardafwijkingen van de normale verdelingen. Voor een niet normaal verdeelde variabele staan hier het gemiddelde en de standaardafwijking van de "vervangende" normale verdeling die in het design-point dezelfde waarden voor F_{x_i} en f_{x_i} geeft als de feitelijke verdeling van x_i .

In de kolom volgend na sigma (i) staat de variantie vermeld en in de laatste kolom de bijdrage in procenten van elke variabele aan de variantie. In tabel 2 is te zien dat de grootste bijdragen aan de variantie wordt geleverd door de grondparameters.

Opmerkingen

1. Een deel van de berekeningen tijdens het project is uitgevoerd m.b.v. het programma PROSTAB van LGM i.p.v. STAGROM. De procedure kon daardoor iets worden versneld, zij het dat daarmee voor enkele variabelen het design-point op de gemiddelde waarde wordt gefixeerd.
2. Bij de berekening van de faalkans is aangenomen dat de grondparameters zowel over de dwarsdoorsnede van de dijk als in de lengterichting van die dijk volledig gekorreleerd zijn. Voor de faalkans zal daardoor een wat te hoge waarde worden gevonden.

5.1.2 De freatische lijn

De freatische lijn in het zand van het dijklichaam is geschematiseerd tot een rechte lijn tussen de in figuur 16 aangegeven punten A en B. De ligging van deze punten wordt bepaald door:

- a. de waterstand \hat{h}
- b. de duur van het hoogwater T
- c. de equivalente lekfactor λ_{eq} van de bekleding van het buitentalud
- d. de doorlatendheid van het zand k_z
- e. de tijd t na het begin van het hoogwater

Tabel 2. Uitvoer van een Probab-berekening van het mechanisme macro-instabiliteit.

TAW 10
MACROSTABILITEIT

TNO-IBBC
PROGRAMMA PROBAB

```

*****
* VARIABELE * NAAM * VERDELING * WAARDE(I) * GEMIDDELDE(I) * SIGMA(I) * ((DZ/DX(I))*SIGMA(I))*2 * PROCENTEN *
* X(I) * * * * * * * * * * * * * * * * * * * * * * * * * * * * * * * * * * * * * * * * * * * * * * * * * * * * * *
*****
* X(1) * H * EXPON * 0.226480E+01 * 0.252597E+01 * 0.271101E+00 * 0.000000E+00 * 0.0 % *
* X(2) * T * LOG-NORM * 0.544887E+01 * 0.635203E+01 * 0.302147E+01 * 0.000000E+00 * 0.0 % *
* X(3) * FIEK * NORMAAL * 0.102924E+02 * 0.200000E+02 * 0.400000E+01 * 0.353440E-01 * 53.5 % *
* X(4) * COH * NORMAAL * 0.741818E+01 * 0.100000E+02 * 0.200000E+01 * 0.100000E-01 * 15.1 % *
* X(5) * FIEZ1 * NORMAAL * 0.288327E+02 * 0.350000E+02 * 0.350000E+01 * 0.186323E-01 * 28.2 % *
* X(6) * FIEZ2 * NORMAAL * 0.350000E+02 * 0.350000E+02 * 0.350000E+01 * 0.000000E+00 * 0.0 % *
* X(7) * KZ * LOG-NORM * 0.888428E-05 * 0.894407E-05 * 0.419676E-05 * 0.000000E+00 * 0.0 % *
* X(8) * DK * NORMAAL * 0.391115E+01 * 0.350000E+01 * 0.700000E+00 * 0.207025E-02 * 3.1 % *
* X(9) * LAM * LOG-NORM * 0.130685E-06 * 0.141003E-06 * 0.108803E-06 * 0.000000E+00 * 0.0 % *
* X(10) * B * LOG-NORM * 0.653426E+02 * 0.705016E+02 * 0.544013E+02 * 0.000000E+00 * 0.0 % *
* X(11) * M * NORMAAL * 0.167000E+01 * 0.167000E+01 * 0.333000E+00 * 0.000000E+00 * 0.0 % *
*****
VARIANTIE(Z) = 0.660465E-01

```

```

*****
* GEMIDDELDE(Z) = 0.853E+00 *
*
* STAND. AFW.(Z) = 0.257E+00 *
*
* BETA = 3.31757 *
*
* P(FAILURE) = 4.5E-04 *
*
*****

```

UITEINDELIJKE Z-WAARDE = 0.6322D-16

```

MECH = 2
IALF = 1 HELLING = 1 : 2.50
INH0 = 1 KRUIHOCGTE = 10.00
      BU = 0.00
I2 = 1 LK = 63.00
I2 = 1 PZ( IZ ) = 0.4536D-03

```

De berekening van de plaatscoördinaten van de punten A en B is gebaseerd op literatuur [5]. De uit dit LGM-rapport afgeleide formules voor het berekenen van:

- de hoogte van A boven de kleilaag
 - de horizontale afstand van B tot het buitentalud
- zijn weergegeven in de bijlage III.

5.1.3 Resultaten

De resultaten van de faalkansberekeningen zijn weergegeven in figuur 17. Enkele opmerkingen bij deze resultaten:

- Het niveau van de faalkansen is laag ($\ll 8 \cdot 10^{-4}$ /jaar)
- De faalkans neemt, zoals te voorzien was, toe bij een toenemende kruinhoogte. De redenen hiervoor zijn:
 - a. de freatische lijn beïnvloed de maatgevende glijcirkel niet voor de beschouwde kruinhoogten en taluds;
 - b. het aandrijvend moment neemt relatief sneller toe bij toenemende kruinhoogte dan het weerstrevend moment
- De faalkans bij een bepaald talud wijzigt vanaf een zekere kruinhoogte niet meer. De reden hiervoor is dat de kruin buiten de maatgevende glijcirkel gaat vallen.

Een feit dat niet direkt uit de gegeven resultaten is af te leiden, is dat alle maatgevende glijcirkels raken aan de onderkant van de kleilaag waarop de dijk is aangelegd.

5.2. Kansdichtheidfunctie

De inundatiediepte d volgt uit de formule 3.5.

Voor de volkomen overlaat geldt:

$$d = \frac{2/3 \sqrt{2/3 g}}{A} \int_{t_b}^{t_e} b(h_2 - h_m)^{3/2} dt \quad (44)$$

De waarde voor h_2 kan worden opgelost uit:

$$(h_1 + h_b)^{3/2} = \frac{2/3 \sqrt{2/3 g}}{\text{C.B.I.}^{\frac{1}{2}}} b \cdot (h_2 - h_m)^{3/2} + (h_2 + h_b)^{3/2} \quad (45)$$

Voor de integratiegrenzen t_b en t_e zijn genomen:

t_b = tijdstip waarop de rivier de hoogste waterstand bereikt (= $\frac{1}{2}T$);

t_e = tijdstip waarbij de overlaat overgaat van de volkomen overlaat naar de onvolkomen overlaat; deze situatie treedt op indien:

$$d = 2/3 (h_2 - h_m).$$

Voor de onvolkomen overlaat geldt:

$$d(d) = \frac{\sqrt{2g}}{A} \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{(h_2 - h_m) - d} dt \quad (46)$$

Ook in deze formule moet h_2 weer worden opgelost uit de continuïteitsvergelijking:

$$(h_1 + h_b)^{3/2} = \frac{\sqrt{2g}}{\text{C.B.I.}^{\frac{1}{2}}} b \cdot d \sqrt{(h_2 - h_m) - d} + (h_2 + h_b)^{3/2}$$

Het geheel heeft een iteratief karakter.

De berekening is gestopt zodra $(d + h_m) = h_2$.

In figuur 18 is de kans $P\{\text{falen en } d > \delta\}$ weergegeven voor $h_0 = 6$ m en 8 m bij een talud 1:3. Tussen de betrouwbaarheidsfuncties $Z_0 = \delta - d$ en

Z_2 is de korrelatie nul. Dit betekent dus dat:

$$P\{\text{falen en } d > \delta\} = P\{\text{falen}\} \cdot P\{d > \delta\} = P\{Z_2 < 0\} \cdot P\{d > \delta\} \quad (48)$$

De kans $P\{\text{falen en } d > 0\}$ is uiteraard weer gelijk aan de faalkans van de dijk. Tussen de waarden van $P\{\text{falen en } d > \delta\}$ voor de twee beschouwde kruinhoogten bestaat dus een constante verhouding, daar de kans $P\{d > \delta\}$ voor alle dijkprofielen gelijk is. In figuur 19 is de kansdichtheidsfunctie $f_d(\delta)$ weergegeven voor $h_0 = 6$ m en $h_0 = 8$ m. Uiteraard is er tussen de waarden voor $h_0 = 6$ m en $h_0 = 8$ m ook een constante verhouding.

5.3. De optimale kruinhoogte

In figuur 20 zijn de totale kosten voor de beschouwde taludhellingen als functie van de kruinhoogte h_0 weergegeven. Uit deze figuur blijkt dat bij geen der beschouwde profielen het optimum in de kosten is gevonden. Er is hier afgezien van het beschouwen van kruinhoogten lager dan 6 m.

6. PIPING

Het schema behorende bij het mechanisme piping is weergegeven in figuur 21.

6.1. Faalkans

Voor het optreden van het mechanisme piping moet aan twee voorwaarden worden voldaan:

- a. de slootbodem moet opbarsten
- b. er moet een doorgaand zandtransport plaatsvinden.

6.1.1. Opbarsten

De kleilaag op het zand in het beschermde gebied zal opbarsten indien de waterdruk onder de kleilaag groter wordt dan het gewicht van de kleilaag. Deze situatie zal zich het eerst voordoen ter plaatse van de sloot aan de teen van het binnentalud.

Voor de waterdruk tegen de onderkant van de kleilaag is aangenomen dat deze gelijk is aan de hydrostatische druk van het water ter plaatse van de teen van het buitentalud:

$$p = \rho_w g(h + d_k) \quad (49)$$

Hierin is h de momentane buitenwaterstand en d_k de dikte van de kleilaag onder de dijk. Verondersteld is dat deze druk zich zonder vertraging tot ver in het beschermde gebied voortplant.

Bij de evenwichtsbeschouwing ter plaatse van de sloot is aangenomen dat er een zekere spreiding van de opwaartse belasting zal plaatsvinden. Het gebied dat actief meewerkt is ontleend aan gegevens van het LGM. In bijlage IV is aangegeven hoe de spreiding van de belasting wordt vertaald in een effectieve dikte $d_{ks.eff}$ van de kleilaag onder de slootbodem.

Opbarsten vindt (bij een droge sloot) plaats indien:

$$p > \rho_k g \cdot d_{ks.eff} \quad (50)$$

Hierin is ρ_k de massadichtheid van de klei. De dikte van de kleilaag onder de slootbodem volgt uit:

$$d_{ks} = d_k - h_s \quad (51)$$

Hierin is h_s de afstand van de slootbodem tot het referentiepeil.

Afhankelijk van de dikte d_{ks} van de kleilaag onder de slootbodem kan een viertal betrouwbaarheidsfuncties worden onderscheiden. Na invulling en enige herleiding van de formules (49), (50) en (51), zijn deze te schrijven als:

Voor $d_{ks} < b_s$ geldt:

$$Z_{3.1} = \frac{d_{ks} (\rho_{nk} - \rho_w) g}{\rho_w g} - \hat{h} \quad (52)$$

Voor $b_s \leq d_{ks} \leq (b_s + h_s)$ geldt:

$$Z_{3.1} = \frac{(2 d_{ks} - b_s) (\rho_{nk} - \rho_w) g}{\rho_w g} - \hat{h} \quad (53)$$

Voor $(b_s + h_s) \leq d_{ks} \leq (b_s + h_s + h_m)$ geldt

$$Z_{3.1} = \frac{(d_{ks} + h_s) (\rho_{nk} - \rho_w) g + (d_{ks} - b_s - h_s) \rho_{nk} g}{\rho_w g} - \hat{h} \quad (54)$$

Voor $d_{ks} \geq (b_s + h_s + h_m)$ geldt:

$$Z_{3.1} = \frac{(d_{ks} + h_s)(\rho_{nk} - \rho_w)g + h_m \rho_{nk} g}{\rho_w g} - \hat{h} \quad (55)$$

Hierin is:

- b_s = de breedte van de slootbodern
- ρ_{nk} = de massadichtheid van natte klei
- ρ_w = de massadichtheid van water
- g = de versnelling van de zwaartekracht
- h_m = de hoogte van het maaiveld t.o.v. het referentiepeil

6.1.2 Doorgaand zandtransport

Nadat de slootbodern is opgebarsten kan er een zandvoerende wel ontstaan. Om te beoordelen of dit optreedt, is het criterium van Lane aangehouden.

Het criterium van Lane luidt:

$$H > \frac{1}{C_L} \left(\frac{L_H}{3} + L_V \right) \quad (56)$$

Hierin is:

- H = het verval
- C_L = creep ratio (Lane)
- L_H = de horizontale kwelweg
- L_V = de verticale kwelweg

Aan het criterium van Lane is n.a.v. proeven met schaaakmodellen een modelfaktor toegevoegd. Deze faktor is een stochastische grootheid.

Na introductie van de modelfaktor, de in dit rapport. gebruikte notaties en een waarde van $C_L = 6$ (voor middelmatig grof zand) wordt gevonden dat piping optreedt indien:

$$h > m \left(\frac{l_k}{18} + \frac{d_{ks}}{6} \right) \quad (h > h_{kr}) \quad (57)$$

Hierin is

l_k = de horizontale kwellingte (zie figuur 21)

d_{ks} = de dikte van de slootbodern (verticale kwellingte)

m = een modelfaktor

De betrouwbaarheidsfunctie $Z_{3.2}$ luidt dus:

$$Z_{3.2} = m \left(\frac{l_k}{18} + \frac{d_{ks}}{6} \right) - \hat{h} \quad (58)$$

Na uitwerking van l_k (zie figuur 21) is de funktie te herschrijven tot:

$$Z_{3.2} = m \left\{ \left(\frac{2h_o + d_k + h_s}{\text{tg } \alpha} + b_k \right) / 18 + \frac{d_{ks}}{6} \right\} - \hat{h} \quad (59)$$

6.1.3 Falen

De dijk faalt als $Z_{3.1} < 0$ en $Z_{3.2} < 0$. De kans op falen is berekend met behulp van de methode "Stevensen-Moses". Uit de funktie voor $Z_{3.2}$ is te zien dat het al dan niet optreden van een zandvoerende wel in hoofdzaak wordt bepaald door de kwellingte l_k . In figuur 22 is de faalkans dan ook uitgezet als funktie van l_k . Te zien is dat bij een kwellingte kleiner dan ca. 90 m de faalkans sterk varieert bij een variatie in l_k . Indien een faalkans van $8 \cdot 10^{-4}$ /jaar akseptabel zou zijn voor rivierdijken, dan zou dit voor piping alleen resulteren in een benodigde kwellingte van ca. 106 m.

6.2. Kansdichtheidsfunctie

De inundatiediepte d volgt weer uit de formules in 3.5.

- o Voor de volkomen overlaat zijn de formules (15), (17), (19), (20), (21) en (22) van toepassing.

Voor de waarden van de integratiegrenzen t_b en t_e van formule (15) zijn genomen:

$$t_b = \frac{T}{2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{e}{h}} \right)$$

Omdat de inundatie begint op het tijdstip dat één van de betrouwbaarheidsfuncties nul wordt, terwijl de andere reeds nul was of tegelijkertijd nul wordt, is e de grootste waarde van:

$$e = \frac{d_{ks}(\rho_{nk} - \rho_w)g}{\rho_w g} \quad (\text{indien } d_{ks} < b_s) \quad (61)$$

of

$$e = \frac{(2d_{ks} - b_s)(\rho_{nk} - \rho_w)g}{\rho_w g} \quad (\text{indien } b_s < d_{ks} < b_s + h_s) \quad (62)$$

of

$$e = \frac{(d_{ks} + h_s)(\rho_{nk} - \rho_w)g + (d_{ks} - b_s - h_s) \rho_{nk} g}{\rho_w g} \quad (63)$$

$$(\text{indien } b_s + h_s < d_{ks} < b_s + h_s + h_m)$$

of

$$e = \frac{(d_{ks} + h_s)(\rho_{nk} - \rho_w)g + h_m \rho_{nk} g}{\rho_w g} \quad (\text{indien } d_{ks} > b_s + h_s + h_m) \quad (64)$$

èn

$$e = m \left(\frac{l_k}{18} + \frac{d_{ks}}{6} \right) \quad (65)$$

t_e = tijdstip waarop de onvolkomen overlaat wordt bereikt; deze situatie treedt op indien:

$$d = 2/3 (h_2 - h_m)$$

Voor de onvolkomen overlaat zijn de formules (15), (17), (19), (20) (21) en (23) van toepassing.

De verdere procedure is gelijk aan die bij macro-instabiliteit.

6.3. De optimale kruinhoogte (zonder uiterwaard)

In figuur 23 is de schadeverwachting weergegeven voor een kwellingte l_k van 70 m tot 150 m. Voor de beschouwde taludhellingen zijn in figuur 23 tevens aangegeven de punten van minimale totale kosten. Het profiel dat de laagste optimale kosten levert is dat met een talud 1:5. De optimale kruinhoogten behorende bij de gekozen taludhellingen zijn eveneens in figuur 23 vermeld. Alle hoogten liggen boven de kruinhoogte die behoort bij een faalkans van $8 \cdot 10^{-4}$ /jaar voor het mechanisme overloop ($\approx 8,5$ m). Voor de taluds steiler dan 1:5 zijn de optimale kruinhoogten groot tot zeer groot.

6.4. De optimale kruinhoogte bij toepassing van een uiterwaard

Zoals in 6.1 is vermeld, wordt het falen van de dijk bepaald door de volgende geometrie-grootheden:

- de kwellingte l_k
- de dikte d_{ks} van de kleilaag onder de slootbodem.

Uit de in 6.1.3. vermelde resultaten blijkt dat de kwellingte l_k van grote invloed is op de faalkans.

Een grote kwellingte kan ook gecreëerd worden door een uiterwaard voor de dijk toe te passen. De kruinhoogte en taludhelling worden dan bepaald door de overige mechanismen waarbij de genoemde parameters wel van invloed zijn op de faalkans.

Ook in het geval dat een uiterwaard wordt toegepast, zal er een optimale oplossing zijn. Wanneer de dijk verder landinwaarts wordt gelegd, zal er minder binnendijksland overblijven. Wel wordt minder duur buitendijksland verkregen. Het verschil in prijs tussen deze gronden maakt dat er toch een optimum is. Voor het onderhavige mechanisme is een prijsverschil van $f 1,50/m^2$ aangehouden. Dit blijkt het gemiddelde prijsverschil te zijn tussen kwalitatief goed bouwland en matig grasland.

De bouwkosten van de dijk stijgen dus per meter uiterwaard met:

$$C_{\text{Bouw}} = 20 \cdot 10^3 \times 1 \times f 1,50 = f 3 \cdot 10^4.$$

De schadeverwachting neemt bij een extrapolatie van figuur 23 bij $l_k \approx 160$ m af met ca. $f 26 \cdot 10^4$ per meter. Door de relatief geringe toename van C_{Bouw} ligt het optimum bij een grote kwallengte. Een andere mogelijkheid om de kwallengte te vergroten is het aanbrengen van een damwand.

7. MICRO-INSTABILITEIT BINNENTALUD

Het schema behorende bij het mechanisme micro-instabiliteit binnentalud is weergegeven in figuur 24.

7.1. Faalkans

Aangenomen is dat de dijk faalt (bezwijkt), indien zoveel materiaal van het binnentalud naar de teen is verplaatst, dat de kruin van de dijk wordt aangetast. Volgens figuur 24 betekent dit dat de hoogte van het punt A de kruinhoogte h_0 bereikt.

Alvorens dit op kan treden, moet voldaan worden aan twee andere voorwaarden.

- a. er moet zich een sijpeloppervlak aan het binnentalud hebben gevormd.
- b. de hoek van het zandtalud moet groter zijn dan $\phi_z/2$ (ϕ_z is de natuurlijke hellingshoek van zand).

De onder a. genoemde voorwaarde betekent dat de freatische lijn het binnentalud moet hebben bereikt.

De betrouwbaarheidsfunctie voor het falen luidt:

$$Z_4 = h_0 - h_A. \quad (66)$$

Voor de bepaling van h_A wordt verwezen naar bijlage V.

De resultaten van de berekeningen zijn weergegeven in figuur 25. De berekeningen zijn alleen uitgevoerd voor de taludhellingen 1:2½ en 1:3. De reden hiervoor is dat bij deze steile taluds al zeer kleine faalkansen zijn gevonden in vergelijking met de mechanismen overloop en piping. Indien een faalkans van $8 \cdot 10^{-4}$ /jaar akseptabel zou zijn voor rivierdijken, dan kan voor het onderhavige mechanisme reeds worden volstaan met een kruinhoogte van ca. 5 m bij het beschouwde steilste talud.

7.2. Kansdichtheidsfunctie

De procedure voor het bepalen van $f_d(\delta)$ is globaal gelijk aan die voor de mechanismen macro-instabiliteit en piping. Er is weer gebruik gemaakt van de formules uit 3.5.

o Volkomen overlaat.

De formules voor het bepalen van de inundatiediepte d zijn die volgens (15), (17), (19) (20), (21) en (22).

Voor de waarde t_b van de ondergrens van de integraal is genomen $2/3 T$. Op $t = 2/3 T$ treedt de hoogste waterstand achter de kleibekleding op het buitentalud op. Aangenomen is dat dit het meest waarschijnlijke tijdstip is waarop falen optreedt, indien ook aan de andere voorwaarden voor falen is voldaan.

o Onvolkomen overlaat

Voor deze situatie geldt hetzelfde als voor de twee vorige mechanismen. Er is gebruik gemaakt van de formules (15), (17), (19), (20), (21) en (23) zijn weer toegepast.

7.3. De optimale kruinhoogte

In figuur 26 zijn voor de twee beschouwde taludhellingen de bouwkosten, de schadeverwachting en de som van beide getekend. De optimale kosten bij de taluds $1:2\frac{1}{2}$ en $1:3$ verschillen nauwelijks. De optimale kruinhoogte ligt bij $h_0 = 6,0$ m voor het talud $1:2\frac{1}{2}$ en bij $h_0 = 5,35$ m bij een talud $1:3$.

8. DE GEKOMBINEERDE FAALMECHANISMEN VAN DE DIJK

In de hoofdstukken 4 tot en met 7 zijn de beschouwde faalmechanismen afzonderlijk behandeld. In dit hoofdstuk worden de resultaten gegeven van de faalkans van de dijk en het optimale ontwerp indien de mechanismen worden gekombineerd.

8.1 De gekombineerde faalkans van de dijk

Een aantal manieren waarop de dijk kan falen, als gevolg waarvan inundatie van het beschermde gebied optreedt, is schematisch in de vorm van een foutenboom in figuur 5 weergegeven. Inundatie kan optreden via een niet bezwijken kering door het mechanisme overloop of door het bezwijken van de kering via instabiliteit van het binnentalud of piping.

Alvorens de gekombineerde faalkans wordt bepaald, is eerst in tabel 3 een overzicht gegeven van de faalkansen van de afzonderlijke mechanismen. In de tabel is te zien dat de faalkansen van de mechanismen macro- en micro-instabiliteit van het binnentalud klein zijn t.o.v. die van overloop en piping. Het verschil t.o.v. piping bedraagt doorgaans een faktor 100 of meer. Om deze reden zijn voor de bepaling van de gekombineerde faalkans de mechanismen macro- en micro-instabiliteit buiten beschouwing gelaten.

Een benadering van de gekombineerde faalkans is eveneens in tabel 3 gegeven door sommatie van de afzonderlijke kansen; hiermee wordt een bovengrens voor de faalkans verkregen.

Er is echter ook een nauwkeurige berekening uitgevoerd van de gekombineerde faalkans voor de mechanismen overloop en piping. In figuur 27a is de foutenboom getekend voor de beschouwde mechanismen overloop en piping met als topgebeurtenis "inundatie". Voor het bepalen van de kans op inundatie moet deze boom worden gekwantificeerd. Ter toelichting van de gevolgde procedure zijn in figuur 27b de omschrijvingen vervangen door de kansen. De kans op de topgebeurtenis "inundatie" is in dit geval gelijk aan de som van de kansen op de gebeurtenissen A (uitsluitend overloop) en B (uitsluitend piping). De gebeurtenissen A en B sluiten elkaar uit. De kans $P\{A \text{ en } B\}$, die bij de "OF-kansen" berekend moet worden, is nul. Vandaar dat bij $P\{A \text{ of } B\} = P\{A\} + P\{B\}$. Bij de behandeling van de

mechanismen overloop (= mechanisme 1) en piping (= mechanisme 3) zijn de volgende betrouwbaarheidsfuncties en kansen gedefinieerd:

$$\text{overloop: } P\{\text{falen}\} = P\{h > h_0\} = P\{Z_1 < 0\}$$

$$\begin{aligned} \text{piping : } P\{\text{falen}\} &= P\{\text{opbarsten en zandvoerende wel}\} = \\ &= P\{Z_{3.1} < 0 \text{ en } Z_{3.2} < 0\} \end{aligned}$$

De resultaten van de berekeningen zijn weergegeven in tabel 4 en figuur 28. Er is weer gebruik gemaakt van de methode "Stevenson-Moses". Indien een faalkans voor rivierdijken aanvaardbaar zou zijn van $8 \cdot 10^{-4}$ /jaar, dan komt dit neer op een kruinhoogte van ca. 9,3 m bij een talud 1:5.

TABEL 3. Overzicht van faalkansen van de beschouwde mechanismen [10^{-3} /jaar].

		T A L U D				
h_0	mecha- nisme	1 : 2½	1 : 3	1 : 3½	1 : 4	1 : 5
6 m	1	13,1	13,1	13,1	13,1	13,1
	2	0,054	0,032	0,016	0,008	0,003
	3	53,8	33,5	18,0	10,0	3,57
	4	0,096	0,034	-	-	-
	totaal	67,1	46,7	31,1	23,1	16,7
7 m	1	4,32	4,32	4,32	4,32	4,32
	2	0,106	0,046	0,025	0,012	0,004
	3	41,0	21,0	10,7	6,10	1,68
	4	0,026	0,007	-	-	-
	totaal	45,5	25,4	15,1	10,4	6,0
8 m	1	1,42	1,42	1,42	1,42	1,42
	2	0,167	0,07	0,042	0,018	0,004
	3	29,0	13,8	6,7	3,57	0,96
	4	0,018	-	-	-	-
	totaal	30,6	15,3	8,2	5,0	2,4
9 m	1	0,468	0,468	0,468	0,468	0,468
	2	0,24	0,11	0,054	0,025	0,004
	3	20,0	8,7	4,35	2,16	0,57
	4	-	-	-	-	-
	totaal	20,7	9,3	4,9	2,7	1,0
10m	1	0,154	0,154	0,154	0,154	0,154
	2	0,33	0,15	0,07	0,025	0,004
	3	13,8	6,1	2,68	1,16	0,34
	4	-	-	-	-	-
	totaal	14,3	6,4	2,9	1,3	0,5

Mechanismen: 1 = overloop; 2 = macro-instabiliteit binnentalud
 3 = piping; 4 = micro-instabiliteit binnentalud

TABEL 4. Overzicht van faalkansen van de dijk [10^{-3} /jaar].

T A L U D					
h_0	1 : 2½	1 : 3	1 : 3½	1 : 4	1 : 5
6 m	56,23	37,47	24,47	18,74	14,65
7 m	41,58	22,11	12,65	8,82	5,33
8 m	28,94	13,95	7,17	4,35	2,16
9 m	20,0	8,76	4,50	2,42	0,96
10 m	13,77	6,11	2,73	1,25	0,47

8.2 Het optimale dijkontwerp

Een zeer nauwkeurige berekening van de totale kosten per ontwerpvariant is mogelijk, maar veel omvattend. Er zal daarom worden volstaan met twee benaderingen van het optimale ontwerp.

Benadering 1

Bij deze benadering wordt voor alle faalmechanismen uitgegaan van één gemiddelde inundatiediepte. De gemiddelde schade \bar{S} volgt dan na uitwerking van formule (9) uit:

$$\bar{S} = A \{ \alpha_1 s_1 c_1(d) + \alpha_2 s_2 c_2(d) + \alpha_3 s_3 c_3(d) \} \quad (67)$$

Wanneer de gemiddelde waarde voor de inundatiediepte op $d = 1$ m wordt gesteld, dan bedraagt \bar{S} :

$$\bar{S} = 2 \cdot 10^8 \{ 0,06 \cdot 400 \cdot 0,05 + 0,93 \cdot 1 \cdot 0,5 + 0,01 \cdot 200 \cdot 0,15 \} \text{ gld}$$

$$\bar{S} = 400 \cdot 10^6 \text{ gld}$$

Voor de waarden van $c_1(d)$ is figuur 6 gehanteerd.

De totale kosten zijn bepaald met de formule

$$C_{\text{Tot}} = C_{\text{Bouw}} + \frac{\bar{S}}{r} \Sigma P_i \quad (68)$$

Voor C_{Bouw} is formule (8) gehanteerd; voor r is 2% genomen en ΣP_i is ontleend aan tabel 4.

In tabel 5 zijn de totale kosten voor de ontwerpvarianten van de dijk bepaald. Het optimum van het ontwerp ligt bij $h_0 = 9$ m bij een talud 1:5. De kostenverdeling is hierbij:

- Schadeverwachting $E(S) = 19,2 \cdot 10^6$ gld
- bouwkosten $C_{\text{BOUW}} = \underline{86,4 \cdot 10^6}$ gld
- $C_{\text{TOT}} = 105,6 \cdot 10^6$ gld

TABEL 5: Totale kosten per ontwerpvariant (benadering 1) [10^6 gld]

		T A L U D				
h_o	kosten	1 : 2½	1 : 3	1 : 3½	1 : 4	1 : 5
6 m	E(S)	1124,6	749,4	489,4	374,8	293,0
	C_{BOUW}	21,6	25,2	28,8	32,4	39,6
	C_{TOT}	1146,2	774,6	518,2	407,2	332,6
7 m	E(S)	831,6	442,2	253,0	176,4	106,6
	C_{BOUW}	28,7	33,6	38,5	43,4	53,2
	C_{TOT}	860,3	475,8	291,5	219,8	159,8
8 m	E(S)	578,8	279,0	143,4	87,0	43,2
	C_{BOUW}	36,8	43,2	49,6	56,0	68,8
	C_{TOT}	615,6	322,2	193,0	143,0	112,0
9 m	E(S)	400,0	175,2	90,0	48,4	19,2
	C_{BOUW}	45,9	54,0	62,1	70,2	86,4
	C_{TOT}	445,9	229,2	152,1	118,6	105,6
10 m	E(S)	275,4	122,2	54,6	25,0	9,4
	C_{BOUW}	56,0	66,0	76,0	86,0	106,0
	C_{TOT}	331,4	188,2	130,6	111,0	115,4

Benadering 2

Een tweede methode om het optimum benaderend vast te stellen is door de schadeverwachtingen van een faalmechanisme bij een bepaalde ontwerpvariant te sommeren en vervolgens de bouwkosten hieraan nog toe te voegen. Het is een bovengrensbenadering. De totale kosten zijn dan uit te drukken in de formule:

$$C_{TOT} = C_{BOUW} + \sum_{i=1}^4 E(S)_i \quad (69)$$

In tabel 6 zijn de resultaten weergegeven. Het optimum ligt nu bij $h_0 = 10$ m bij een talud 1:5. De kostenverdeling is hierbij:

$$\begin{aligned} - \text{ schadeverwachting: } E(s)_1 &= 4,0 \cdot 10^6 \text{ gld} \\ E(S)_2 &= - \\ E(S)_3 &= 34,0 \cdot 10^6 \text{ " } \\ E(S)_4 &= - \\ \Sigma E(s) &= 38,0 \cdot 10^6 \text{ gld} \\ C_{BOUW} &= 106,0 \cdot 10^6 \text{ " } \\ C_{TOT} &= 144,0 \cdot 10^6 \text{ gld} \end{aligned}$$

Voor beide benaderingen ligt het optimum bij een talud 1:5. De flauwe taludhelling wordt vooral bepaald door het mechanisme piping. Door het talud flauwer te maken wordt een grotere kwelling bereikt, waardoor de kans op een zandvoerende wel afneemt. De vraag is natuurlijk of dit de meest verstandige weg is. Vermoedelijk kan men dit piping-probleem economischer aanpakken via damwanden of door de dijk een bepaalde afstand landinwaarts te verplaatsen. Uiteraard gaat dat ook met kosten gepaard. In hoofdstuk 6 is daarvoor reeds een bedrag genoemd van f 30.000,— per meter.

Om inzicht te krijgen in het effect van het creëren van een uiterwaard zijn de totale kosten ook bepaald voor een breedte van een uiterwaard van 100 m ($b_u = 100$ m). In tabel 7 zijn de resultaten van de berekeningen verzameld. De invloed van het pipingmechanisme is aanzienlijk teruggedrongen voor de kosten van 3 Mf. Het optimum blijkt nu te liggen bij

TABEL 6: Totale kosten per ontwerpvariant (benadering 2 met $b_u = 0$ m)
[10^6 gld].

		T A L U D				
h_o	kosten	1 : 2½	1 : 3	1 : 3½	1 : 4	1 : 5
6 m	E(S) ₁	359,5	359,5	359,5	359,5	359,5
	E(S) ₂	0,4	0,3	0,1	0,1	-
	E(S) ₃	>> 310,0	>> 310,0	>> 310,0	> 310,0	310,0
	E(S) ₄	5,1	2,6	-	-	-
	Σ E(S)	>> 675,0	>> 672,4	>> 669,6	>> 669,6	669,5
	C _{BOUW}	21,6	25,2	28,8	32,4	39,6
	C _{TOT}	>> 696,6	>> 697,6	>> 698,4	>> 702,0	709,1
7 m	E(S) ₁	119,0	119,0	119,0	119,0	119,0
	E(S) ₂	0,8	0,4	0,2	0,1	-
	E(S) ₃	>> 507,0	>> 507,0	>> 507,0	507,0	175,0
	E(S) ₄	1,8	0,9	-	-	-
	Σ E(S)	>> 628,6	>> 627,3	>> 626,2	626,1	294,0
	C _{BOUW}	28,7	33,6	38,5	43,4	53,2
	C _{TOT}	>> 657,3	> 660,9	>> 664,7	669,5	347,2
8 m	E(S) ₁	37,5	37,5	37,5	37,5	37,5
	E(S) ₂	1,3	0,5	0,3	0,1	-
	E(S) ₃	>> 565,0	>> 565,0	565,0	310,0	105,0
	E(S) ₄	-	-	-	-	-
	Σ E(S)	> 603,8	603,0	602,8	347,6	142,5
	C _{BOUW}	36,8	43,2	49,6	56,0	68,8
	C _{TOT}	>> 640,6	>> 646,2	652,4	403,6	211,3
9 m	E(S) ₁	12,3	12,3	12,3	12,3	12,3
	E(S) ₂	1,9	0,8	0,4	0,2	-
	E(S) ₃	>> 371,0	>> 371,0	371,0	195,0	59,0
	E(S) ₄	-	-	-	-	-
	Σ E(S)	>> 385,2	>> 384,1	383,7	207,5	71,3
	C _{BOUW}	45,9	54,0	62,1	70,2	86,4
	C _{TOT}	>> 431,1	>> 438,1	445,8	277,7	157,7
10m	E(S) ₁	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
	E(S) ₂	2,6	1,2	0,3	0,2	-
	E(S) ₃	>> 507,0	507,0	245,0	127,0	34,0
	E(S) ₄	-	-	-	-	-
	Σ E(S)	>> 513,6	512,2	249,3	131,2	38,0
	C _{BOUW}	56,0	66,0	76,0	86,0	106,0
	C _{TOT}	>> 569,6	578,2	325,3	217,2	144,0

$h_0 = 9$ m bij een taludhelling $1:2\frac{1}{2}$.

De reden dat de dijk nu vrij steil mag zijn in vergelijking met wat gangbaar is, kan worden verklaard uit het in rekening brengen van de kleilaag: daardoor dringt er weinig water in de dijk en blijft de kans op afschuiving en de kans op micro-instabiliteit laag. In de praktijk neemt men echter deze kleilaag in de berekening niet mee onder het motto dat deze niet erg betrouwbaar is; er kunnen scheuren en gaten in komen. Toch is ook in deze studie gerekend met een behoorlijk "lekke" kleibekleding en een aanzienlijke spreiding.

Bij de doorlatendheid van de kleilaag is namelijk gerekend dat 1,5% van de oppervlakte bestaat uit gaten die met zand gevuld zijn.

Een nader onderzoek naar de redelijkheid van deze cijfers lijkt dus alleszins gewenst; het meerekenen van de kleilaag (ook een niet perfecte kleilaag) kan veel besparingen met zich meebrengen.

TABEL 7: Totale kosten per ontwerpvariant (benadering 2 met $b_u = 100$ m)
[10^6 gld].

		T A L U D				
h_o	kosten	1 : 2½	1 : 3	1 : 3½	1 : 4	1 : 5
6 m	E(S) ₁	359,5	359,5	359,5	359,5	359,5
	E(S) ₂	0,4	0,3	0,1	0,1	-
	E(S) ₃	12,3	8,0	5,9	-	-
	E(S) ₄	5,1	2,6	-	-	-
	Σ E(S)	377,3	370,4	365,5	359,6	359,5
	C _{BOUW}	24,6	28,2	31,8	35,4	42,6
	C _{TOT}	401,9	398,6	397,3	395,0	402,1
7 m	E(S) ₁	119,0	119,0	119,0	119,0	119,0
	E(S) ₂	0,8	0,4	0,2	0,1	-
	E(S) ₃	9,4	6,4	> 0	-	-
	E(S) ₄	1,8	0,9	-	-	-
	Σ E(S)	131,0	126,7	> 119,2	119,1	119,0
	C _{BOUW}	31,7	36,6	41,5	46,4	56,2
	C _{TOT}	162,7	163,3	> 160,7	165,5	175,2
8 m	E(S) ₁	37,5	37,5	37,5	37,5	37,5
	E(S) ₂	1,3	0,5	0,3	0,1	-
	E(S) ₃	7,5	> 0	-	-	-
	E(S) ₄	-	-	-	-	-
	Σ E(S)	46,3	> 38,0	37,8	37,6	37,5
	C _{BOUW}	39,8	46,2	52,6	59,0	71,8
	C _{TOT}	86,1	> 84,2	90,4	96,6	109,3
9 m	E(S) ₁	12,3	12,3	12,3	12,3	12,3
	E(S) ₂	1,9	0,8	0,4	0,2	-
	E(S) ₃	6,1	> 0	-	-	-
	E(S) ₄	-	-	-	-	-
	Σ E(S)	20,3	> 13,1	12,7	> 12,5	12,3
	C _{BOUW}	48,9	57,0	65,1	73,2	89,4
	C _{TOT}	69,2	> 70,1	77,8	85,7	101,7
10m	E(S) ₁	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
	E(S) ₂	2,6	1,2	0,3	0,2	-
	E(S) ₃	5,0	-	-	-	-
	E(S) ₄	-	-	-	-	-
	Σ E(S)	11,6	5,2	4,3	4,2	> 4,0
	C _{BOUW}	59,0	69,0	79,0	89,0	109,0
	C _{TOT}	70,6	74,2	83,3	93,2	> 113,0

9. KONKLUSIES EN AANBEVELINGEN

9.1. Konklusies

9.1.1 Konklusies uit de gevolgde procedure

Uit de verslaggeving van de beschouwde mechanismen kan worden gekonkludeerd dat het mogelijk is om, bij de beschouwing van de veiligheid en de optimalisering van een waterkering, aanmerkelijk meer factoren in de risico-analyse te betrekken dan uitsluitend de faktor waterstand. In het onderhavige uitgewerkte voorbeeld hadden in totaal elf variabelen een stochastisch karakter. Eveneens is gebleken dat het optimaliseren van een dijk op basis van de som van de kosten van dijkaanleg en schadeverwachting mogelijk is. Volledigheidshalve moet worden opgemerkt dat in dit onderzoek slechts een beperkt aantal mechanismen is beschouwd, waarbij de modellen voor een mechanisme zo eenvoudig mogelijk zijn gehouden.

Bij het uitvoeren van de berekeningen met het programma Probab is gebleken dat bij gecompliceerde betrouwbaarheidsfuncties convergentieproblemen kunnen voorkomen. Bij het mechanisme macro-instabiliteit bijvoorbeeld zijn convergentieproblemen opgetreden als gevolg van de aanwezigheid van een sloot. Dit probleem heeft aangetoond dat een ogenschijnlijk klein detail een sterk storende factor kan zijn. Dit voorbeeld illustreert dat degene die een betrouwbaarheidsfunctie opstelt op de hoogte moet zijn van de werking van een programma dat niveau-II berekeningen volgens de AFDA-methode uitvoert en van de theorie van de niveau-II berekeningen.

Bij enkele mechanismen bleek het niet eenvoudig te zijn het tijdstip te bepalen waarop de feitelijke doorbraak optreedt. Dit betekent dat ook de schade niet juist bepaald kan worden.

Indien bij een bepaald mechanisme het uitschrijven één of meerdere betrouwbaarheidsfuncties problemen oplevert, maar voor dit mechanisme wel een programma bestaat voor het uitvoeren van deterministische berekeningen, is een koppeling van dit laatstgenoemde programma met bijvoorbeeld een programma als Probab een oplossing om toch een kans te kunnen berekenen. Dit is in deze voorbeeldberekening gedaan met het mechanisme macro-instabiliteit binnentalud.

9.1.2 Konklusies m.b.t. de resultaten

De geldigheid van de hierna vermelde konklusies is uiteraard beperkt tot de in dit voorbeeld beschouwde faalmechanismen voor het gekozen dijkprofiel.

- a. Indien geen uiterwaard wordt toegepast, spelen wat betreft de faalkans van de dijk van de vier beschouwde mechanismen alleen overloop en piping een rol van betekenis. De faalkansen van de mechanismen macro- en micro-instabiliteit binnentalud zijn verwaarloosbaar ten opzichte van die van overloop en piping.
- b. Indien geen uiterwaard wordt toegepast, ligt het optimale dijkontwerp bij $h_0 = 10$ m en een taludhelling 1:5. Maatgevend voor deze ontwerpvariant is het mechanisme piping. Een lage schadeverwachting wordt bereikt bij een grote kwallengte en dus een hoge dijk met een flauw talud.
- c. Onder bepaalde voorwaarden is het economischer een uiterwaard te kreëren om daarmee de kans op piping en dus de schadeverwachting te verkleinen. Deze voorwaarden zijn de kosten van een uiterwaard per m verplaatsing van de dijk landinwaarts, in vergelijking met de afname van de schadeverwachting. In de uitgevoerde studie blijkt dat bij f 30.000,—/m verplaatsing de optimale kruinhoogte $h_0 = 9$ m te zijn bij een taludhelling 1:2½. De totale kosten bedragen in dit geval minder dan de helft van het ontwerp zonder uiterwaard.
- d. Dat in het geval van een dijk met uiterwaard het talud weer steil mag zijn, komt door de zeer geringe kans op instabiliteit van het binnentalud. De aanwezigheid van de kleibekleding op het buitentalud van de dijk is zeer effectief wat de indringing van water en de mate van ontwikkeling van een freatisch vlak betreft. Dit veroorzaakt dat de kans op instabiliteit van het binnentalud (macro- en micro-instabiliteit) gering is.

- e. Een beperking van de schadeverwachting bij de hier beschouwde mechanismen kan kennelijk als volgt worden verkregen:
- bij overloop: een voldoende kruinhoogte h_0
 - bij macro- en micro-instabiliteit binnentalud: een goede kleibekleding op het buitentalud
 - bij piping: het kreëren van een uiterwaard.
- f. Indien een maximale faalkans van de dijk van $8 \cdot 10^{-4}$ /jaar akseptabel zou zijn, betekent dit dat een talud 1 : 5 nodig is en een kruinhoogte van ca. 9,3 m.

9.2. Aanbevelingen

Naar aanleiding van de ondervindingen bij de uitwerking en de resultaten van dit voorbeeld, alsmede de doelstelling van voortgezet onderzoek, kan een aantal aanbevelingen worden gedaan.

- a. In dit onderzoek zijn 4 mechanismen beschouwd. In het algemeen zal bij het beoordelen en ontwerpen van waterkeringen met veel meer mechanismen rekening moeten worden gehouden. Het nagaan of de nu gevolgde procedure ook voor andere mechanismen geschikt is, is daarom zinvol. Op zijn minst moet een berekening van de faalkansen worden gemaakt.
- b. Hierna worden in de punten c t/m j een aantal aanbevelingen gedaan om bepaalde parameters nader te onderzoeken. Elke parameter zal echter niet van evenveel invloed zijn op het eindresultaat. Daarom is het zeer zinvol een gevoeligheidsanalyse uit te voeren van alle parameters die in principe aandacht verdienen. Hiermee kan dan ook de prioriteit voor nader onderzoek worden bepaald. Pas daarna kan een zinvol voorstel voor vervolgonderzoek worden geschreven.
- c. Indien de nu gevolgde procedure in een concreet geval toegepast gaat worden, moet nog met meer factoren die verband houden met kosten, gerekend worden. Hieronder vallen onder meer de kosten van dijkherstel, inspecties en klein onderhoud.

d. Bij de nu beschouwde mechanismen is aangenomen dat inundatie optreedt op het moment dat aan een bepaalde voorwaarde ($Z > 0$) niet meer voldaan wordt. In de praktijk is het denkbaar dat het nog geruime tijd duurt voordat van inundatie sprake is.

Het nauwkeurig bepalen wanneer inundatie gaat optreden is voor landbouwgebieden van groot belang.

Dit betekent dat nader onderzoek gedaan moet worden naar:

- het tijdstip van falen
- de ontwikkeling van het stroomgat
- het bergend vermogen in open water
- de bemalingscapaciteit.

e. In het onderhavige voorbeeld is een dijk van zand met een buitenbekleding van klei beschouwd. In de praktijk komen ook dijken met een kleikern voor. Om ook bestaande of versterkte keringen te kunnen beoordelen is een onderzoek naar een dergelijk type dijk raadzaam.

f. Voor het operationeel gebruiken van de procedure is het noodzakelijk een beter inzicht in de kosten te hebben van dijkaanleg en de schade in het geïnundeerde gebied. De manier waarop de schadefactoren afhangen van de diverse inundatieparameters verdient een nader onderzoek.

g. In dit voorbeeld zijn voor de meeste mechanismen betrekkelijk eenvoudige modellen gebruikt. Het verdient aanbeveling om op zijn minst voor die mechanismen, die een relevante rol bij de faalkans spelen, een evaluatie en eventuele verbetering van de nu gebruikte modellen uit te voeren.

h. Een onderzoek naar de doorlatendheid en de duurzaamheid van de bekleding op het buitentalud is essentieel. Gebleken is dat de bekleding zeer effectief is om instabiliteit van het binnentalud te voorkomen. In de praktijk wordt echter niet altijd gerekend met deze laag, ook al is die aanwezig.

i. In de praktijk is het mogelijk dat niet één, maar enkele hoogwatertoppen na elkaar optreden. Het effect hiervan verdient aandacht.

- j. In alle nu uitgevoerde berekeningen is de kruinhoogte h_0 als een deterministische ontwerpvariabele beschouwd. In de praktijk zal een gerealiseerde kruinhoogte echter onder invloed van klink en zetting afnemen. Zo leidt bij het mechanisme overloop een reductie van 1 % van een 8,5 m hoge kruin tot een 10 % grotere faalkans. Het beschouwen van h_0 als een stochastische variabele is dus wenselijk.

LITERATUUR

- [1] J.A. Duiser
Een verkennend onderzoek naar methoden ter bepaling van de inundatieschade bij dijkdoorbraak
rapport 82-0644 van Industriële Veiligheid van MT-TNO
- [2] M.G. Hallem, N.I. Heaf, I.R. Wooton
Rationalisation of Safety and Serviceability Factors in Structural Codes
CIRIA Report NO. 63, 1977
- [3] A.C.W.M. Vrouwenvelder, J.K. Vrijling
Probabilistisch ontwerpen
Collegedictaar b3, TH-Delft, Afd. Civiele Techniek, 1985
- [4] J. Stevenson, F. Moses
Reliability of Frame Structures
Journal of the Structural Division, ASCE, november 1970
- [5] E.O.F. Calle
Freatische berging in een zandige rivierdijk met kleibekleding bij het optreden van een hoogwatergolf
notitie co-263231/5, juni 1983

BIJLAGE I: VORM, DUUR EN WATERSTANDEN VAN HOOGWATERGOLVEN

Ten behoeve van de voorbeeldberekening in het project "Een probabilistisch Dijkontwerp" dienen gegevens te worden aangenomen voor de vorm, duur en hoogte van de hoogwatergolven. Bij de berekeningen is uitgegaan van een parabolisch verloop (zie figuur I-1). De maximale waterstand en de duur van hoogwater zijn als onafhankelijke stochastische variabelen geïntroduceerd met respectievelijk een exponentiële en lognormale verdeling. In deze bijlage zal aan de hand van gegevens van de Bovenrijn bij Lobith [I-1] worden nagegaan in hoeverre deze veronderstellingen juist, of in ieder geval redelijk zijn.

In werkelijkheid heeft een hoogwatergolf een asymmetrische vorm, zoals ook reeds is weergegeven in figuur I-1: het water stijgt sneller dan dat het daalt. Een andere complicatie is dat hoogwaters vaak zijn samengesteld uit verscheidene toppen, die kort na elkaar kunnen passeren en die elkaar kunnen beïnvloeden [I-2]. Er ontstaat dan een beeld als aangegeven in figuur I-2 (theoretisch) of figuur I-3 (op basis van metingen aan de Bovenrijn). Een dergelijk gecompliceerd beeld heeft kennelijk te maken met de samenstelling van het stroomgebied van de Rijn. Het lijkt verstandig in de voorbeeldberekening voorlopig uit te gaan van een enkelvoudige afvoertop. De benadering met de wiskundig gemakkelijk hanteerbare parabool lijkt daarbij goed bruikbaar: er wordt alleen een fout gemaakt in de tweede helft van de uitdempende fase.

De verdeling van de jaarextremen van hoogwater is volgens [I-3] voor de Bovenrijn bij goede benadering exponentieel, d.w.z. extreem type II met machtsparameter $k = 1$. Figuur I-4 geeft deze verdeling op logaritmische schaal; in formulevorm luidt de verdeling:

$$P(\hat{Q} > X) = 10^{-\frac{X-A}{B}} = \exp\left\{-\frac{X-A}{C}\right\} \quad (\text{I.1})$$

met

\hat{Q} = debiet bij de jaarlijks hoogste topafvoer

$$A = 5500 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$B = 3500 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$C = B/\ln 10 = 1500 \text{ m}^3/\text{s}$$

Het gemiddelde en de standaardafwijking van deze verdeling worden gegeven door:

$$\mu(\hat{Q}) = A + C = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\sigma(\hat{Q}) = C = 1500 \text{ m}^3/\text{s}$$

Als we stellen dat de basisafvoer $Q_0 = 2500 \text{ m}^3/\text{s}$, dan geldt voor de hoogwater-top $\Delta Q = \hat{Q} - Q_0$:

$$\mu(\Delta Q) = 4500 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\sigma(\Delta Q) = 1500 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V(\Delta Q) = 0,30$$

De variatiecoëfficiënt van 30% is aangenomen in de huidige berekeningen voor de maximale waterstandverhoging Δh .

Vervolgens moet een uitspraak worden gedaan over de duur T van het hoogwater, d.w.z. over de verdeling van T en over een eventuele korrelatie met de topafvoer \hat{Q} en \hat{h} . In [I-1] worden overschrijdingskansen bepaald voor aaneengesloten overtreffingsduren van hoge afvoeren op de Rijn. In figuur I-5 zijn resultaten aan te treffen met duur T en debieten van minimaal $Q = 2500 \text{ m}^3/\text{s}$, $3500 \text{ m}^3/\text{s}$; als we consequent willen zijn, moeten we daar ook nu vanuit gaan. Aan de andere kant bevatten de perioden met $Q > 2500 \text{ m}^3/\text{s}$ erg veel samengestelde toppen en vermoedelijk ook erg veel kleine afvoertopjes. Daarom wordt voor de bepaling van de T -verdeling uitgegaan van een Q_0 van $3500 \text{ m}^3/\text{s}$. In het histogram voor $Q_0 = 3500 \text{ m}^3/\text{s}$ in figuur I-5 is de lognormale verdeling getekend met $\mu(T) = 15$ dagen en $\sigma(T) = 15$ dagen. Deze verdeling blijkt redelijk goed te voldoen. In de voorbeeldberekening is gewerkt met een lognormale verdeling en een $V(T) = 0,60$. Het gemiddelde van 7,5 dagen lijkt niet onredelijk voor een kleinere rivier, maar staat verder nog ter discussie.

Opmerking:

In [I-1] wordt de lognormale verdeling "goed" bevonden, maar de gamma II verdeling beter. Dit geldt echter alleen, zoals ook in [I-17] is gesteld, als men primair geïnteresseerd is in de hele hoge afvoeren. Voor onze doeleinden voldoet de lognormale verdeling beter.

Tenslotte is er nog het probleem van de afhankelijkheid van de topafvoer \hat{Q} en de duur van T. Er zijn theoretisch zowel oorzaken die leiden tot een positieve als tot een negatieve correlatie. Een gegeven hoeveelheid water kan worden afgevoerd door een hoog debiet in korte tijd of een laag debiet over langere tijd. Dit is een oorzaak van negatieve correlatie. Er geldt echter ook dat in een jaar waarin er een groot aanbod van water is, zowel het debiet als de duur van het hoogwater aan de hoge kant zullen zijn. Dit is een argument voor positieve correlatie. Per saldo lijkt de veronderstelling van onafhankelijkheid dus helemaal nog niet slecht. Om echter enige, zij het primitieve, check op deze bewering uit te voeren, is een analyse uitgevoerd op de afzonderlijke pieken van de hoogwaters van 1920/21, 1947/48 en 1965/66, zoals die reeds waren weergegeven in figuur I-3. In figuur I-6 zijn deze hoogwaters nogmaals gepresenteerd, maar nu met ingetekende parabolische hoogwatervormen. Door de geringe hoeveelheid gegevens en de toegepaste sterke schematisering, is de procedure nogal grof. Beschouwd worden alleen de toppen met een topafvoer $\hat{Q} > 6600 \text{ m}^3/\text{s}$. Een aaneengesloten debiet met $Q > 6000 \text{ m}^3/\text{s}$ wordt als één enkele top gezien en de interactie tussen de toppen blijft buiten beschouwing. De duur van ieder hoogwater stellen we allereerst vast bij $Q_1 = 6000 \text{ m}^3/\text{s}$ (zie tabel I-1): vervolgens bepalen we de duur bij $Q_0 = 2500 \text{ m}^3/\text{s}$ (de basisafvoer) met behulp van de formule:

$$t = T_1 \sqrt{(\hat{Q} - Q_0)/(\hat{Q} - Q_1)} \quad (\text{I.2})$$

met $Q_0 = 2500 \text{ m}^3/\text{s}$ en $Q_1 = 6000 \text{ m}^3/\text{s}$.

HW	jaar	\hat{Q} m ³ /s	T ₁ dagen	T dagen
1	1920/21	10.000	12	15
2		11.400	12	15
3	1947/48	9.800	13	18
4		8.300	8	13
5		6.900	10	22
6	1965/66	7.200	23	45
7		7.500	5	9
8		6.800	4	8

Tabel I-1. Hoogwatergolven ontleend aan figuur I-6.

Voor de toelichting op deze formule wordt verwezen naar figuur I-7; het resultaat is eveneens in tabel I-1 vermeld. Voor de aldus gevonden waarden voor \hat{Q} en T kunnen met standaardformules gemiddelden, varianties en een covariantie worden bepaald. De van belang zijnde resultaten zijn:

$\mu(\hat{Q}) = 8500 \text{ m}^3/\text{s}$	$\mu(T) = 18 \text{ dagen}$	$\text{cov}(\hat{TQ}) = -4200 \text{ dag m}^3/\text{s}$ $\rho(\hat{TQ}) = -0.2$
$\sigma(\hat{Q}) = 1700 \text{ m}^3/\text{s}$	$\sigma(T) = 12 \text{ dagen}$	
$V(\hat{Q}) = 0.20$	$V(T) = 0.67$	
$V(\Delta Q) = 0.28$		

De gevonden gemiddelden en variatiecoëfficiënten kloppen redelijk met de eerder afgeleide waarden, zeker als men bedenkt dat het hier om jaren gaat met een relatief hoge afvoer.

De korrelatiecoëfficiënt $\rho (= \text{cov}(\hat{TQ})/\sigma(T)\sigma(\hat{Q}))$ blijkt zwak negatief en in

ieder geval onvoldoende om bij berekeningen de plezierige veronderstelling van onafhankelijkheid te laten varen.

SAMENVATTING

Uit een globale analyse van hoogwatergegevens van de Bovenrijn bij Lobith blijkt dat de bij de voorbeeldberekening gehanteerde statistische beschrijving van vorm, duur en maximale waterstand niet onredelijk is. De genoemde beschrijving kan als volgt worden geresumeerd:

- het hoogwater heeft een parabolische vorm
- duur en hoogte waterstand zijn onafhankelijk
- de topwaterstand heeft een exponentiële verdeling met $V = 0,30$
- de duur van het hoogwater heeft een lognormale verdeling met $V = 0,60$ à $1,00$.

LITERATUUR

[I-1] Van Urk, A.

"Overschrijdingskansen van aaneengesloten overtreffingsduren van hoge Bovenrijnafvoeren".

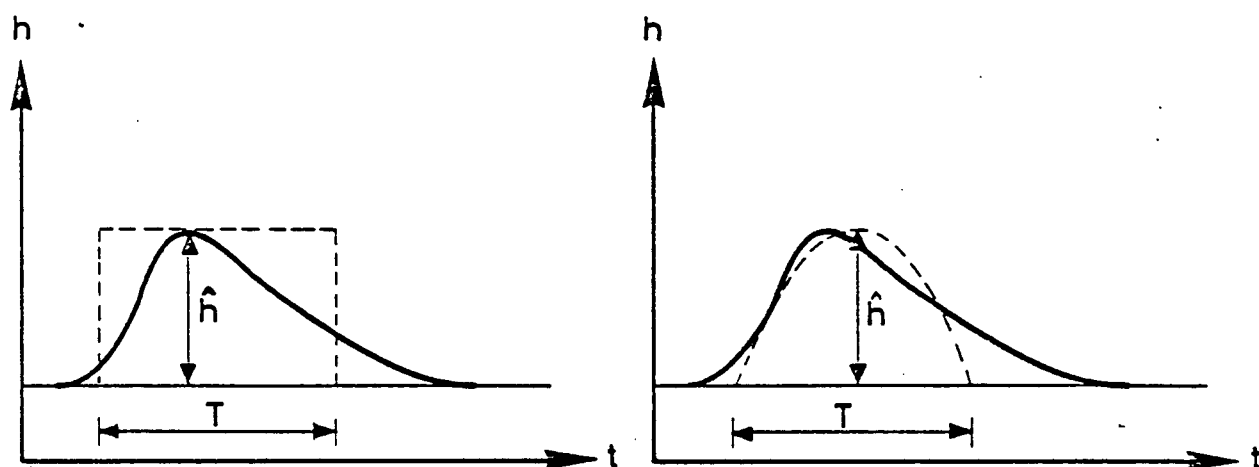
Rijkswaterstaat, Dir. Waterhuishouding en Waterbeweging, mei 1979.

[I-2] Analyse hoogwatergolven Rijn

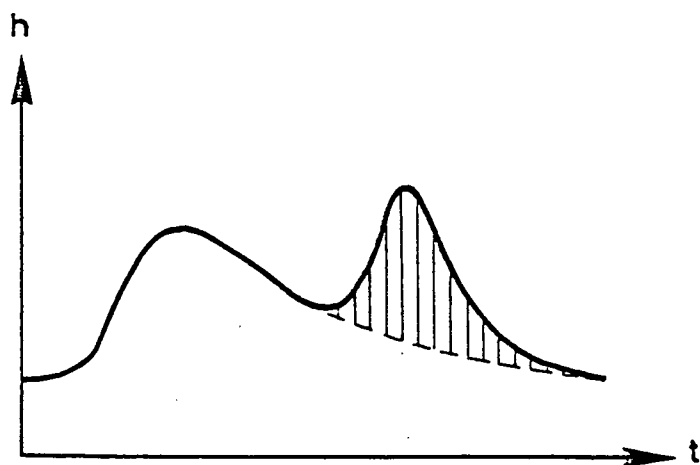
Rijkswaterstaat, WW, hydrometrie.

[I-3] Commissie Rivierdijken

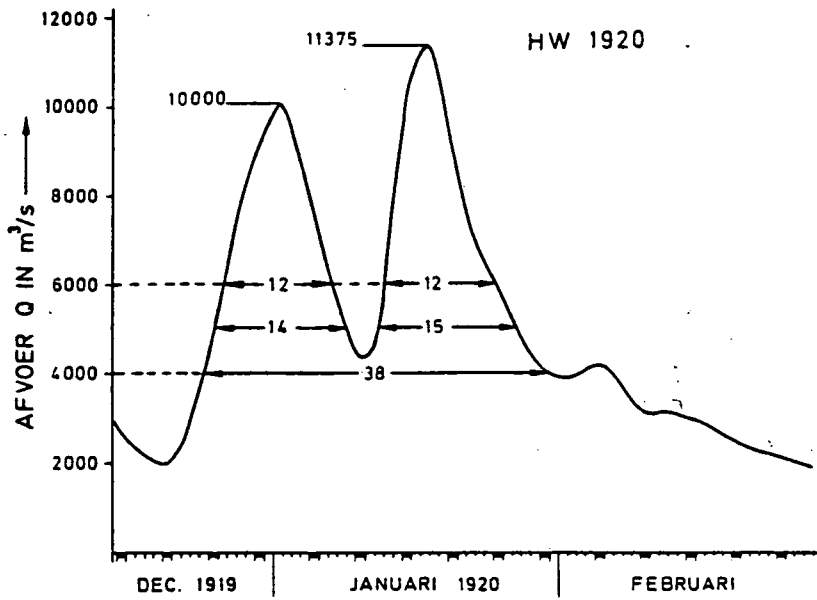
Rapport Commissie Rivierdijken, Den Haag, maart 1977.



Figuur I-1 Benadering van een hoogwatergolf met een blokfunktie en een parabool

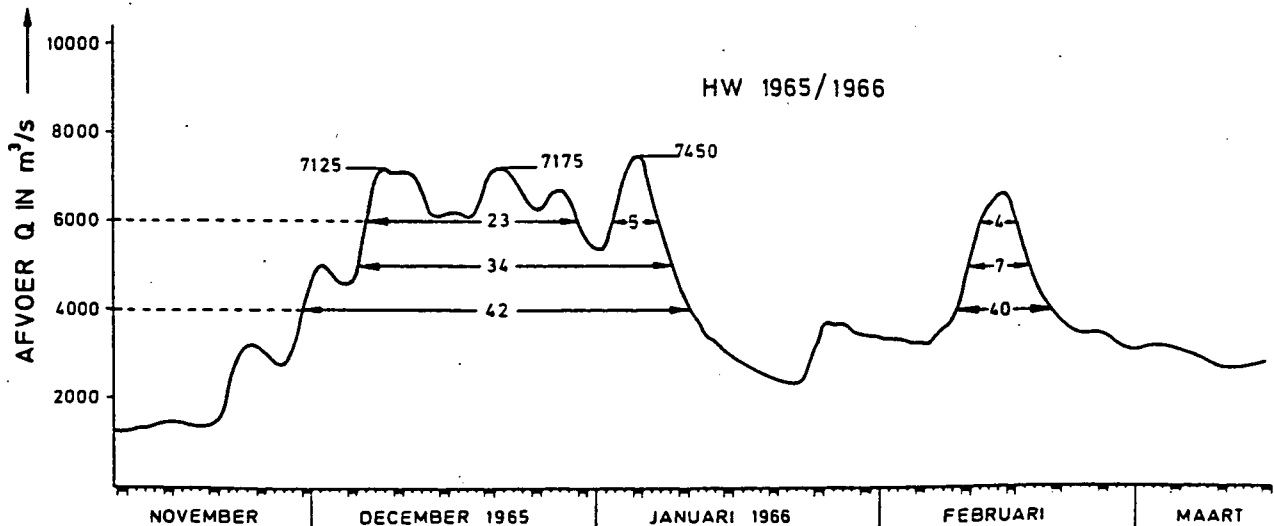
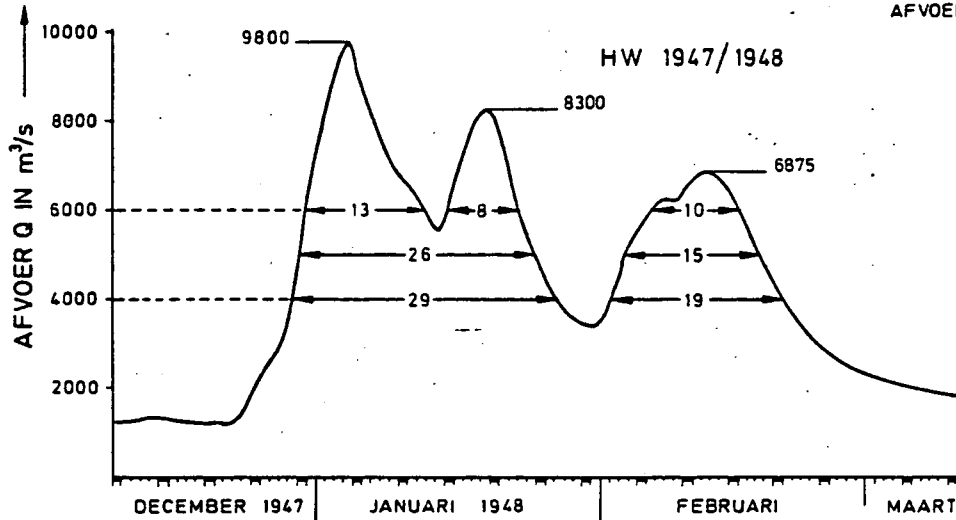


Figuur I-2 Hoogwater met samengestelde topafvoeren

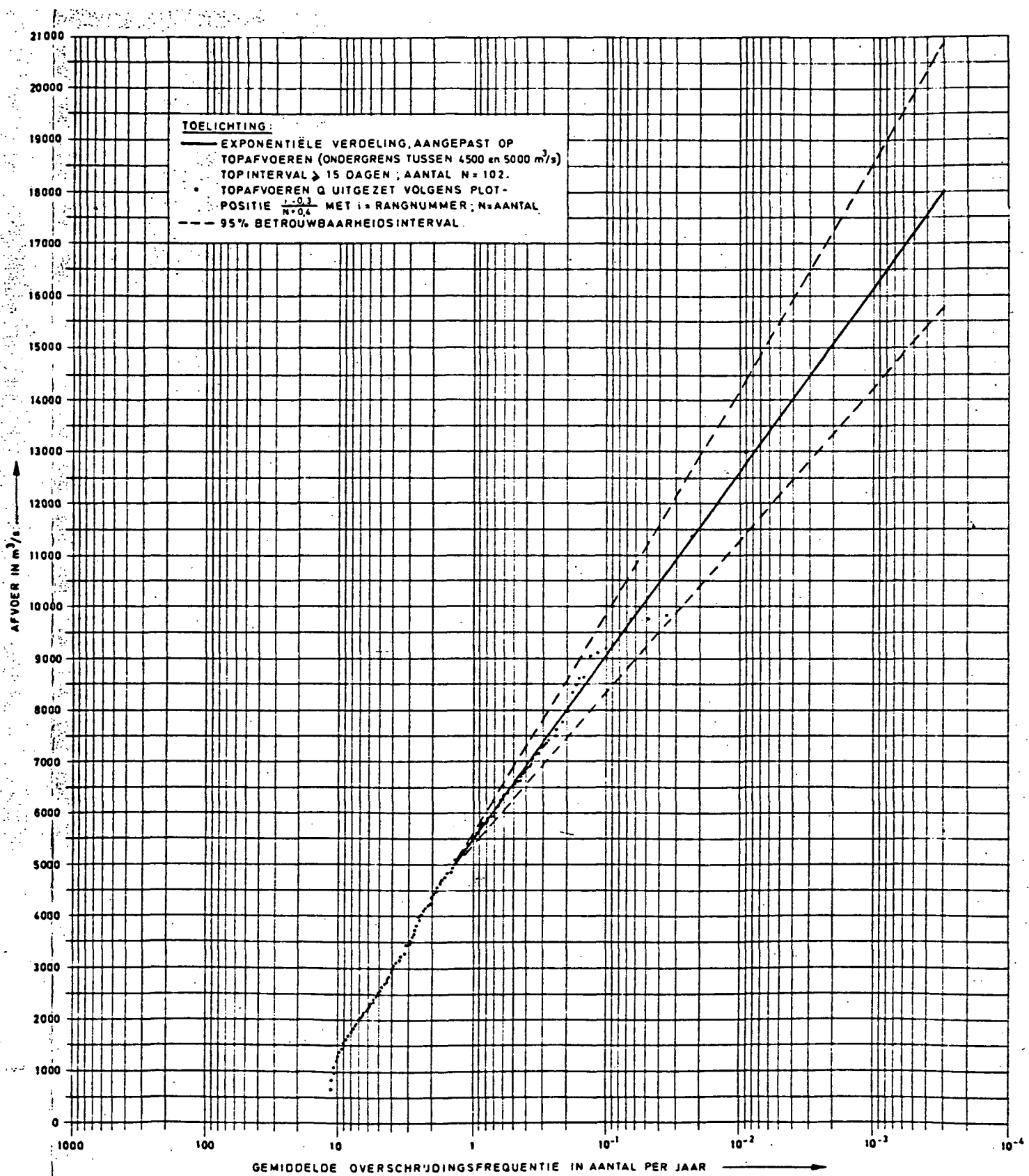


TOELICHTING:

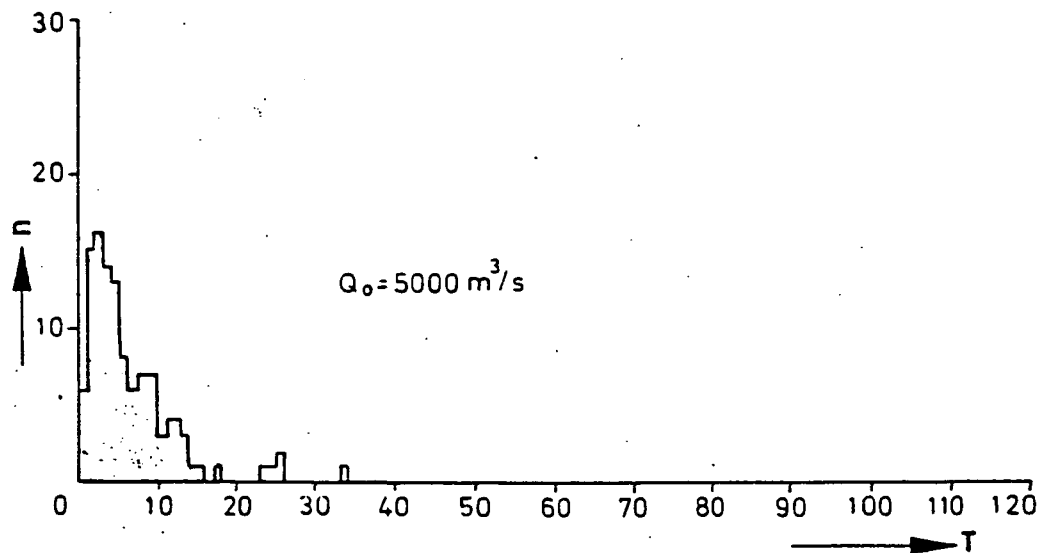
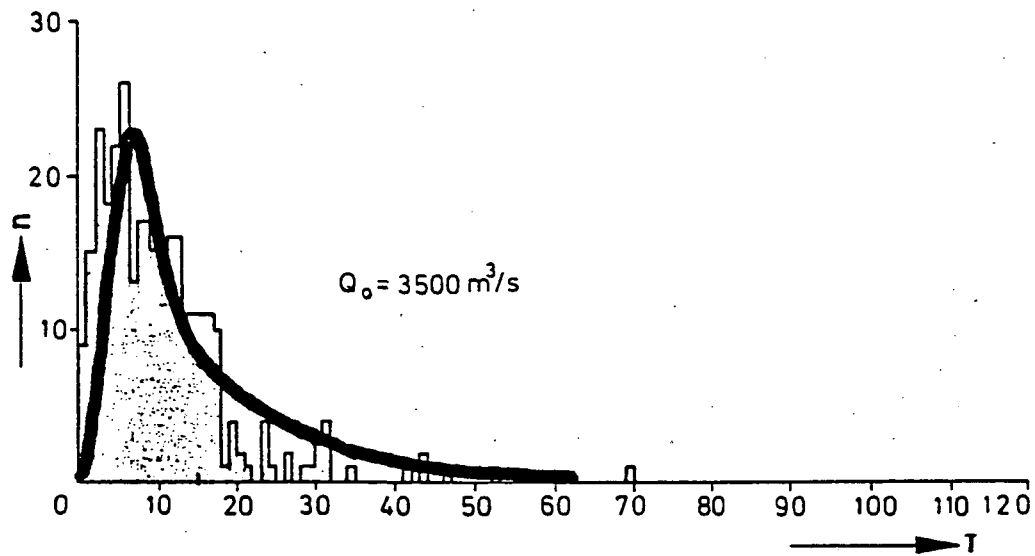
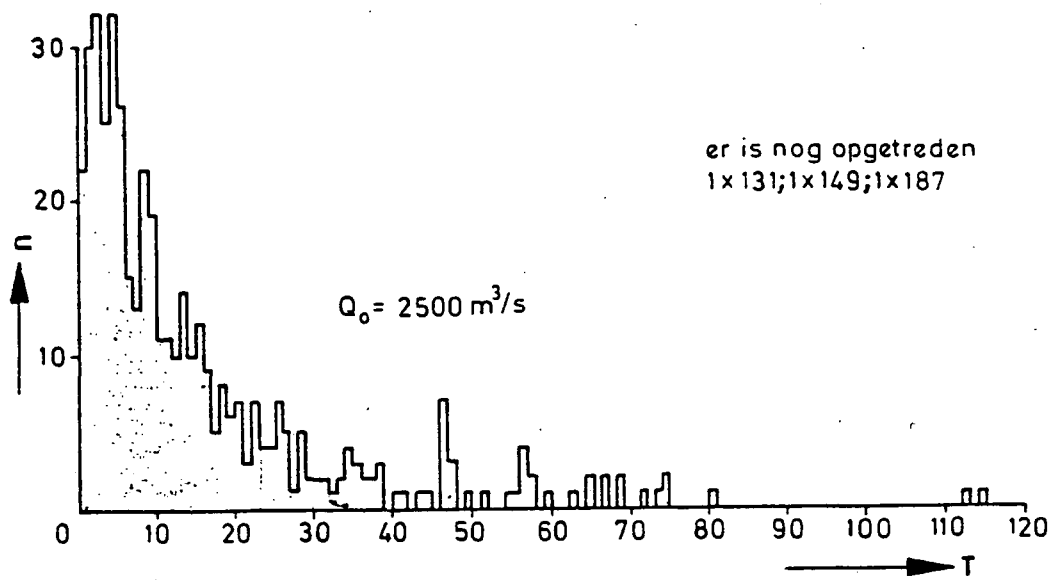
DE IN DE FIGUREN AANGEGEVEN
OVERTREFFINGSDUREN ZIJN AF-
GEROND OP HELE ETMALEN, DE
AFVOEREN OP 25 m³/s



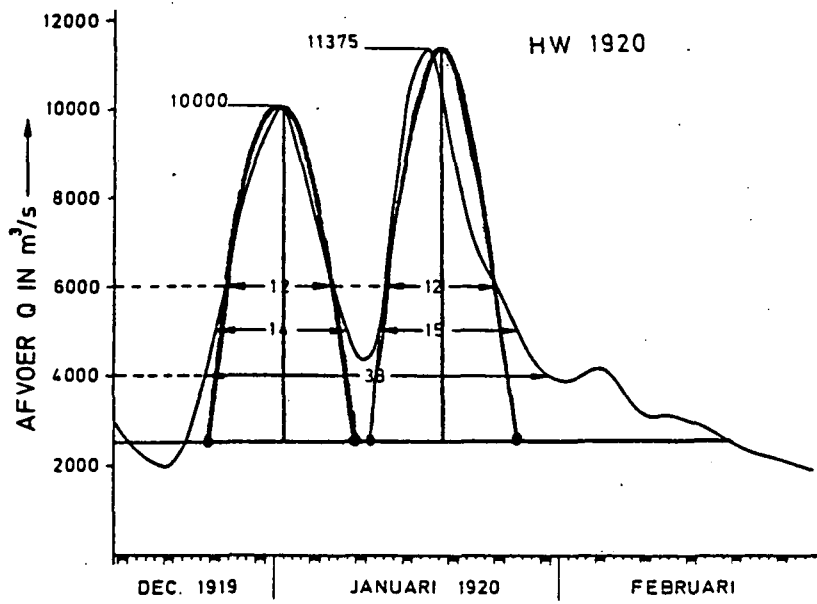
Figuur I-3 Overtreffingsduren van hoge Bovenrijnafvoeren bij enkele opgetreden hoogwaters [I-1]



Figuur I-4 Overschrijdingslijn topafvoeren Bovenrijn bij Lobith met 95% betrouwbaarheidsinterval (overgenomen uit [1-2]).

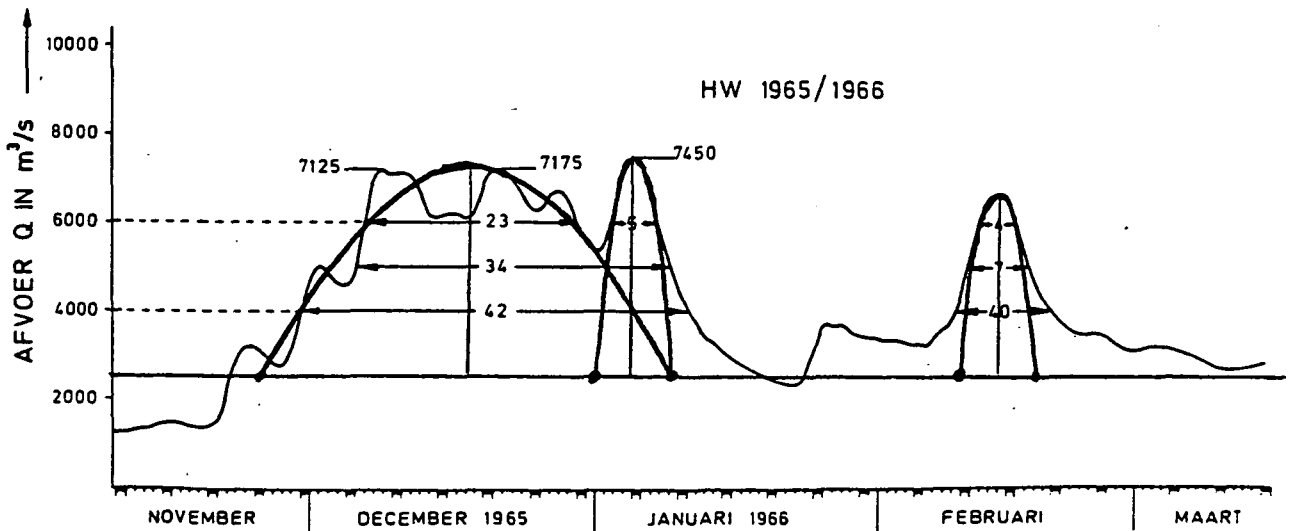
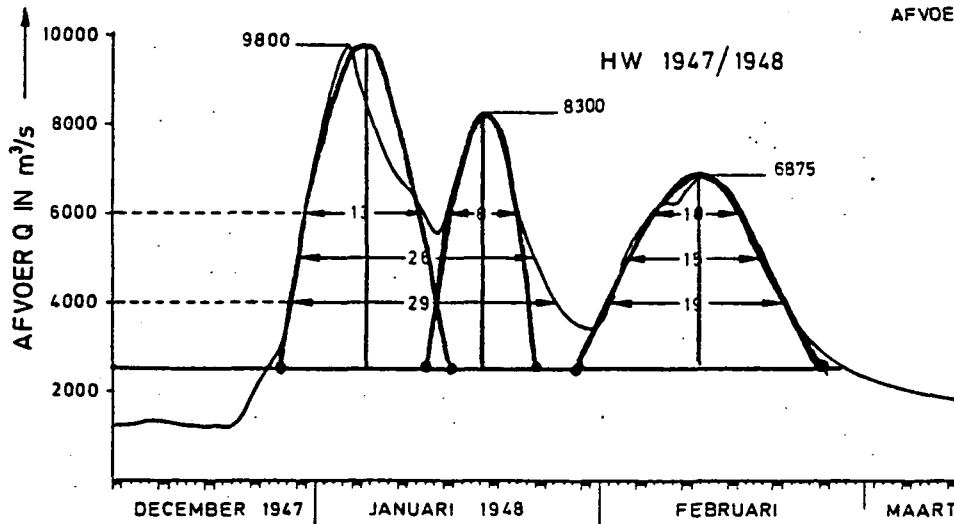


Figuur I-5 Histogrammen van aaneengesloten perioden T waarin het debiet Q_0 werd overtroffen. (overgenomen uit [I-1]); de ingetekende curve bij $Q_0 = 3500 \text{ m}^3/\text{s}$ is een lognormale verdeling met $\mu = 15$ dagen en $V = 1.0$

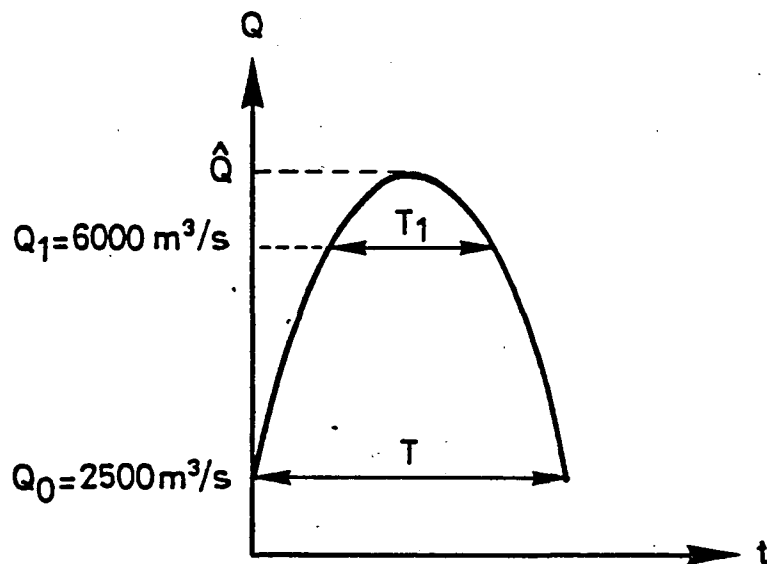


TOELICHTING:

DE IN DE FIGUREN AANGEGEVEN OVERTREFFINGSDUREN ZIJN AFGEROND OP HELE ETMALEN, DE AFVOEREN OP 25 m³/s



Figuur I-6 Hoogwatergolven Bovenrijn met ingetekende parabolische schematiseringen



$$Q = Q_0 + 4\{\hat{Q} - Q_0\} \left(\frac{t}{T}\right) \left(1 - \frac{t}{T}\right)$$

Als $t = (T - T_1)/2$ is $Q = Q_1$:

$$Q_1 = Q_0 + \{\hat{Q} - Q_0\} \left(1 - \frac{T_1}{T}\right) \left(1 + \frac{T_1}{T}\right)$$

$$\text{Uitgewerkt: } \left(\frac{T_1}{T}\right)^2 = \frac{Q - Q_0}{\hat{Q} - Q_0}$$

Figuur I-7 Toelichting op omrekening van duur bij $Q_1 = 6000 \text{ m}^3/\text{s}$ naar $Q_0 = 2500 \text{ m}^3/\text{s}$ bij een parabolische hoogwatergolf

BIJLAGE II: BENADERINGEN VAN DE "EN"-KANS BIJ TWEE AFHANKELIJKE GEBEURTENISSEN

1. Algemene onder- en bovengrensbenadering

De kans van optreden van zowel gebeurtenis A als van gebeurtenis B, $P\{A \text{ en } B\}$, kan soms voor een aantal situaties voldoende nauwkeurig worden bepaald door gebruikmaking van algemene onder- en bovengrensbenaderingen. $P\{A \text{ en } B\}$ wordt begrensd door:

$$0 < P\{A \text{ en } B\} < \min \{P(A), P(B)\} \quad (\text{II.1})$$

Er kunnen 3 bijzondere situaties worden onderscheiden:

- a. de gebeurtenissen A en B sluiten elkaar uit.

Dit betekent dat als bijvoorbeeld gebeurtenis A optreedt, gebeurtenis B zeker niet optreedt. De korrelatiecoëfficiënt ρ waarmee wordt aangegeven welke afhankelijkheid er tussen beide gebeurtenissen bestaat, is dan -1. In dat geval geldt:

$$P\{A \text{ en } B\} = 0 \quad (\text{II.2})$$

- b. de gebeurtenissen A en B zijn geheel onafhankelijk. In dat geval is er dus geen korrelatie en de korrelatiecoëfficiënt is 0. Er geldt nu:

$$P\{A \text{ en } B\} = P(A) \cdot P(B) \quad (\text{II.3})$$

- c. de gebeurtenissen A en B zijn volledig afhankelijk, dat wil zeggen als gebeurtenis A optreedt, zal zeker ook gebeurtenis B optreden en omgekeerd. De korrelatiecoëfficiënt is in dit geval $\rho = 1$. Er geldt dan:

$$P\{A \text{ en } B\} = \min \{P(A), P(B)\} \quad (\text{II.4})$$

Indien er alleen sprake kan zijn van een positieve correlatie of hooguit geen correlatie, dan kan $P\{A \text{ en } B\}$ nauwer worden ingesloten door:

$$P(A) \cdot P(B) < P\{A \text{ en } B\} < \min \{P(A), P(B)\} \quad (\text{II.5})$$

Indien de grenzen die op deze manier bepaald worden te ruim zijn, kan veelal een betere benadering worden verkregen door gebruik te maken van:

- de methode Ditlevsen
- de methode Stevenson-Moses

2. Benadering volgens Ditlevsen [3]

Door Ditlevsen zijn onder- en bovengrensbepalingen ontwikkeld voor de kans $P\{A \text{ en } B\}$. Om de ontwikkelde formules toe te kunnen passen moet eerst berekend worden wat de betrouwbaarheidsindices zijn en de daarbij behorende kansen, indien de gebeurtenissen A en B geheel onafhankelijk zouden zijn.

De procedure verloopt als volgt:

- a. bereken de betrouwbaarheidsindex β_A veronderstellende dat de gebeurtenissen A en B onafhankelijk zijn.
- b. bereken de betrouwbaarheidsindex β_B veronderstellende dat de gebeurtenissen A en B onafhankelijk zijn.
- c. bereken de correlatiecoëfficiënt ρ

- d. bepaal $\beta_A^* = \frac{\beta_A - \rho\beta_B}{\sqrt{1-\rho^2}}$ (II.6)

- e. bepaal $\beta_B^* = \frac{\beta_B - \rho\beta_A}{\sqrt{1-\rho^2}}$ (II.7)

De ondergrensbenadering volgt nu uit de uitdrukking:

$$P\{A \text{ en } B\} \geq \max \{ \phi(-\beta_A) \phi(-\beta_B^*), \phi(-\beta_A^*) \phi(-\beta_B) \} \quad (\text{II.8})$$

De waarden $\phi(-\beta_i)$ kunnen worden ontleend aan de tabel voor de normale verdeling.

De bovengrensbenadering volgt uit de formule

$$P\{A \text{ en } B\} < \{ \phi(-\beta_A) \phi(-\beta_B^*) + \phi(-\beta_A^*) \phi(-\beta_B) \} \quad (\text{II.9})$$

3. Benadering volgens Stevenson-Moses [4]

De kans $P\{A \text{ en } B\}$ wordt door Stevenson-Moses als volgt benaderd:

$$P\{A \text{ en } B\} = P\{A\} \cdot P\{B|A\} \quad (\text{II.10a})$$

De kans $P\{B|A\}$ is een voorwaardelijke kans, dat wil zeggen de kans op het optreden van gebeurtenis B gegeven dat gebeurtenis A reeds is opgetreden. Indien gebeurtenis A staat voor $Z_1 < 0$ en gebeurtenis B voor $Z_2 < 0$, dan kan de formule worden herschreven als:

$$P\{Z_1 < 0 \text{ en } Z_2 < 0\} = P\{Z_1 < 0\} \cdot P\{Z_2 < 0 | Z_1 < 0\} \quad (\text{II.10b})$$

Door Stevenson-Moses wordt voorgesteld om de uitdrukking voor de moeilijk te berekenen voorwaardelijke kans

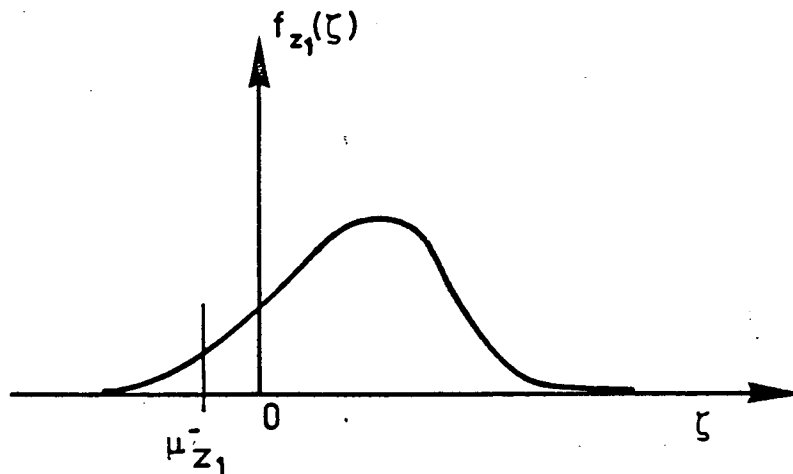
$P\{Z_2 < 0 | Z_1 < 0\}$ te vervangen door:

$$P\{Z_2 < 0 \mid Z_1 = \mu_{Z_1}^-\} \quad (\text{II.11})$$

De benaderingsformule van Stevenson-Moses luidt dus:

$$P\{Z_1 < 0 \text{ en } Z_2 < 0\} \sim P\{Z_1 < 0\} \cdot P\{Z_2 < 0 \mid Z_1 = \mu_{Z_1}^-\} \quad (\text{II.12})$$

Hierin is $\mu_{Z_1}^-$ het gemiddelde van Z_1 in het gebied $Z_1 < 0$; zie figuur II-1.



Figuur II-1 Het gemiddelde van Z_1 ($\mu_{Z_1}^-$) in het gebied $Z_1 < 0$

Het gemiddelde $\mu_{Z_1}^-$ wordt gevonden met de formule:

$$\mu_{Z_1}^- = \frac{1}{P\{Z_1 < 0\}} \int_{-\infty}^0 \zeta f_{Z_1}(\zeta) d\zeta \quad (\text{II.13})$$

Berekening van $P\{Z_1 < 0\}$

De kans $P\{Z_1 < 0\}$ ($= P\{A\}$) wordt berekend veronderstellende dat de gebeurtenissen A en B geheel onafhankelijk zijn. Gevonden wordt dan:

$$\beta_1 = \frac{\mu_{Z_1}}{\sigma_{Z_1}} \text{ en } P\{Z_1 < 0\} \quad (\text{II.14})$$

Hierin zijn μ_{Z_1} en σ_{Z_1} respectievelijk het gemiddelde en de standaardafwijking van de normale verdeling van Z_1 .

Berekening van $P\{Z_2 < 0 \mid Z_1 = \mu_{Z_1}^-\}$

Formule (II.13) gaat bij een normale verdeling voor Z_1 en na uitwerking over in:

$$\mu_{Z_1}^- = \mu_{Z_1} - \frac{\sigma_{Z_1}}{P\{Z_1 < 0\} \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{\beta_1^2}{2}} \quad (\text{II.15})$$

Het gegeven dat Z_1 de waarde $\mu_{Z_1}^-$ heeft aangenomen moet worden verwerkt bij de berekening van $P\{Z_2 < 0\}$.

Uit de waarschijnlijkheidsrekening is bekend dat:

$$\mu_{Z_2} \mid \mu_{Z_1}^- = \mu_{Z_2} + \rho_{Z_1 Z_2} \cdot \sigma_{Z_2} \left(\frac{\mu_{Z_1}^- - \mu_{Z_1}}{\sigma_{Z_1}} \right) \quad (\text{II.16})$$

$$\sigma_{Z_2} \mid \mu_{Z_1}^- = \sigma_{Z_2} \sqrt{1 - \rho_{Z_1 Z_2}^2} \quad (\text{II.17})$$

Invulling van formule (II.15) in formule (II.16) levert:

$$\mu_{z_2} \mid \mu_{z_1}^- = \mu_{z_2} - \rho_{z_1 z_2} \cdot \frac{\sigma_{z_2}}{P\{z_1 < 0\} \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{\beta_1^2}{2}} \quad (\text{II.18})$$

De kans $P\{z_2 < 0 \mid z_1 = \mu_{z_1}^-\}$ kan dan worden bepaald met de betrouwbaarheidsindex $\beta_2 \mid \mu_{z_1}^-$:

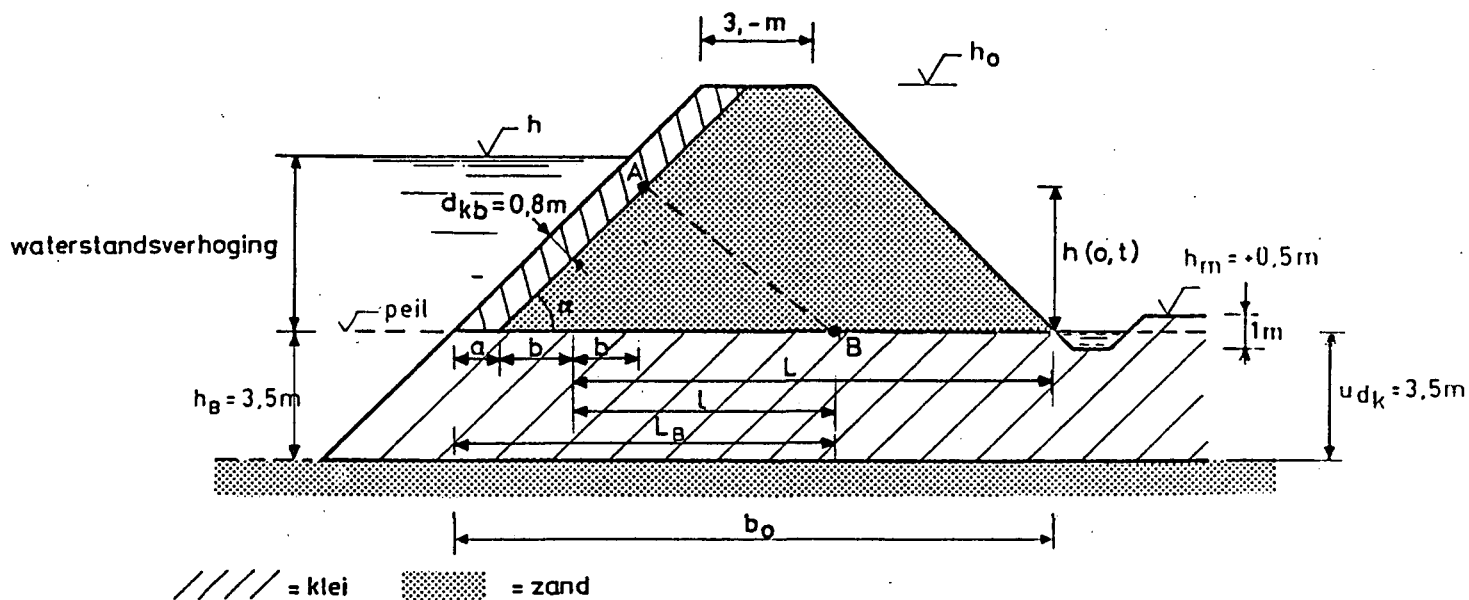
$$\beta_2 \mid \mu_{z_1}^- = \frac{\mu_{z_2} - \mu_{z_1}^-}{\sigma_{z_2} \mu_{z_1}^-} \quad (\text{II.19})$$

De kans $P\{A \text{ en } B\}$ wordt nauwkeuriger als voor $P\{z_1 < 0\}$ ($= P\{A\}$) de kleinste van de twee kansen wordt genomen die gevonden worden als de gebeurtenissen A en B geheel onafhankelijk zouden zijn.

BIJLAGE III: BEPALING VAN DE FREATISCHE LIJN IN DE DIJK

De freatische lijn in het zand van de dijk is geschematiseerd tot een rechte lijn. In figuur III-1 is de dijk met de freatische lijn tussen de punten A en B weergegeven. Voor de bepaling van de hoogte $h(o,t)$ van het punt A boven de kleilaag onder de dijk en de ligging van het punt B, waarmee de indringingsdiepte l_B vastligt, is gebruik gemaakt van [5].

Voor de bepaling van $h(o,t)$ en l_B , die een functie zijn van onder meer de tijd na het begin van het hoogwater, is een rechthoekige vorm voor de hoogwatergolf genomen. De berekende waarde voor $h(o,t)$ en l_B zijn dus iets te groot.



Figuur III-1. Geschematiseerde freatische lijn in de dijk.

1. Bepaling van $h(o,t)$

De hoogte $h(o,t)$ van het water direkt achter de kleibekleding op het buitentalud t.o.v. de kleilaag onder de dijk wordt als volgt in drie stappen bepaald.

- a. Eerst wordt de hoogte van het punt A bepaald indien de stationaire toestand is bereikt. Deze hoogte wordt aangeduid met $h_s(o)$. De formule hiervoor luidt:

$$h_s(o) = \frac{\hat{h}}{\sqrt{\left\{1 + \frac{k_z}{\lambda_{eq}} \cdot \frac{\sin \alpha}{L}\right\}}} \quad (\text{III.1})$$

Hierin is:

\hat{h} = topwaterstand

k_z = doorlatendheid van het zand

λ_{eq} = equivalente lekfactor van de kleibekleding op het buitentalud

α = hoek van het talud

De waarde van L volgt uit:

$$L = b_o - a - b_{\equiv} b_o - d_{kb} / \sin \alpha - h_s(o) / 2 \operatorname{tg} \alpha \quad (\text{III.2})$$

Uit de formules (III.2) en (III.1) blijkt dat $h_s(o)$ iteratief moet worden bepaald daar het oplossen van $h_s(o)$ uit de formules niet eenvoudig is.

- b. Na de berekening van $h_s(o)$ wordt de "indringings"-diepte l bepaald die gemeten wordt ten opzichte van het in figuur III-1 aangegeven punt.

$$l = 2 \sqrt{\left\{ \frac{k_z \cdot \frac{1}{2} h_s(o) \cdot t}{n} \right\}} \quad (\text{III.3})$$

Hierin is:

k_z = doorlatendheid van het zand

$h_s(o)$ = de waarde bepaald met formule (III.1)

t = tijd na het begin van het hoogwater

n = poriëngehalte

c. Ten slotte kan de waarde van $h(o,t)$ worden berekend met de formule:

$$h(o,t) = \hat{h} \sqrt{1 - e^{-z^2}} \cdot \text{erfc } z \quad (\text{III.4})$$

Hierin is:

\hat{h} = topwaterstand

De waarde van z volgt uit:

$$z = \frac{\lambda_{eq}}{k_z} \cdot \frac{1}{\sin \alpha} \cdot \frac{\ell}{2} \quad (\text{III.5})$$

De waarde van ℓ wordt bepaald met formule (III.3). De complementaire errofunctie van z ($\text{erfc } z$) kan met behulp van een reeksontwikkeling worden bepaald.

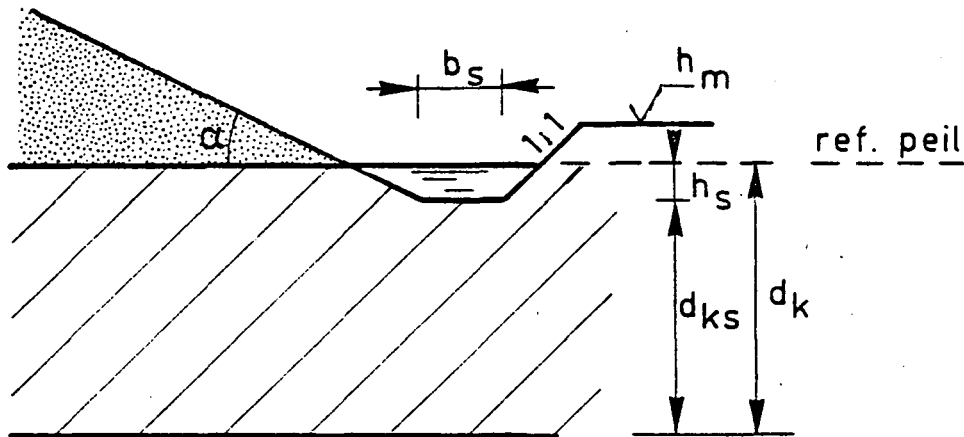
2. Bepaling van l_B

De waarde van l_B kan eenvoudig met behulp van de formules (III.3) en (III.4) worden bepaald:

$$l_B = \frac{d_{kb}}{\sin \alpha} + \frac{h(o,t)}{2 \text{tg } \alpha} + \ell \quad (\text{III.6})$$

BIJLAGE IV. DE EFFEKTIEVE DIKTE VAN DE KLEILAAG ONDER DE SLOOTBODEM BIJ HET MECHANISME PIPING

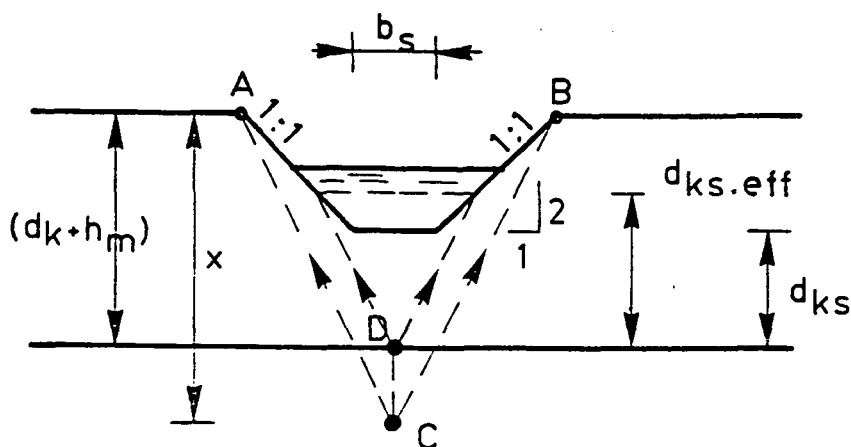
Voordat het mechanisme piping op kan treden, moet de kleilaag opbarsten. Het zwakste punt in de kleilaag is t.p.v. de sloot. In figuur IV-1 is de geometrie getekend.



Figuur IV-1. Geometrie van de sloot in de kleilaag.

De dikte d_k van de kleilaag onder de dijk en dus ook de dikte d_{ks} van de kleilaag onder de slootbodem zijn stochastische grootheden. Afhankelijk van de waarden van d_{ks} , b_s en de breedte van de sloot ter hoogte van het maaiveld kunnen 3 gevallen worden onderscheiden m.b.t. de vaststelling van de effectieve dikte $d_{ks.eff}$ van de kleilaag onder de slootbodem.

Voor de bepaling van $d_{ks.eff}$ is uitgegaan van de schematisering zoals die in figuur IV-2 is weergegeven.



Figuur IV-2. Schematisering van de sloot in de kleilaag.

Geval 1

De dikte d_{ks} is kleiner dan de breedte b_s . In dit geval geldt:

$$d_{ks.eff} = d_{ks} \quad (IV.1)$$

Geval 2

De waarde van x (de afstand van het punt C tot het maaiveld) is groter dan $(d_k + h_m)$. Het punt C wordt hierbij gevonden door vanuit de punten A en B lijnen onder een helling 2:1 te trekken. De effectieve dikte $d_{ks.eff}$ wordt in dit geval gevonden door vanuit het punt D (dat ligt op de scheiding kleilaag-zand en recht boven punt C) lijnen onder een helling 2:1 naar boven te trekken. De snijpunten met de taluds van de sloot zijn de bovenkant van de fiktieve kleilaag.

$$d_{ks.eff} = 2 d_{ks} - b_s \quad (IV.2)$$

Geval 3

De waarde van x is kleiner dan $(d_k + h_m)$.

In dit geval geldt:

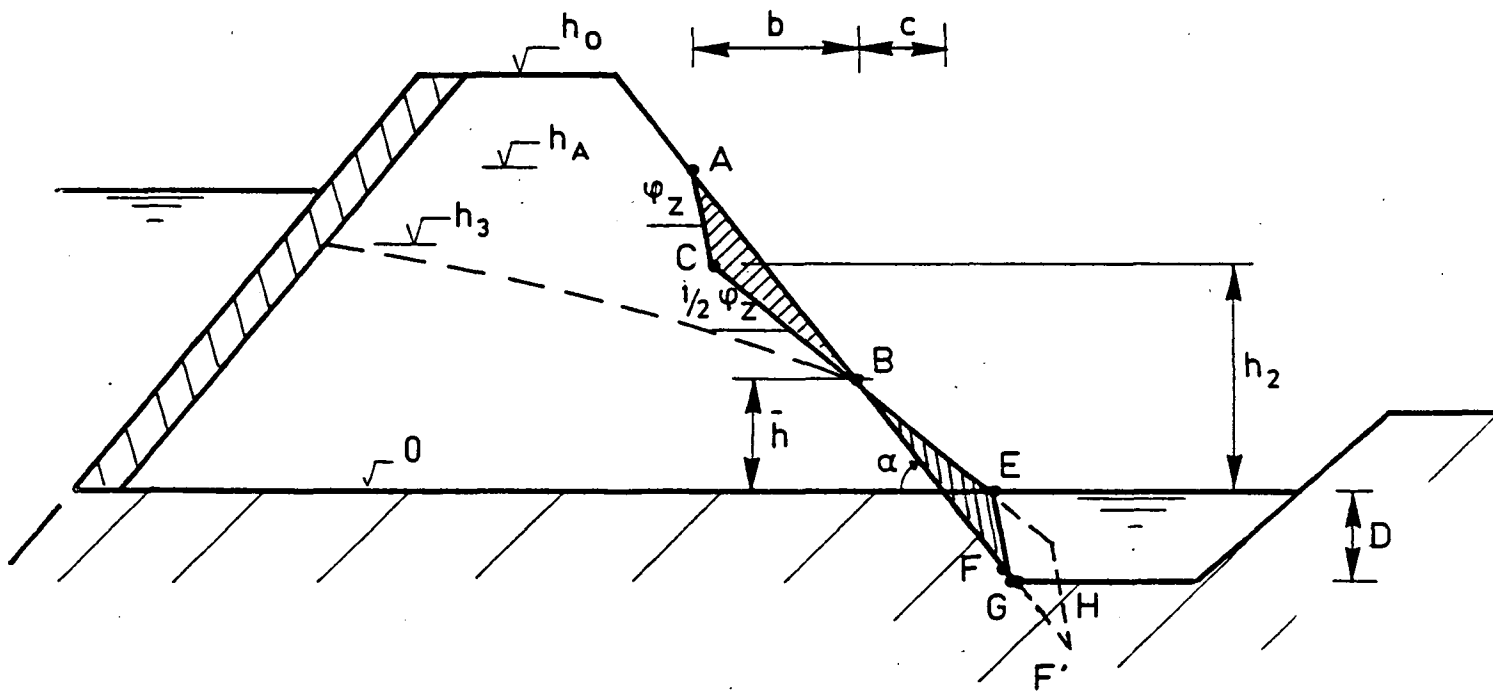
$$d_{ks.eff} = (d_k + h_m) \quad (IV.3)$$

Indien de bovenkant van de fiktieve kleilaag ligt boven het niveau van het freatische water, dan wordt over de totale dikte $d_{ks.eff}$ van de kleilaag gerekend met de massadichtheid van natte klei.

BIJLAGE V: BEPALING VAN DE HOOGTE h_A BIJ HET MECHANISME MICRO-INSTABILITEIT BINNENTALUD

Wanneer de freatische lijn het binnentalud heeft bereikt, ontstaat er vervolgens een sijpeloppervlak. Indien de hoek van het talud groter is dan $\phi_z/2$, treedt er instabiliteit van de zandkorrels op en wordt materiaal getransporteerd.

In figuur V-1 is een situatie zoals deze kan ontstaan schematisch weergegeven.



FIGUUR V-1: Dijkgeometrie na zandtransport.

De hoogte h_A ten opzichte van het referentiepeil is berekend met de volgende formules, waarbij is gebruik gemaakt van [5].

$$h_A = \frac{b + c}{\operatorname{tg} \alpha}$$

(V.1a)

Na het uitdrukken van b en c in de variabelen en na enige herleiding wordt gevonden:

$$h_A = h_2 \frac{\sin \alpha}{\sin (\phi_z - \alpha)} + \bar{h} \left(1 - \frac{\sin \alpha}{\sin (\phi_z - \alpha)} \right) \quad (\text{V.1b})$$

Hierin is:

α = hoek van het talud

ϕ_z = hoek van inwendige wrijving van het zand

Berekening van \bar{h}

- Indien $BF < BG$ ofwel $h_2 < \frac{\sin (\phi - \alpha)}{\sin \alpha - \sin (\phi_z - \alpha)}$,

$$\text{dan geldt: } \bar{h} = \frac{1}{2} h_2 \quad (\text{V.2})$$

In dat geval is h_A :

$$h_A = \frac{h_2}{2} \left(1 + \frac{\sin \alpha}{\sin (\phi_z - \alpha)} \right) \quad (\text{V.3})$$

- Indien $BF > BG$ ofwel $h_2 > \frac{\sin (\phi_z - \alpha)}{\sin \alpha - \sin (\phi_z - \alpha)}$

$$\text{dan geldt: } \bar{h} = \frac{B - \sqrt{B^2 - AC}}{A} \quad (\text{V.4})$$

waarin:

$$A = 1 - \frac{\sin (\phi_z - \alpha)}{A} \quad (\text{V.5})$$

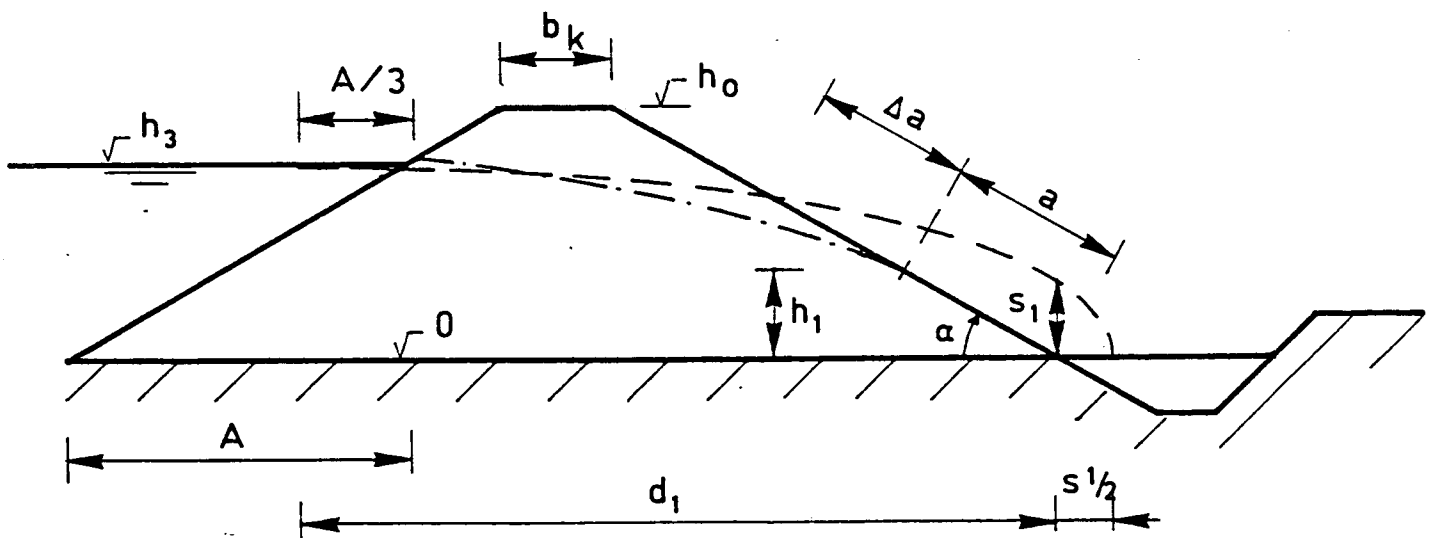
$$B = h_2 + \frac{\sin(\phi_z - \alpha)}{\sin \alpha} \cdot D \quad (\text{V.6})$$

$$C = h_2^2 + \frac{\sin^2(\phi_z - \alpha) \cdot \sin \phi_z / 2}{\sin(\alpha - \phi_z / 2) \cdot \sin \alpha \cdot \sin \phi_z} \cdot D^2 \quad (\text{V.7})$$

In bovenstaande formules is de voorwaarde verwerkt dat de inhoud van het uitgespoelde zand gelijk is aan die van het afgezette zand.

Berekening van h_2

Voor de berekening van h_2 is weer gebruik gemaakt van [5]. In figuur V-2 is schematisch de ligging van de freatische lijn weergegeven.



FIGUUR V-2: Ligging van de freatische lijn.

Er is één iteratie toegepast voor de bepaling van h_2 . In eerste instantie is uitgegaan van de oorspronkelijke freatische lijn, zoals die in figuur V-2 is getekend. Hierop is vervolgens een correctie toegepast.

Voor de oorspronkelijke freatische lijn geldt:

$$h_1 = S_1 \left(\cotg \alpha + \frac{1}{\sin \alpha} \right) (0,58 + 0,0015\alpha) \quad (\text{V.8})$$

Hierin is:

$$S_1 = \sqrt{(d_1^2 + h_3^2)} - d_1 \quad (\text{V.9})$$

$$\text{met: } d_1 = (2h_0 - 2/3 h_3) \cotg \alpha + b_k \quad (\text{V.10})$$

$h_3 = h(0,2/3T)$ volgens formule (III.4) waarin T de duur van de hoogwatergolf is.

De factor $(0,58 + 0,0015 \alpha)$ uit formule (IV.8) is ontleend aan experimenten.

Indien h_1 bekend is, wordt vervolgens h_2 berekend.

$$h_2 = S_2 \left(\cotg \alpha + \frac{1}{\sin \phi_z/2} \right) (0,58 + 0,0015 \phi_z/2) \quad (\text{V.11})$$

Hierin is:

$$S_2 = \sqrt{(d_z^2 + h_3^2)} - d_2 \quad (\text{V.11})$$

$$\text{met: } d_2 = d_1 + \frac{h_1}{2} (\cotg \phi_z/2 - \cotg \alpha) \quad (\text{V.12})$$

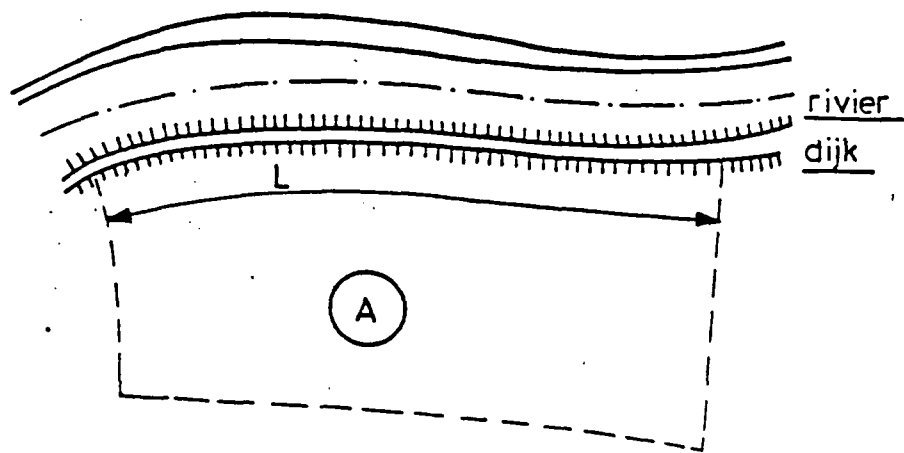


fig. 1. Situatietekening

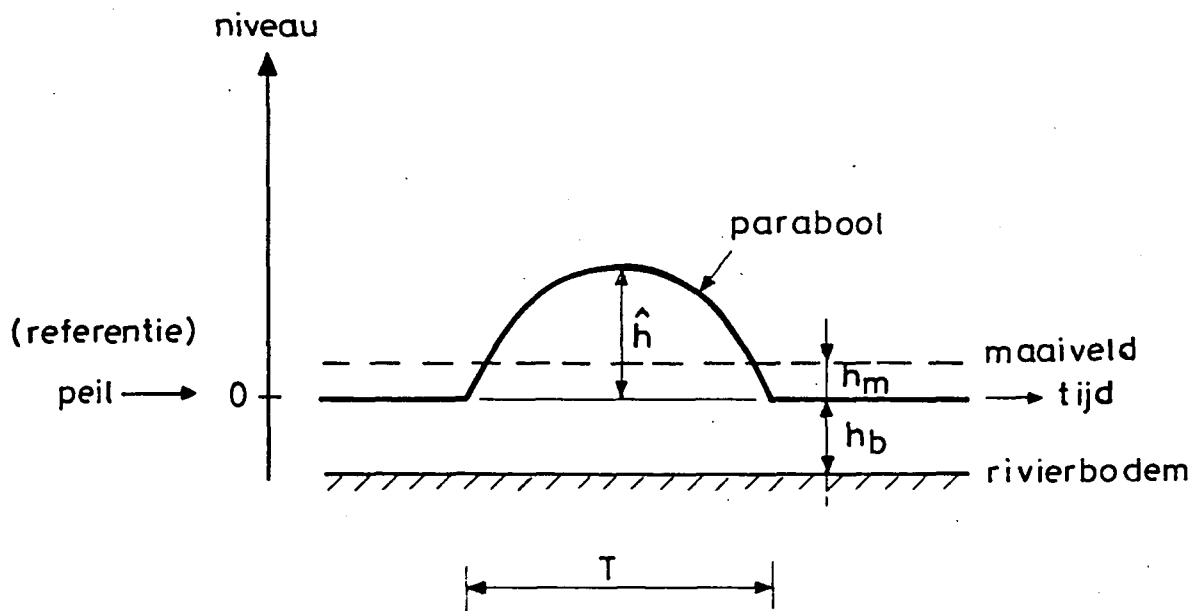


fig. 2: Vorm van de hoogwatergolf en niveau-aanduiding

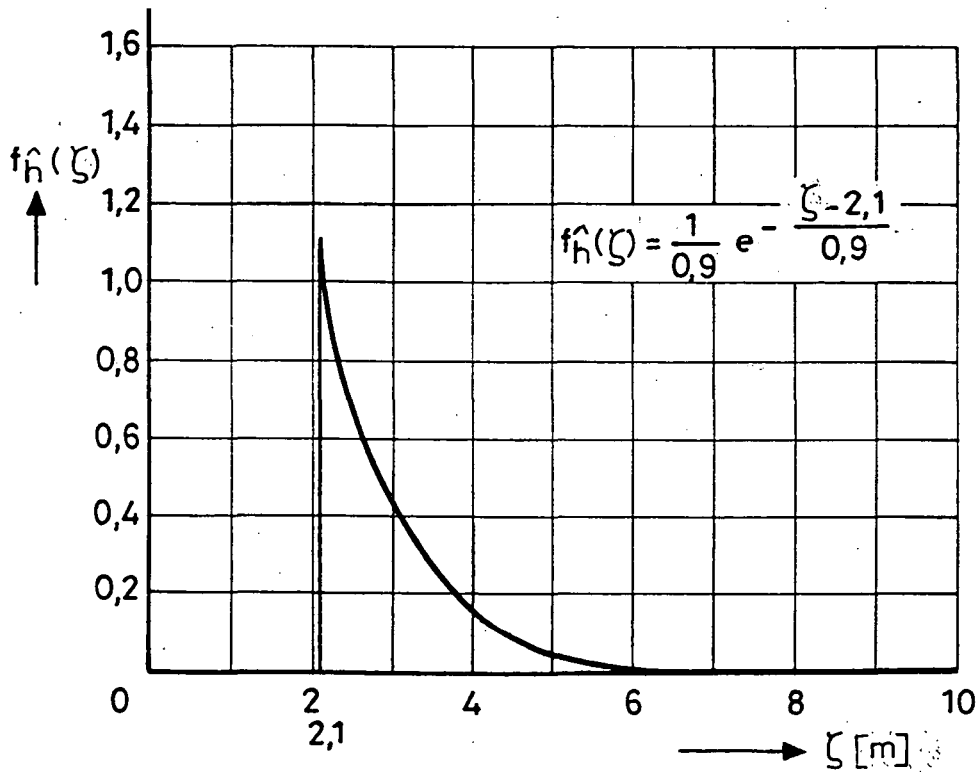
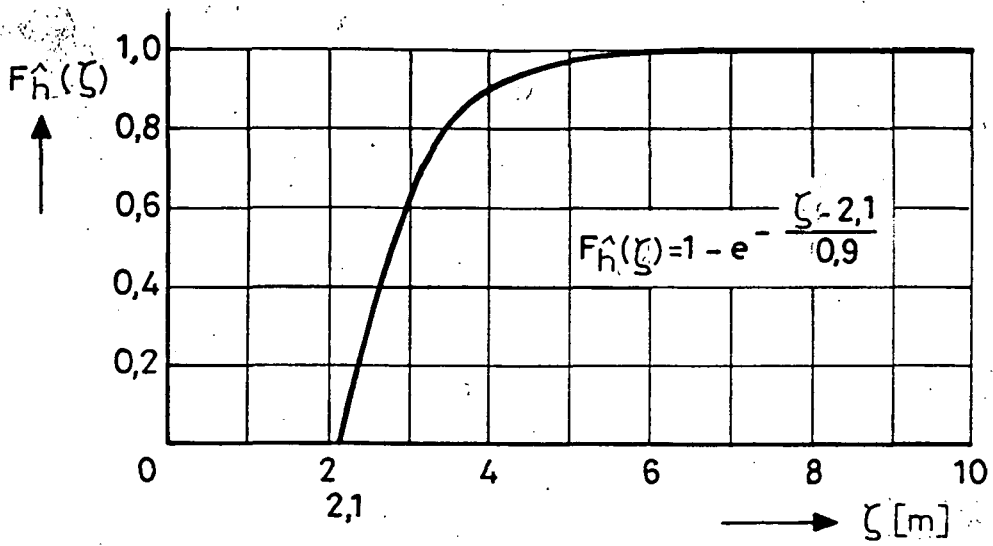


fig. 3. Verdelings- en kansdichtheidsfunctie van de topwaterstand

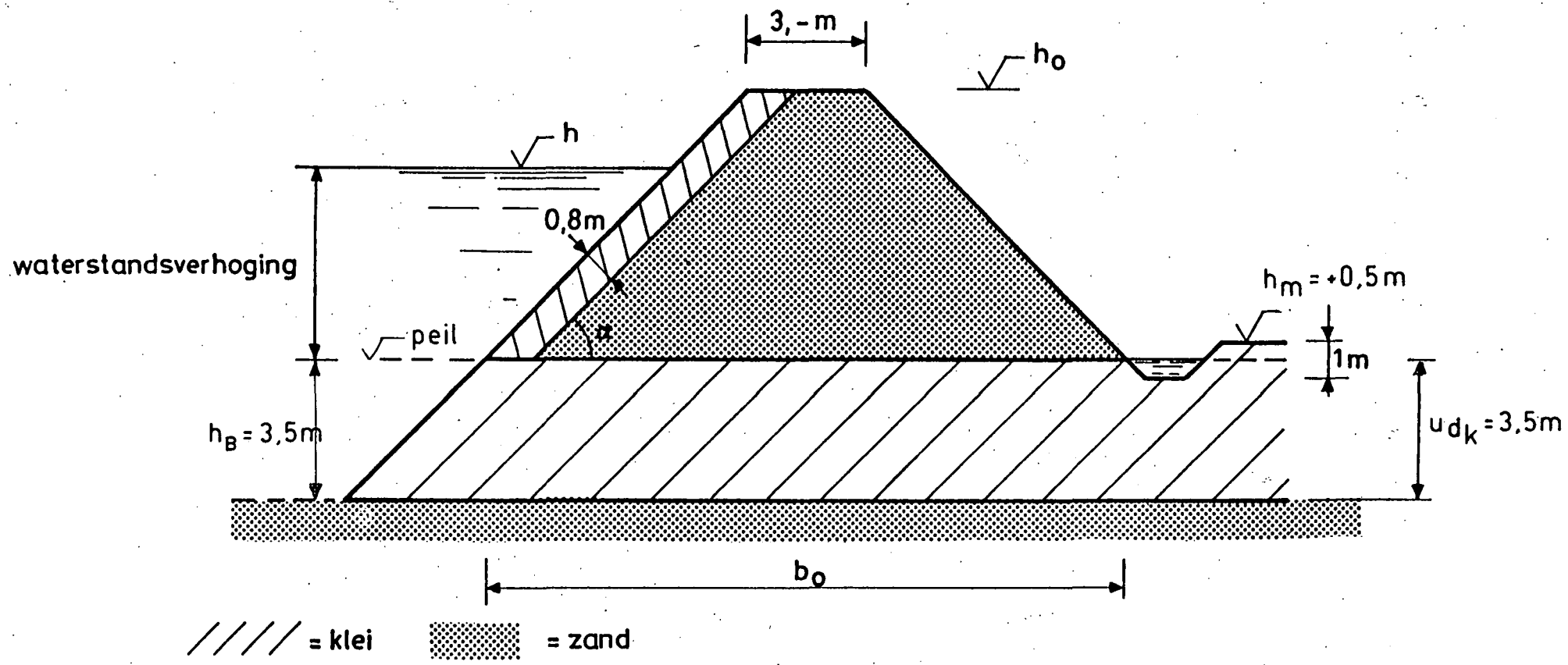


fig.4 Dijkdoorsnede (schematisch)

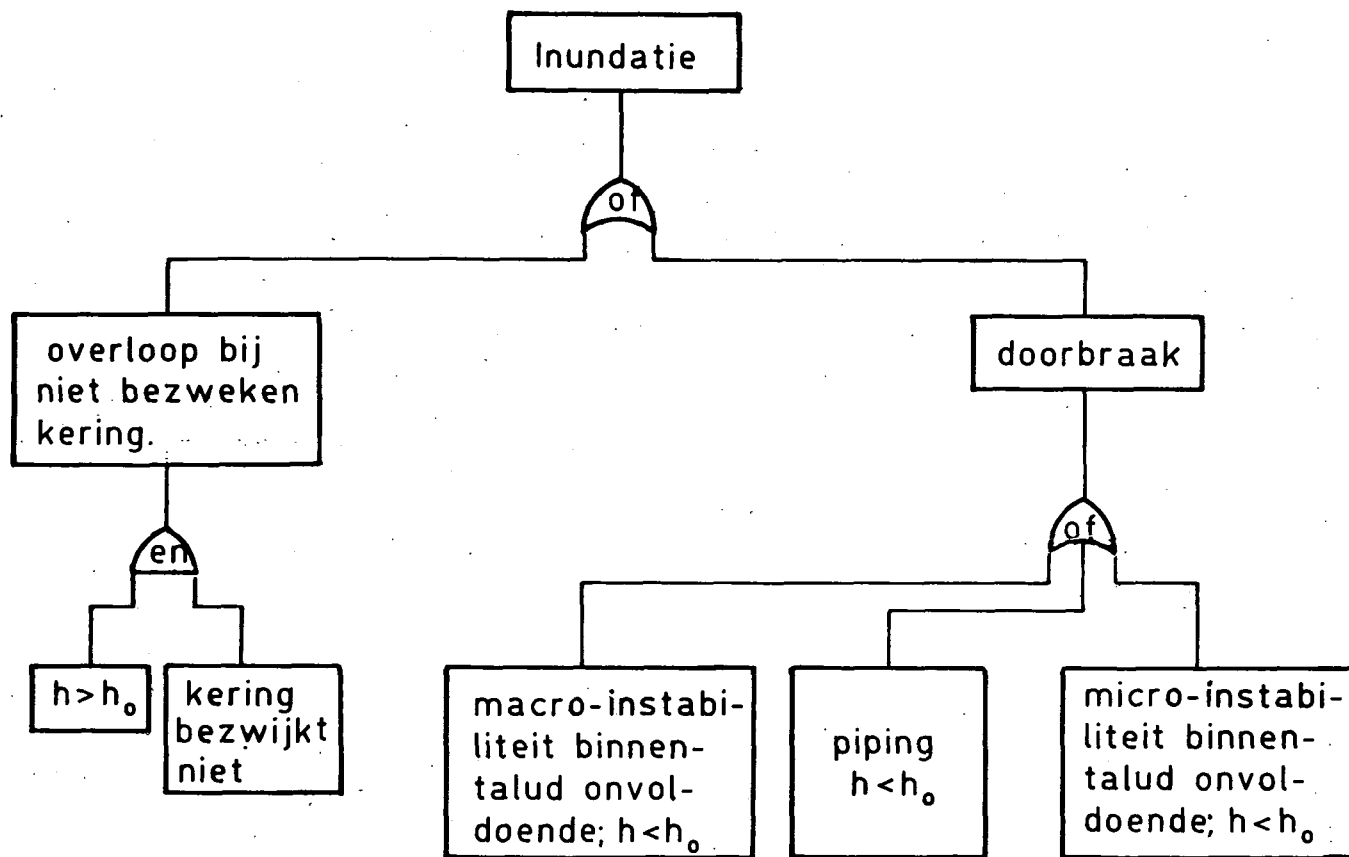


Fig. 5: Foutenboom voor het falen van de dijk

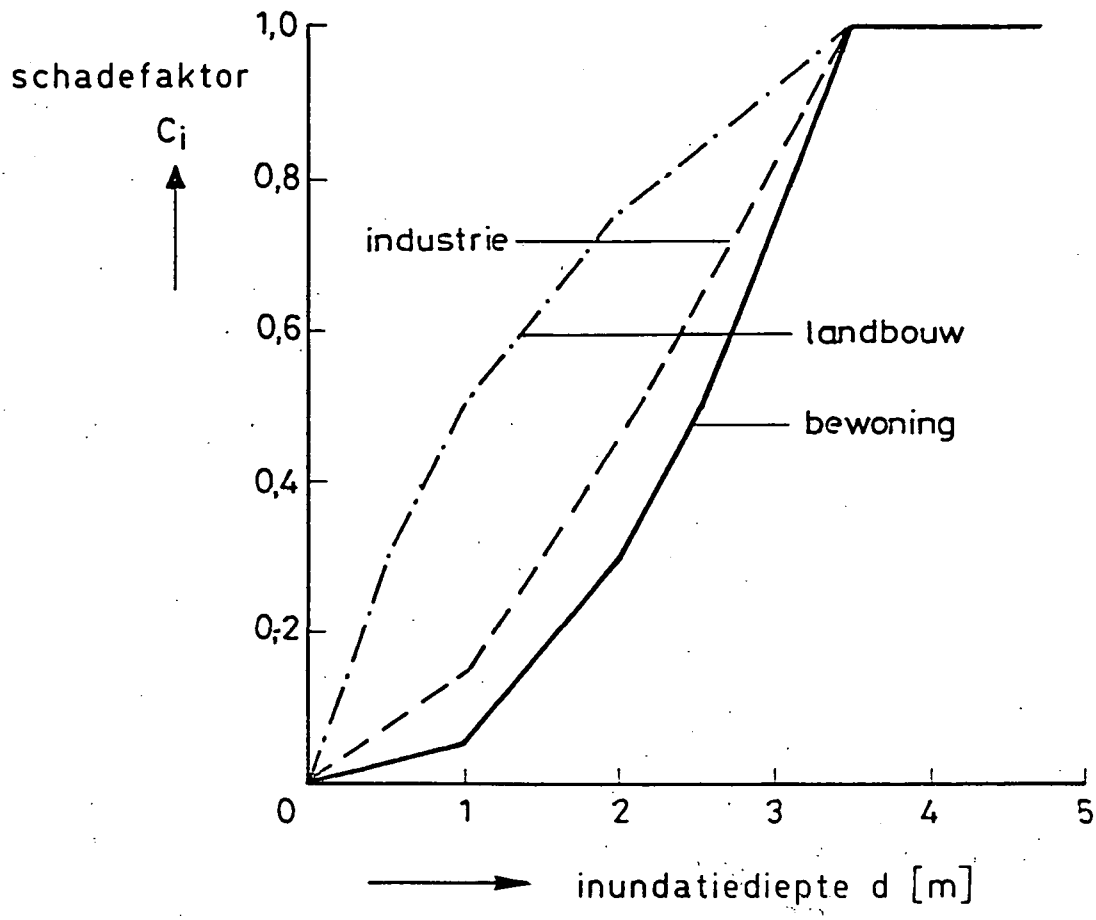


fig.6 : Schadefactoren bij inundatie

HO
PBC

Recep. nr:
Gest. nr:

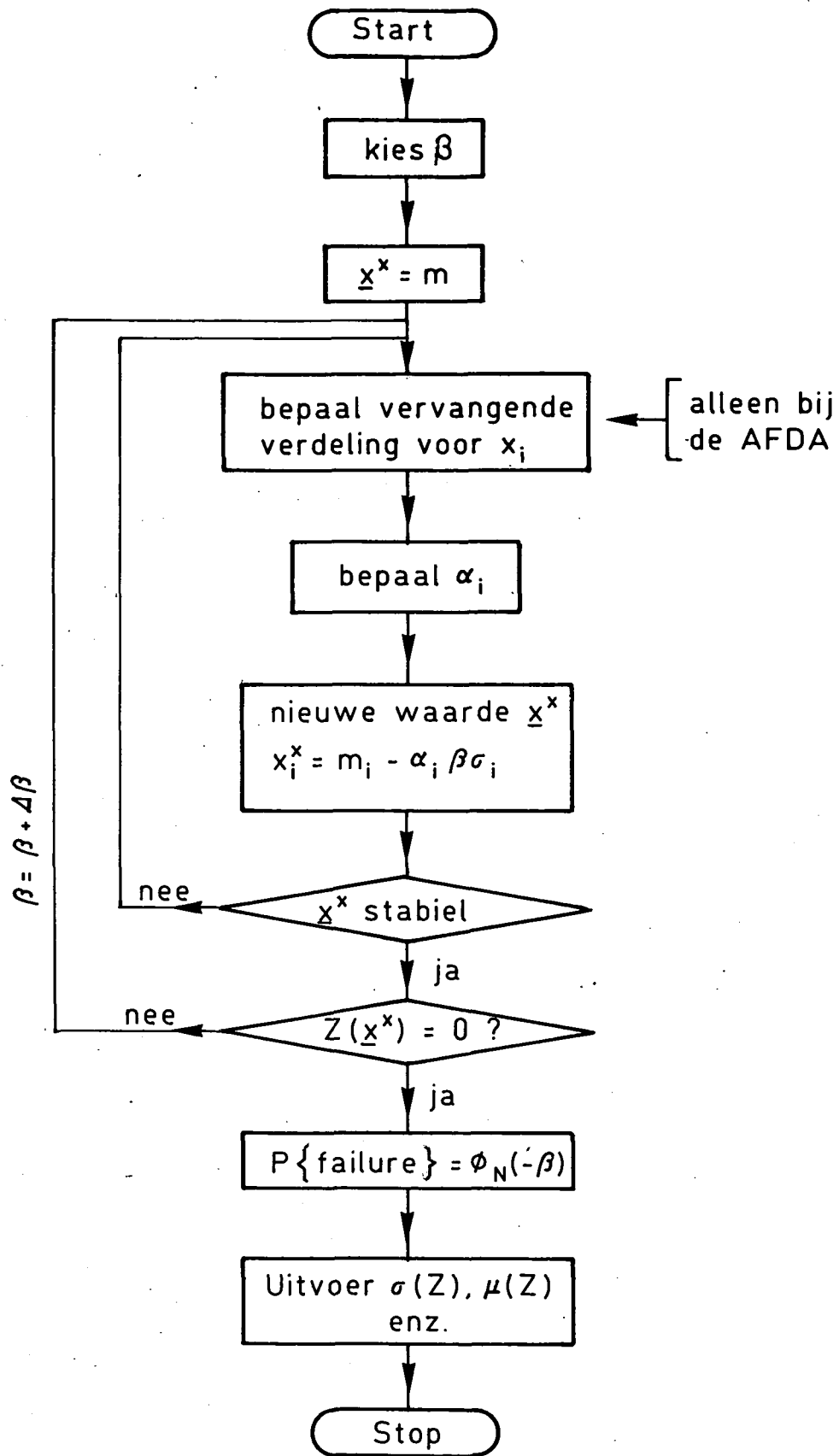


Fig. 7: Rekenschema van de betrouwbaarheidsanalyse op niveau II "advanced" berekening en de AFDA.

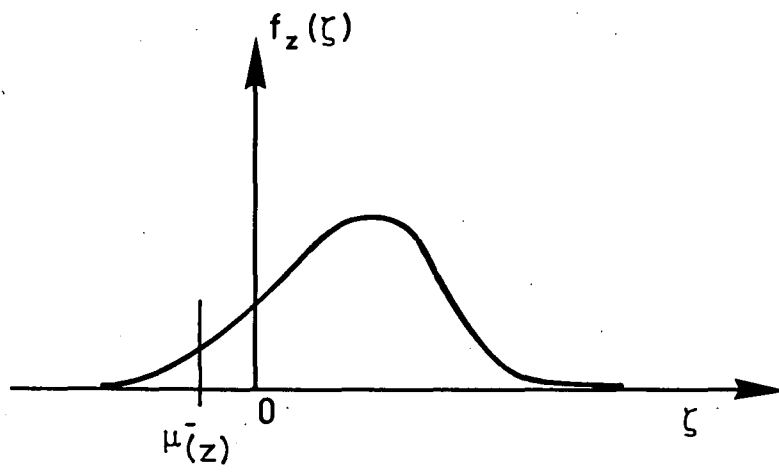


Fig. 8 Het gemiddelde van z (μ_z) in het gebied $z < 0$

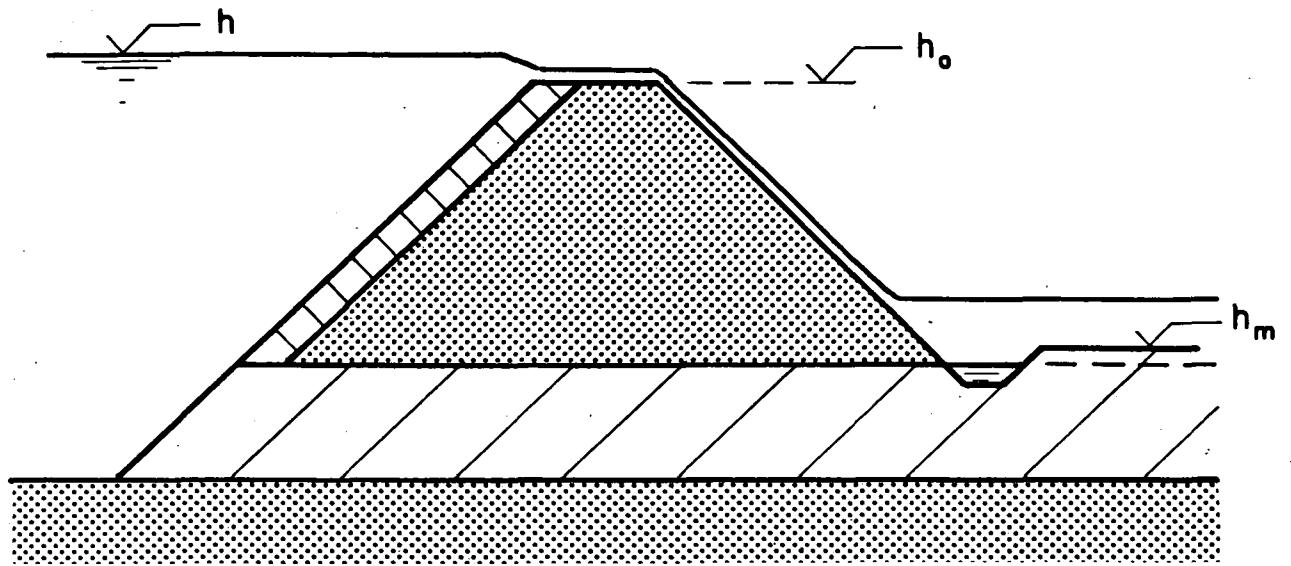


Fig. 9 Mechanisme overloop.

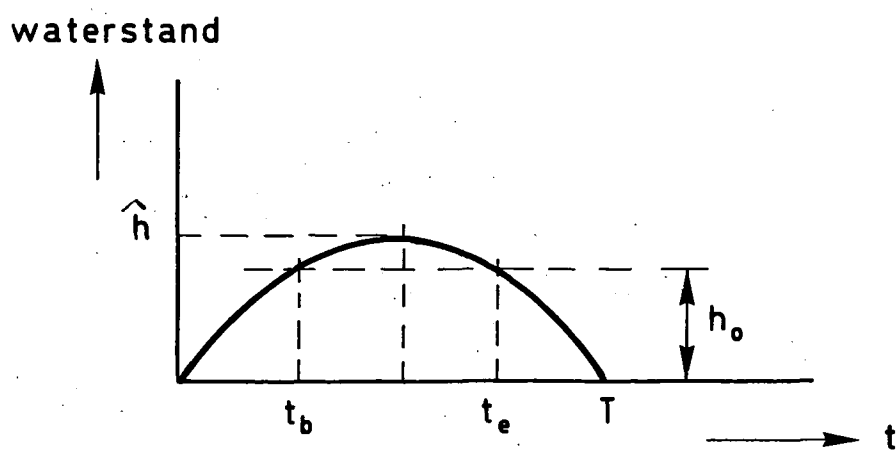


Fig. 10 Ligging van de integratiegrenzen t_b en t_e bij het mechanisme overloop.

$p\{\hat{h} > h_0\} [10^{-3}/\text{jaar}]$

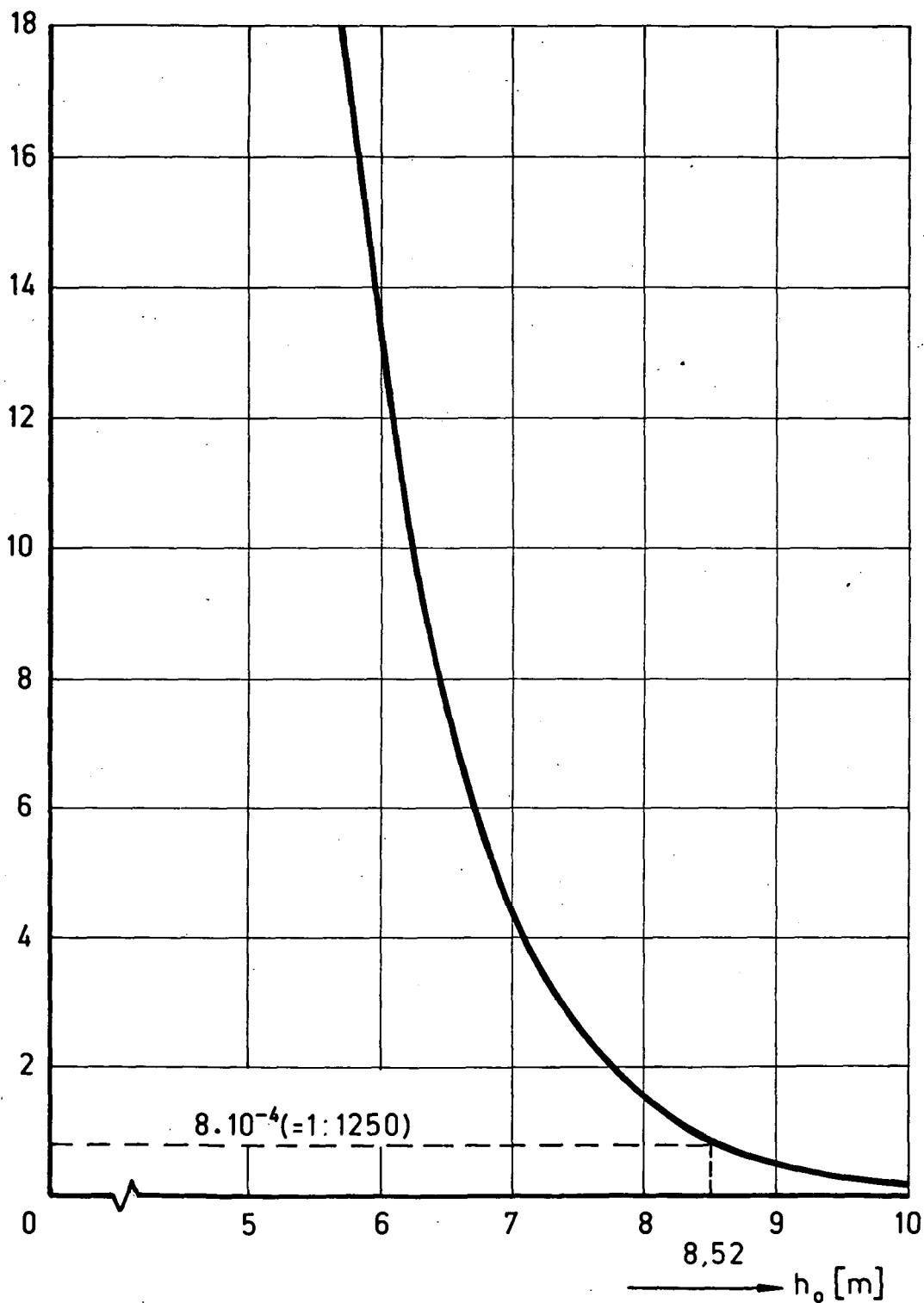


Fig.11 Faalkans als functie van h_0 bij het mechanisme overloop

TNO
BBC

Rapp. nr.:

Opdr. nr.:

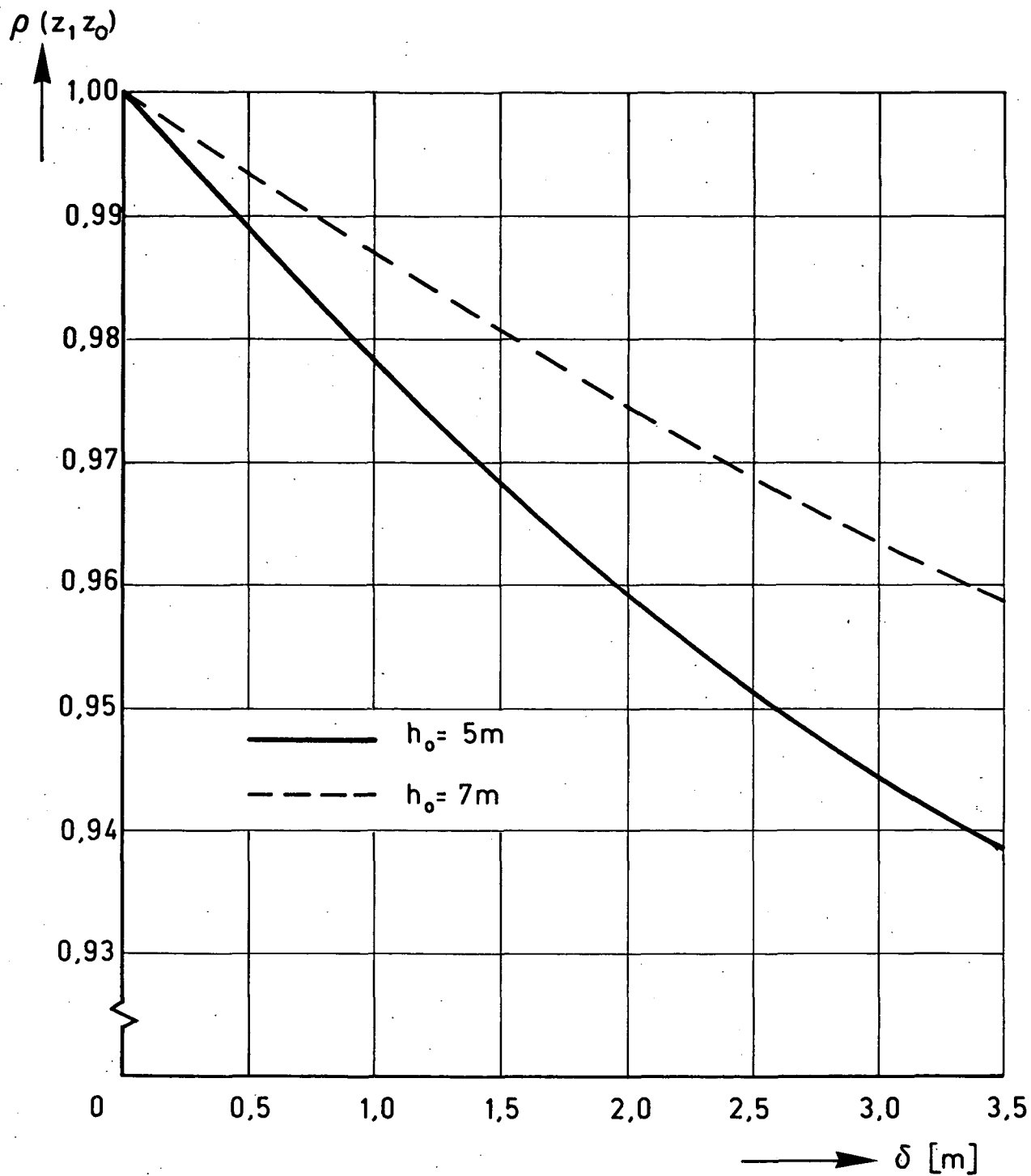


Fig. 12 Korrelatiecoëfficiënt $\rho(z_1, z_0)$ als functie van δ bij het mechanisme overloop.

TNO
BBC

Rapp. nr.:
Opdr. nr.:

$P\{d > \delta \text{ en } z_1 < 0\} [10^{-3}/\text{jaar}]$

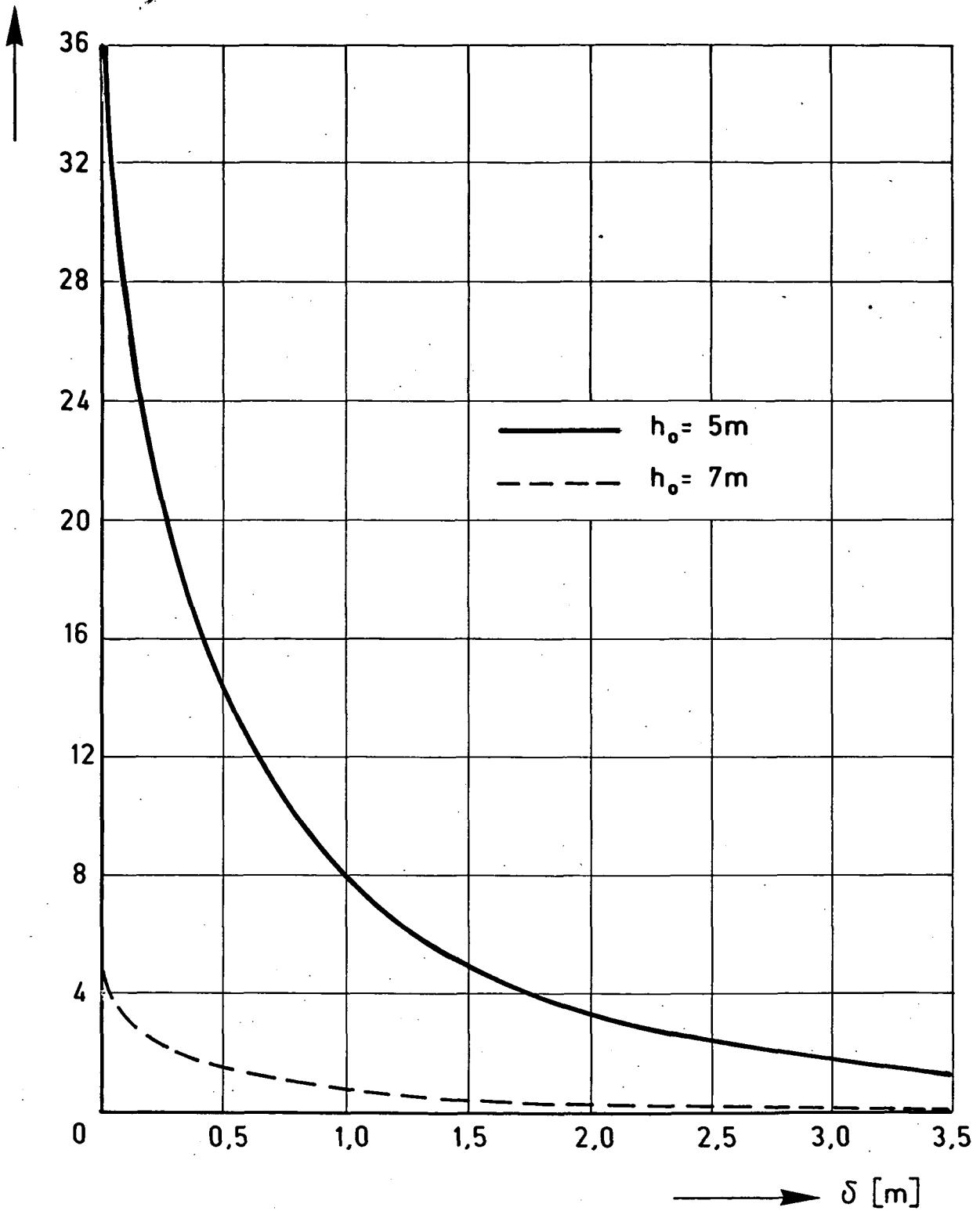


Fig. 13 De kans op overschrijding van de inundatiediepte δ bij het mechanisme overloop.

TBBC

Rapp. nr.:

Opdr. nr.:

$f_d(\delta)$ [$10^{-3}/\text{m} \cdot \text{jaar}$]

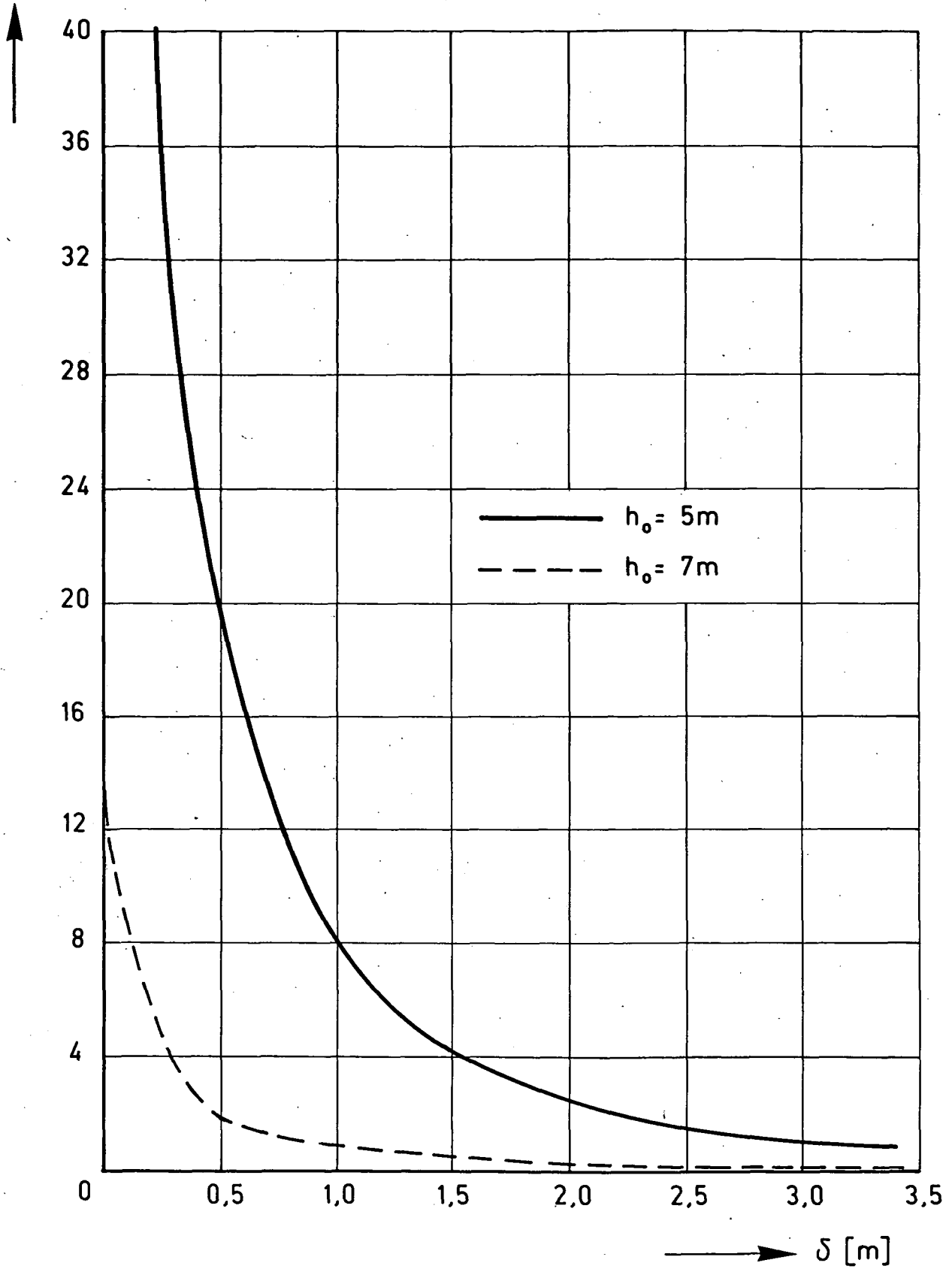


Fig. 14 Kansdichtheidsfuncties $f_d(\delta)$ bij het mechanisme overloop.

TNO
IBBC

Rapp. nr.:

Opdr. nr.:

kosten [10^6 gld]

1100

1000

900

800

700

600

500

400

300

200

100

0

5

6

7

8

9

10

h_o [m]

overzicht van optimale kruinhoogten met bijbehorende kosten

	TALUD				
	1 : 2,5	1 : 3	1 : 3,5	1 : 4	1 : 5
h_o opt.	9,25	9,25	9,0	9,0	8,75 [m]
$c_{tot.}$	57,5	66,1	74,4	82,5	98,4 [10^6 gld]

talud 1 : 3

c_{tot}

$E(s)$

c_{bouw}

Fig. 15 Kosten als functie van h_o bij het mechanisme overloop

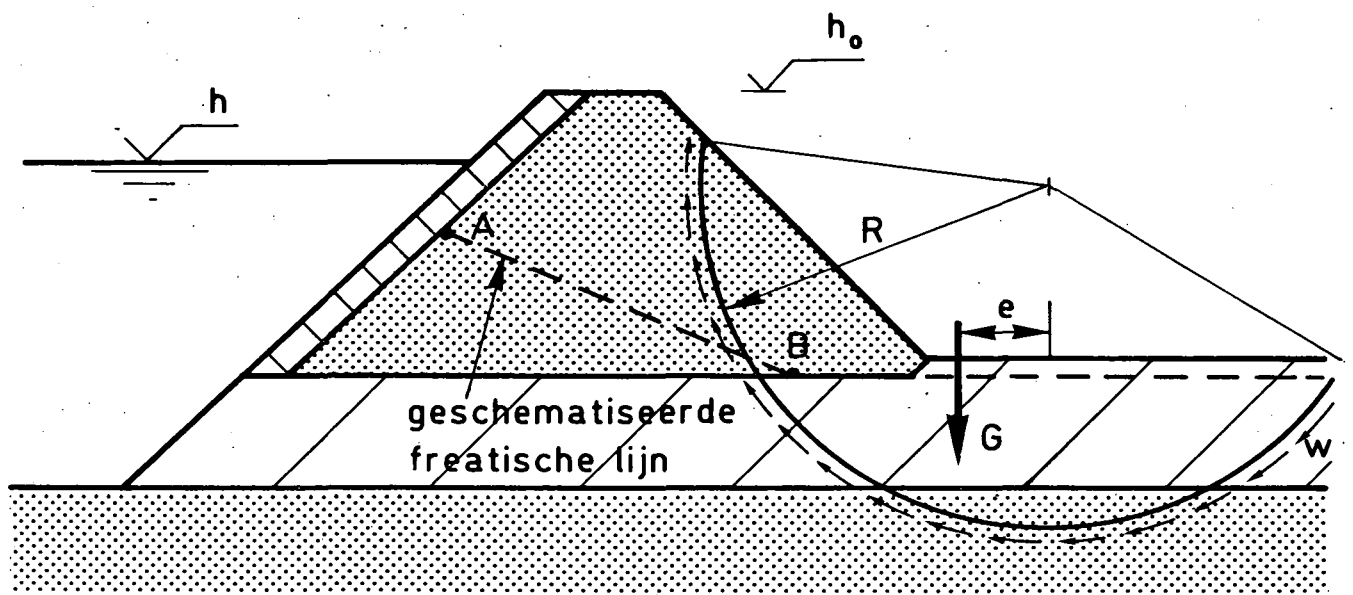


Fig. 16 Mechanisme macro-instabiliteit binnentalud

faalkans [10^{-6} /jaar]

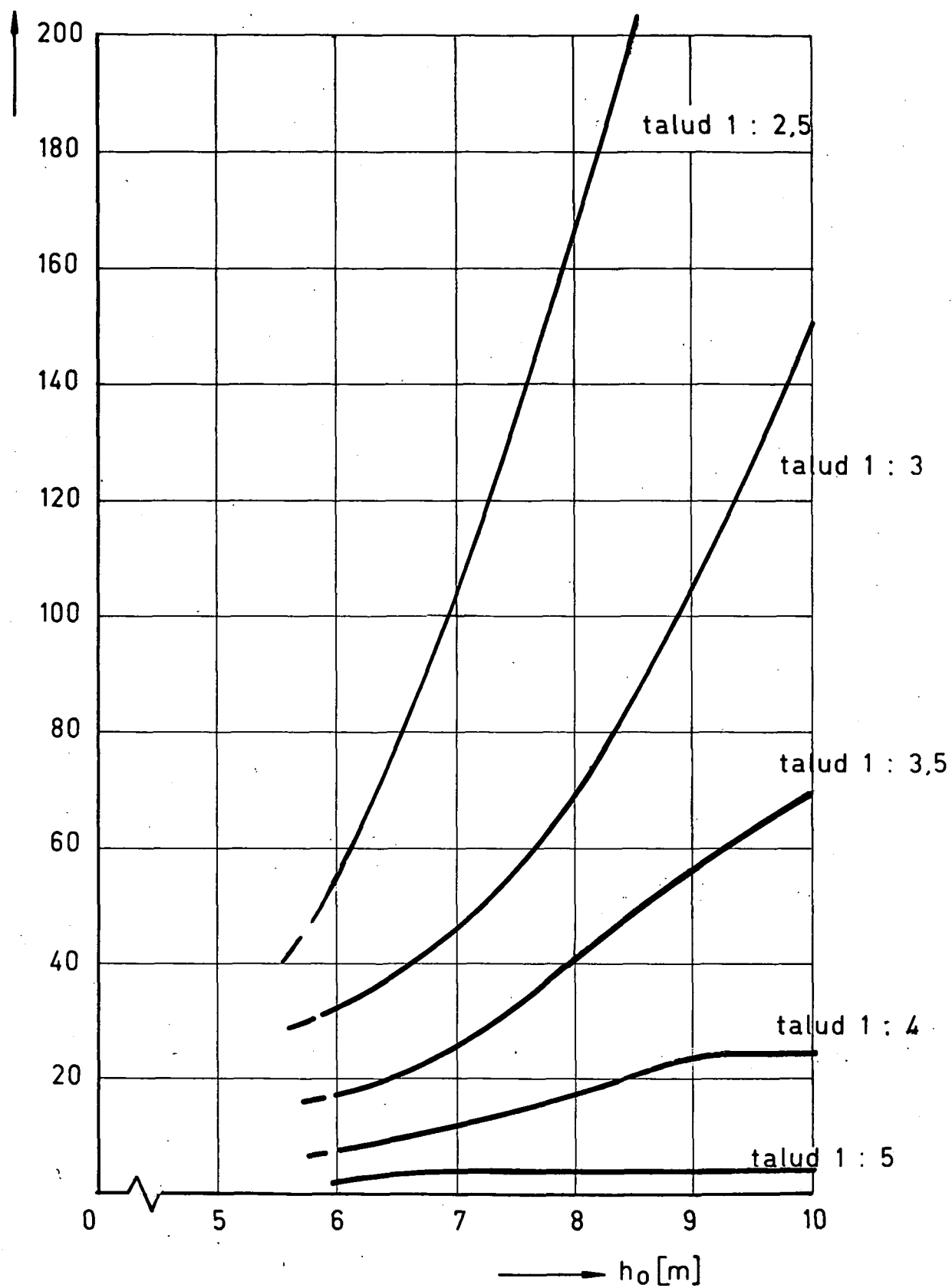


Fig. 17 Faalkans als functie van h_0 bij het mechanisme macro-instabiliteit binnentalud.

TNO
IBBC

app. nr.:

Opdr. nr.:

$p \{d > \delta \text{ en } z_2 < 0\} [10^{-5}/\text{jaar}]$

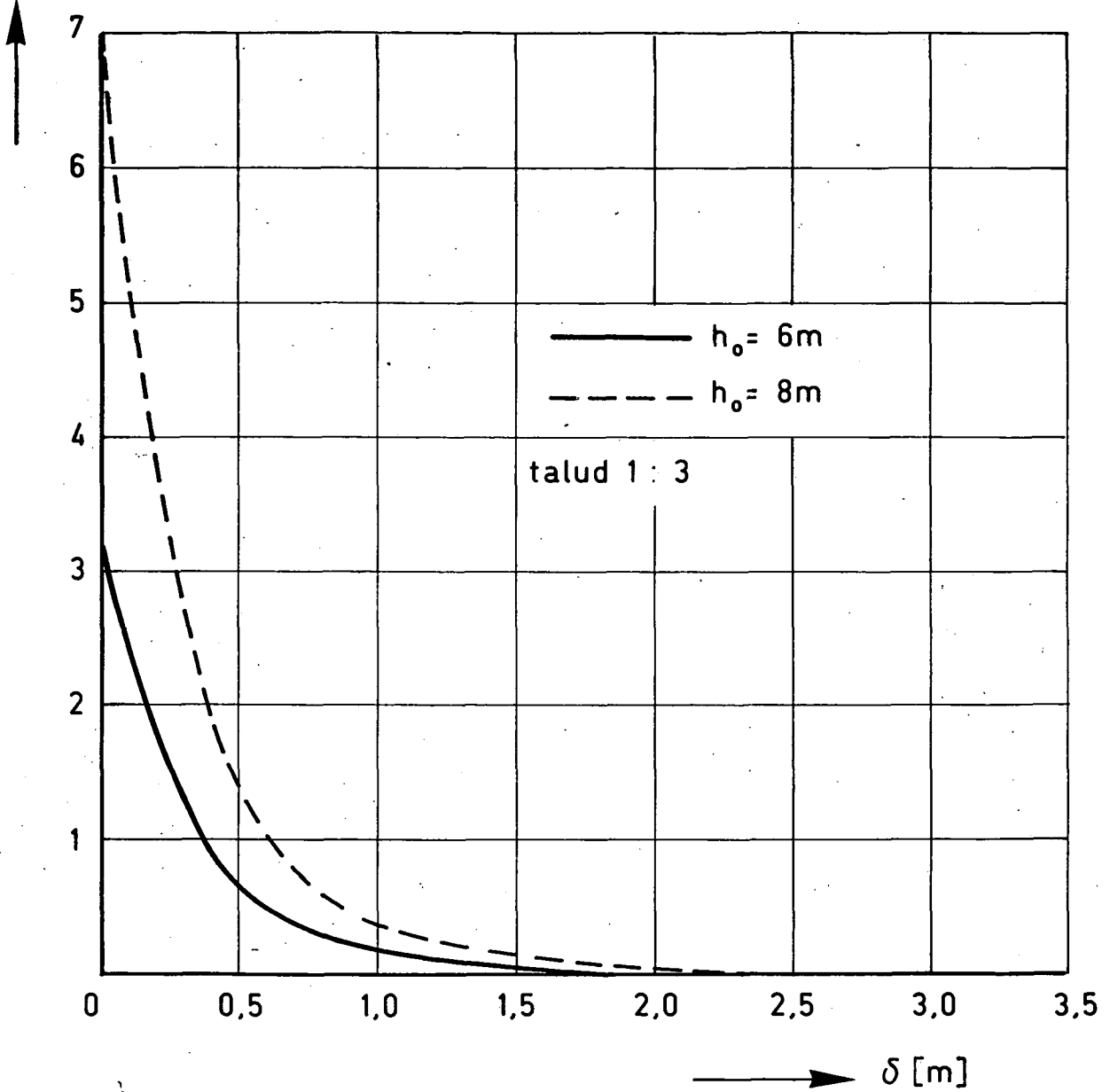


Fig. 18 De kans op overschrijding van de inundatiediepte δ bij het mechanisme macro-instabiliteit binnentalud

$f_d(\delta)$ [10^{-5} /m.jaar]

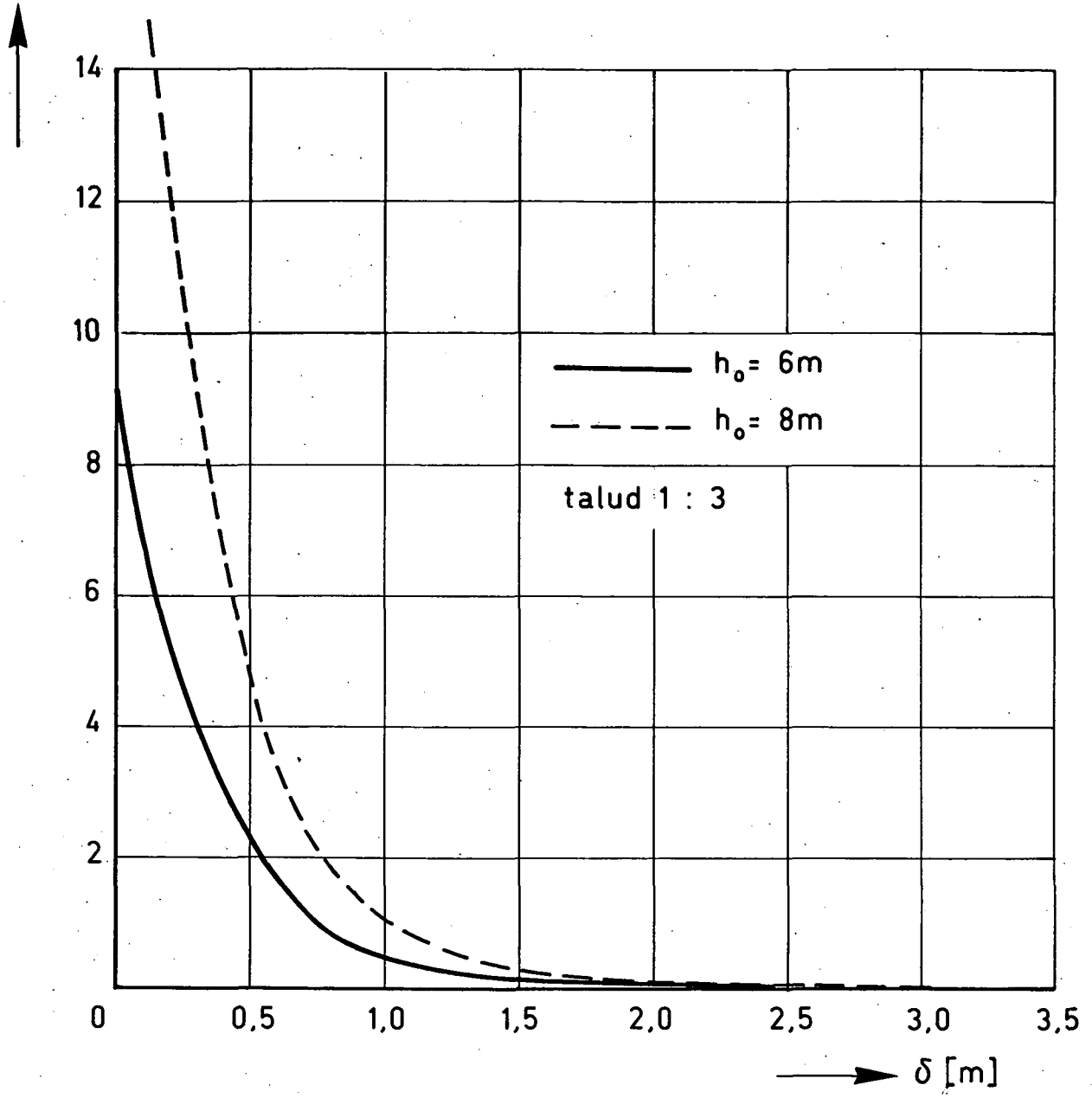


Fig. 19 Kansdichtheidsfunctie $f_d(\delta)$ bij het mechanisme macro-instabiliteit binnentalud

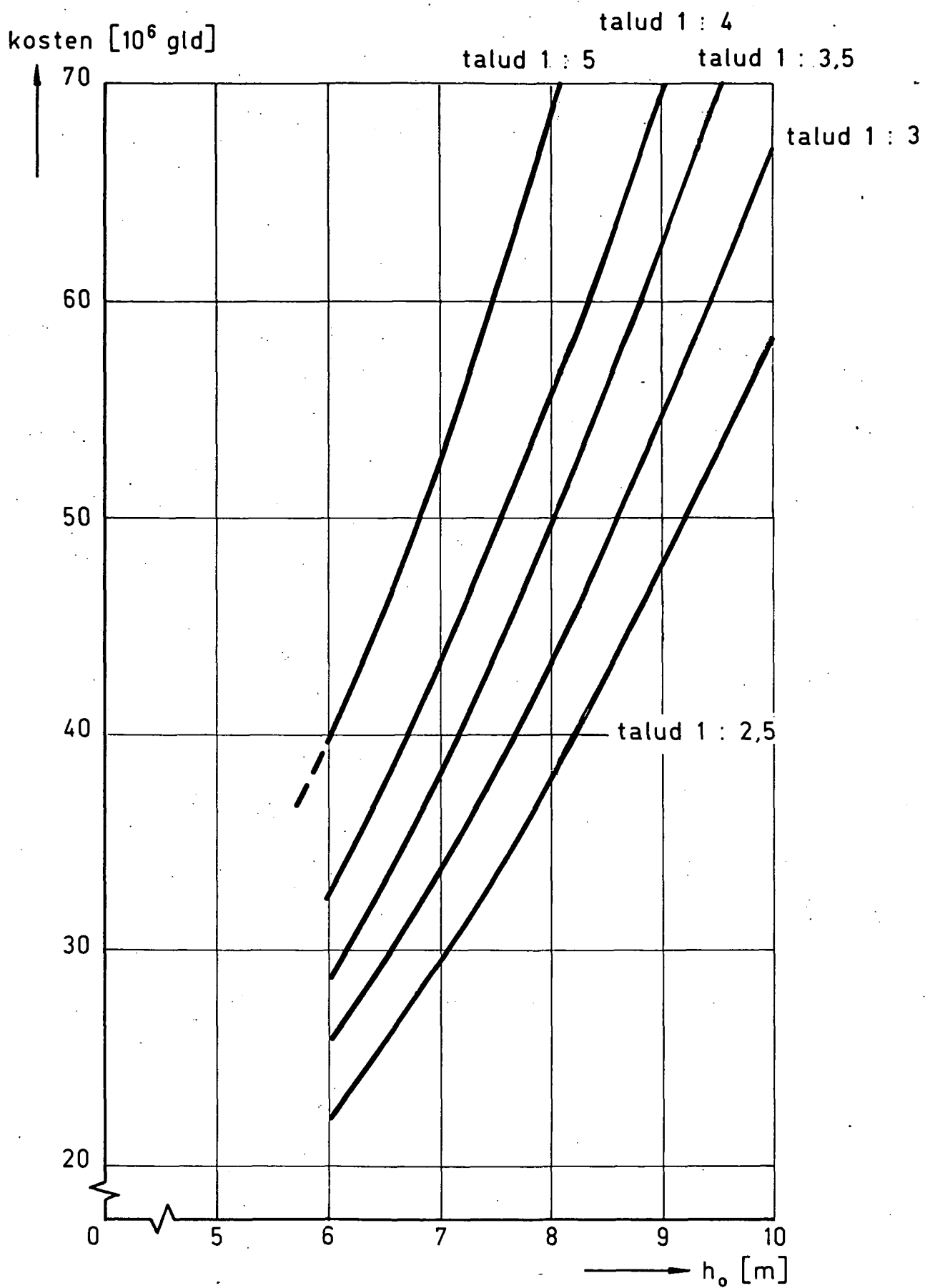


Fig.20 Kosten als functie van h_0 bij het mechanisme macro-instabiliteit binnentalud

TNO
IBBC

app. nr.:

Opdr. nr.:

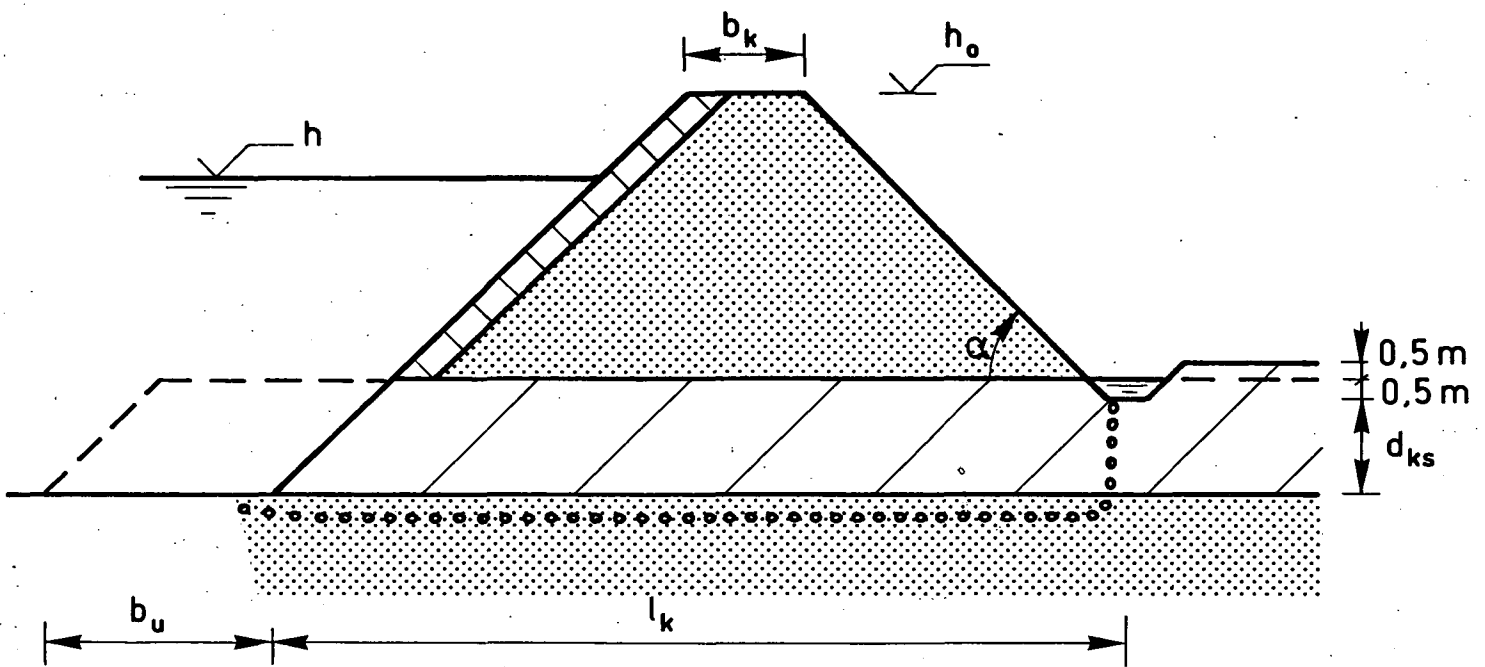


Fig. 21 Mechanisme piping

faalkans [10^{-3} /jaar]

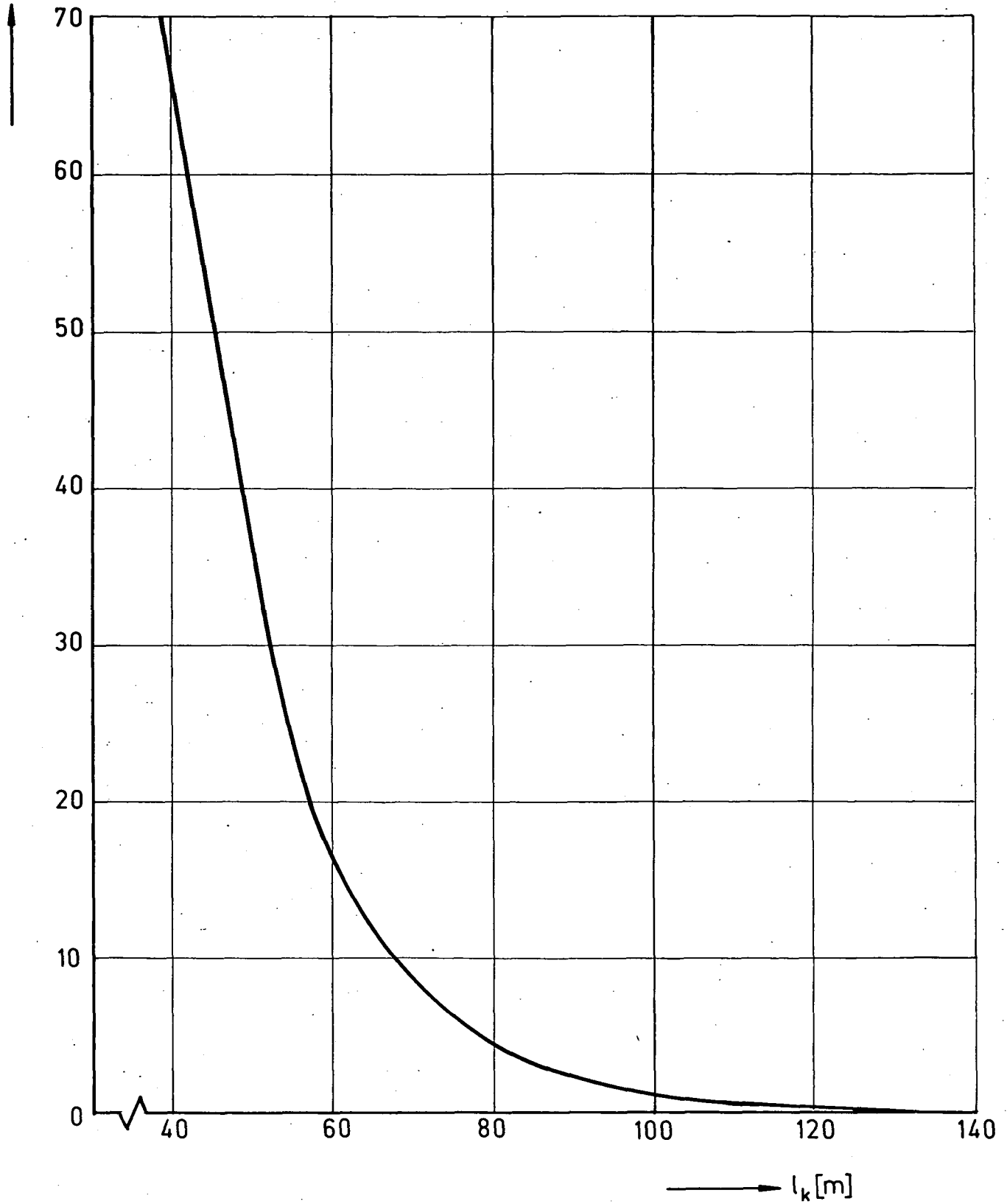


Fig. 22 Faalkans als functie van l_k bij het mechanisme piping.

IBBC

app. nr.:

Opdr. nr.:

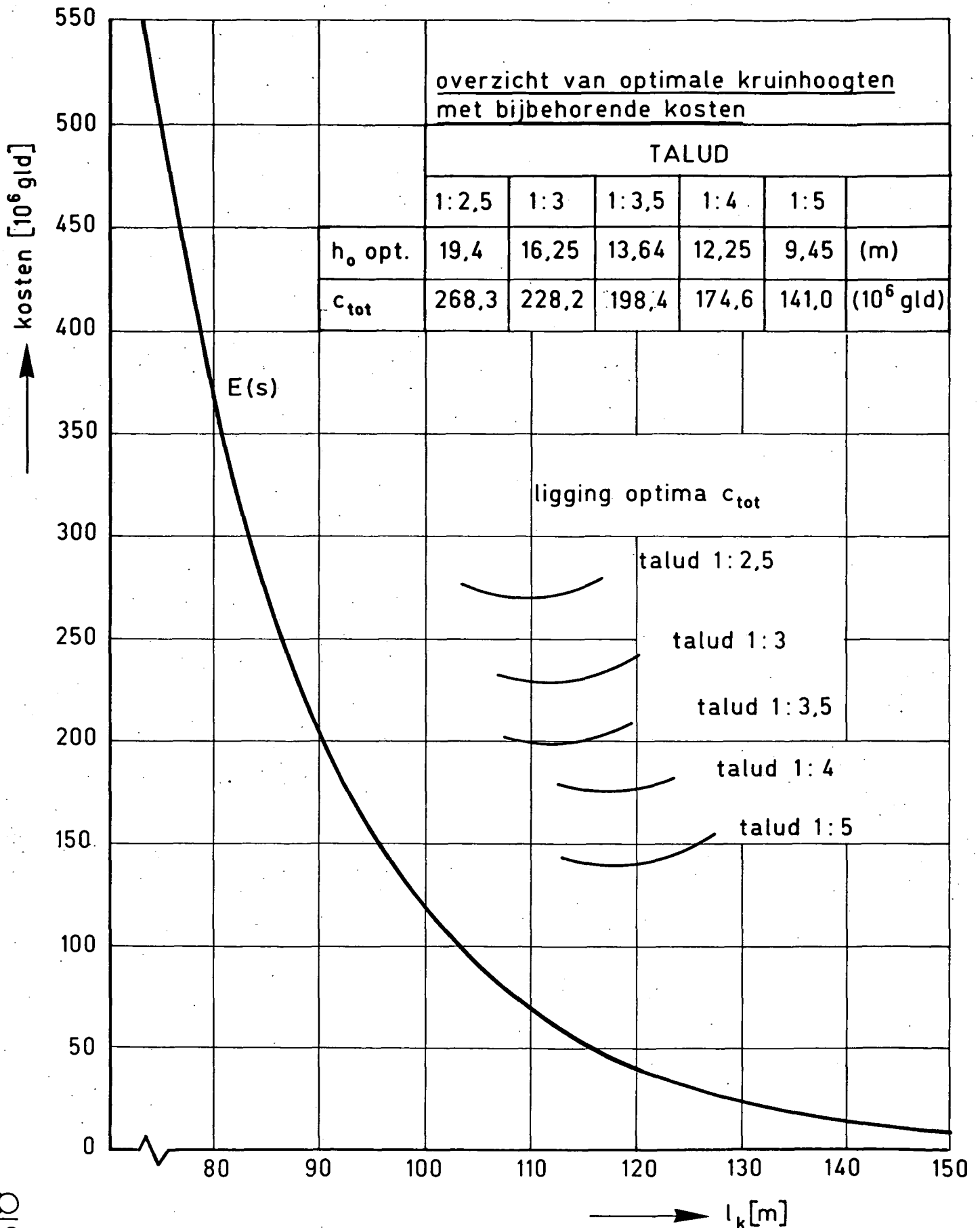
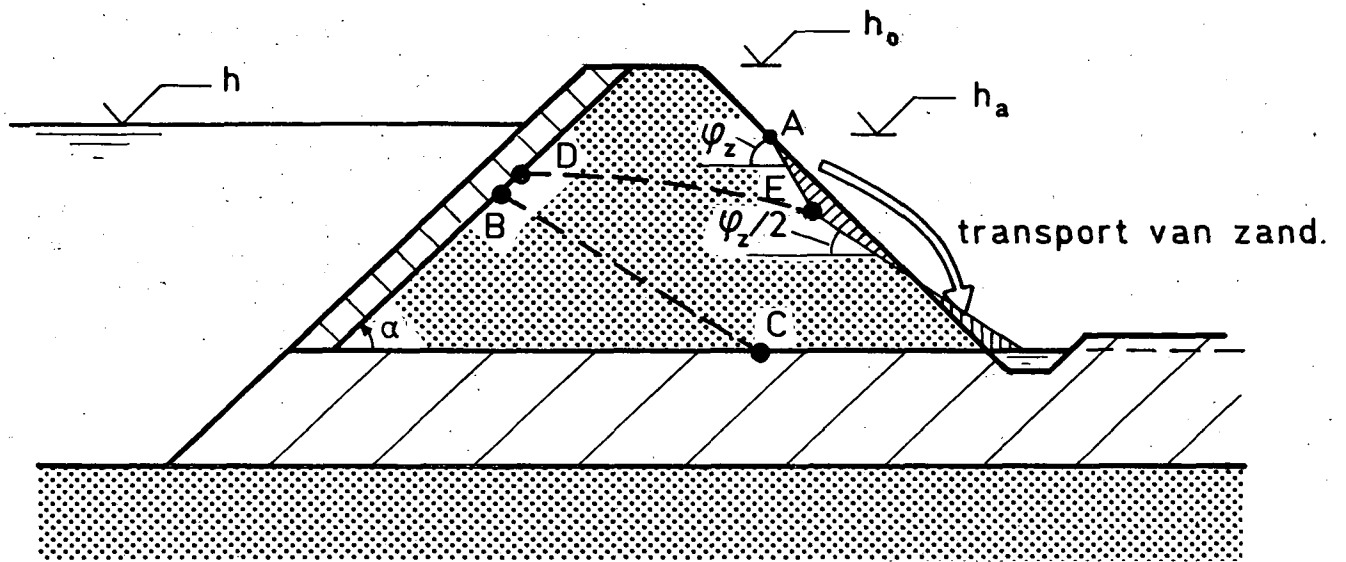


Fig. 23 Kosten als functie van l_k bij het mechanisme piping (zonder uiterwaard)



B-C = geschematiseerde freatische lijn tijdens de ontwikkeling

D-E = freatische lijn na vorming van een sijnelopervlak

Fig. 24 Mechanisme micro-instabiliteit binnentalud

faalkans [10^{-5} /jaar]

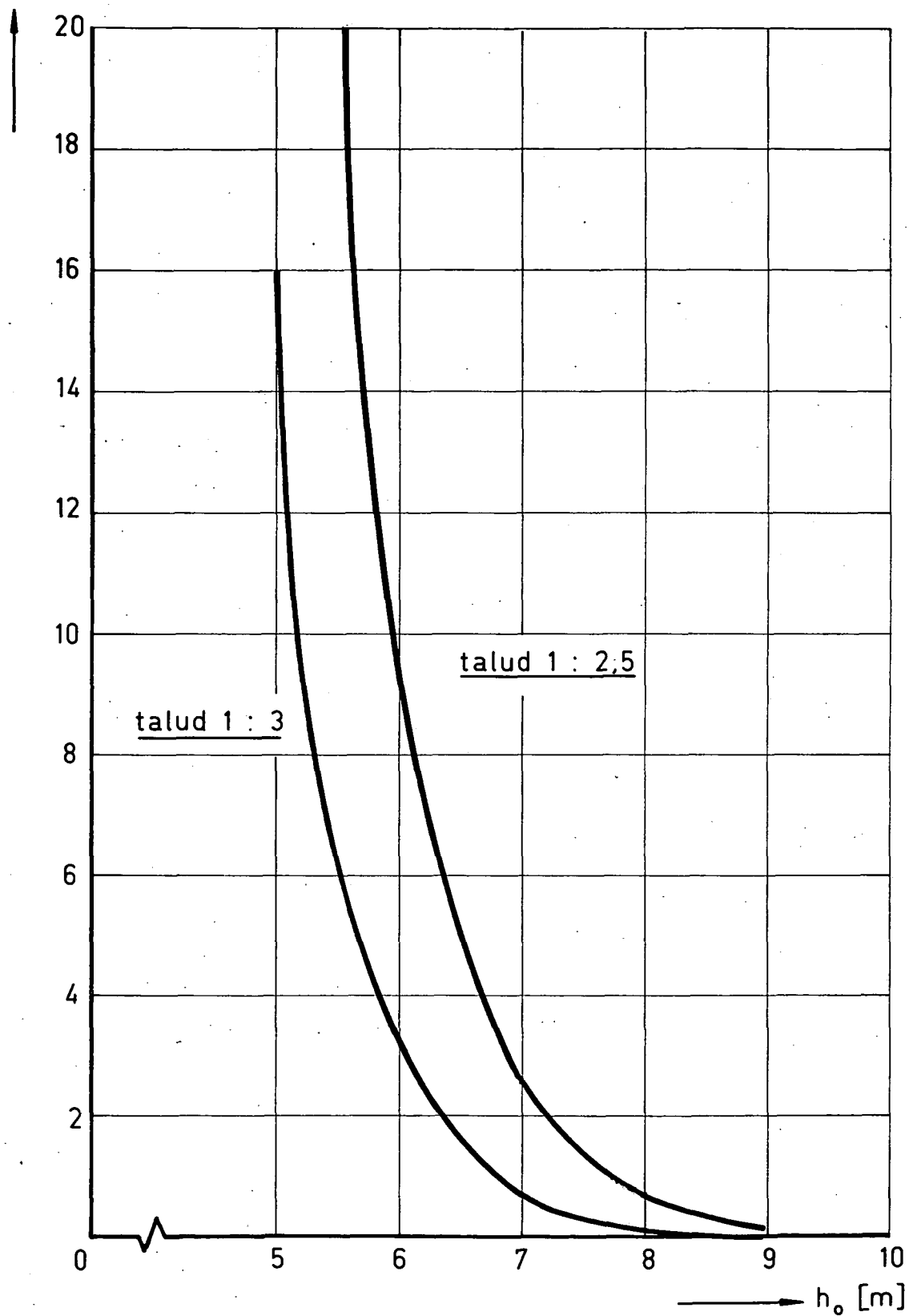


Fig. 25 Faalkans als functie van h_o bij het mechanisme micro-instabiliteit binnentalud

TLO
IBBC

app. nr.:

Opdr. nr.:

overzicht van optimale kruinhoogten met bijbehorende kosten.

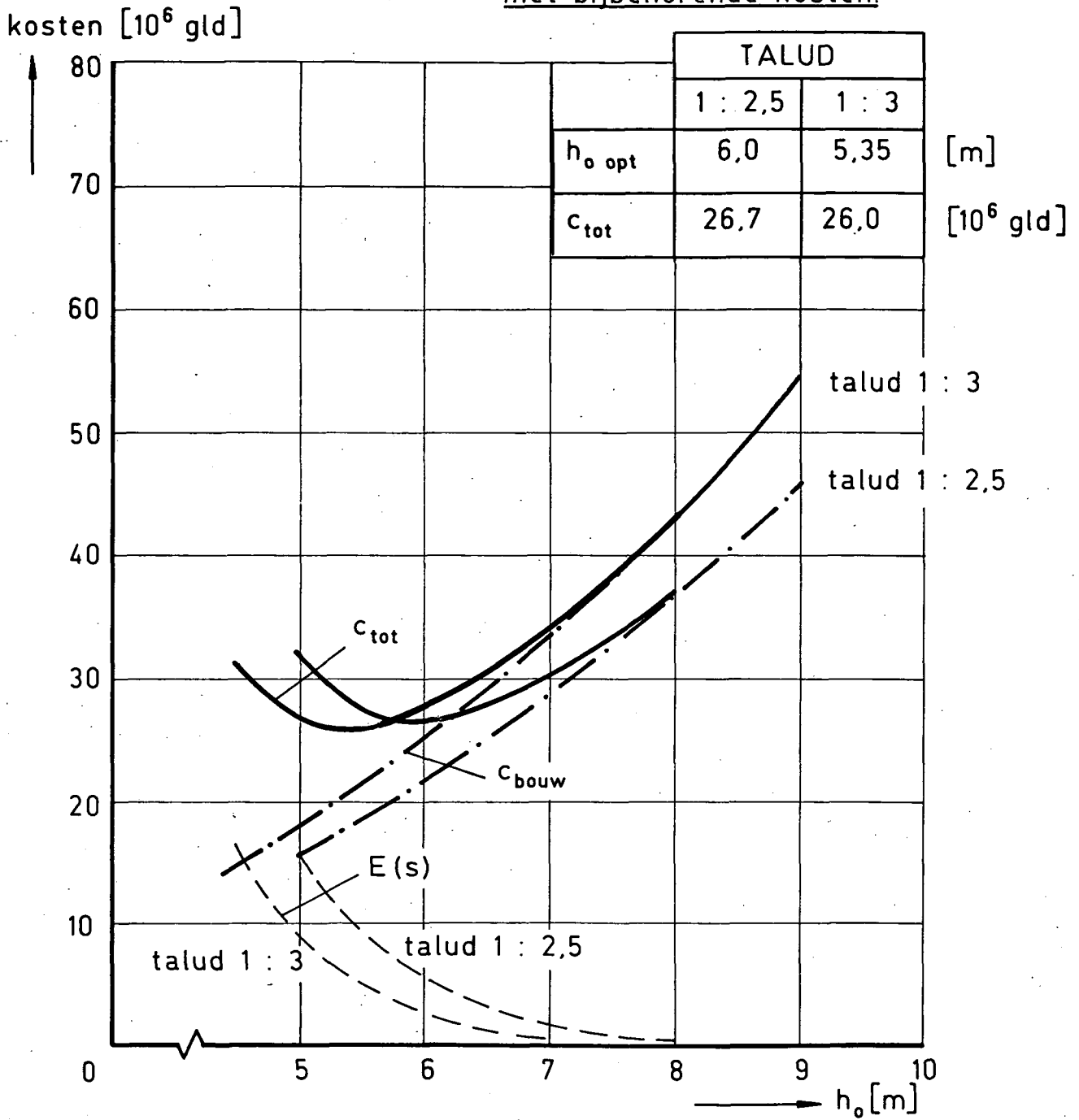


Fig.26 Kosten als functie van h_0 bij het mechanisme micro-instabiliteit binnentalud

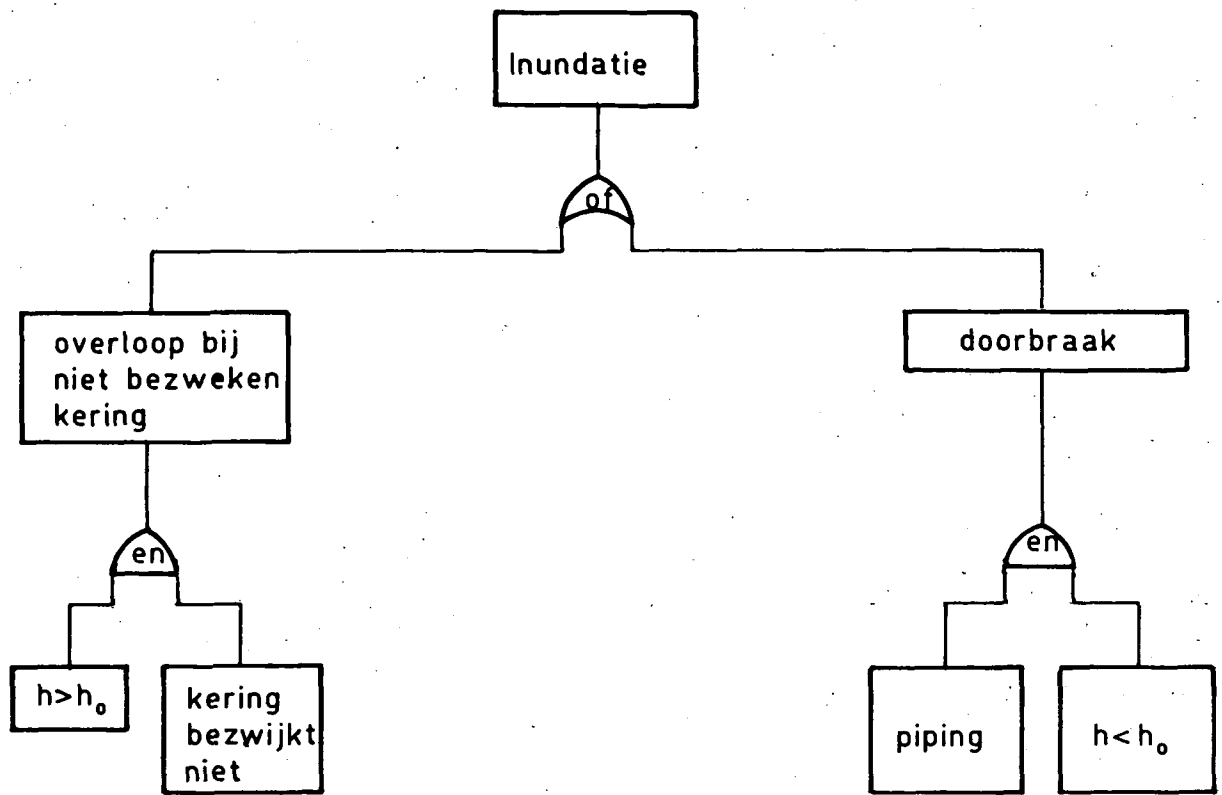


Fig. 27a: Foutenboom met de maatgevende mechanismen.

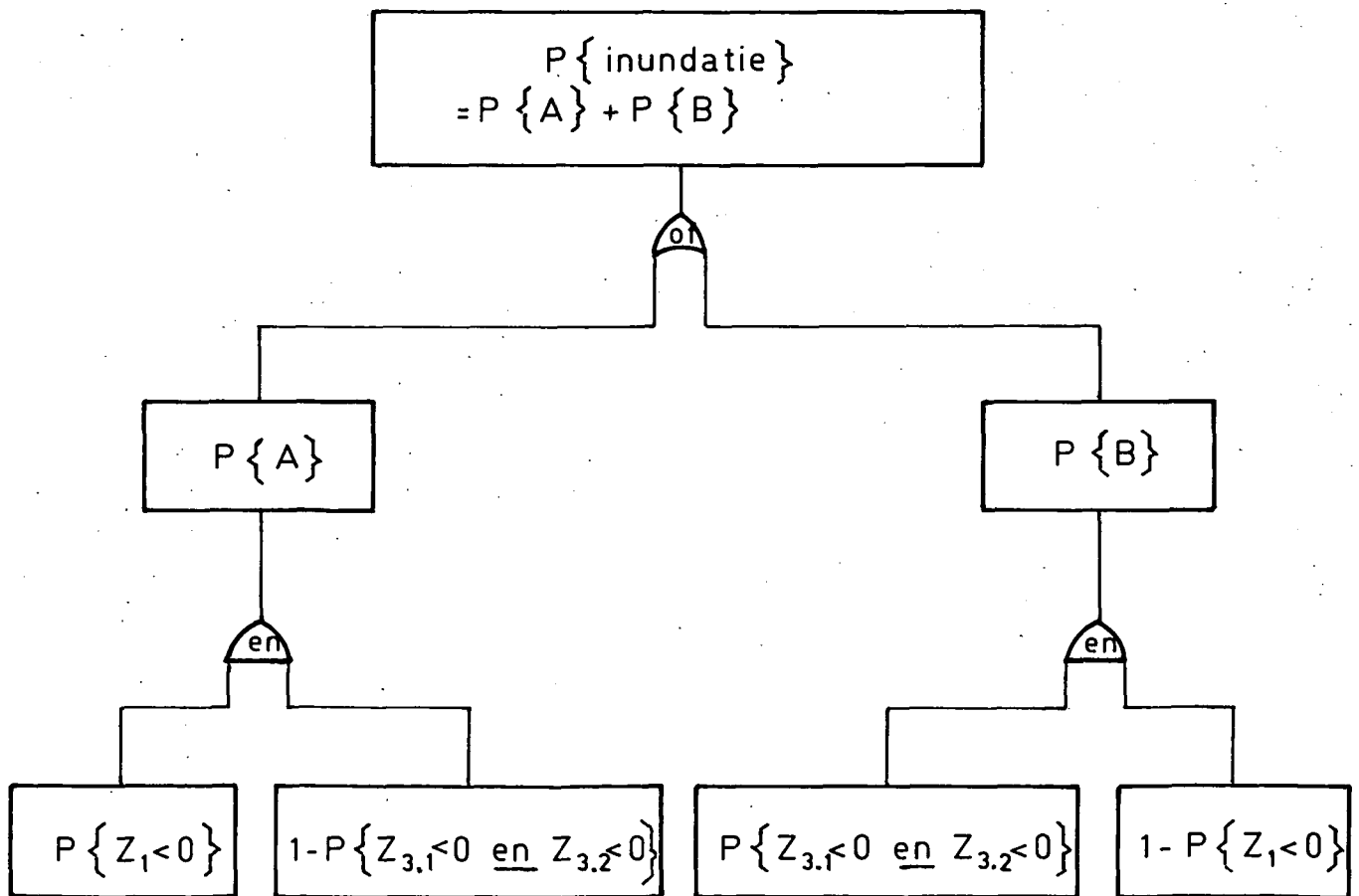


Fig. 27b: Foutenboom t.b.v. de kwantificering van de inundatiekans

faalkans [10^{-3} /jaar]

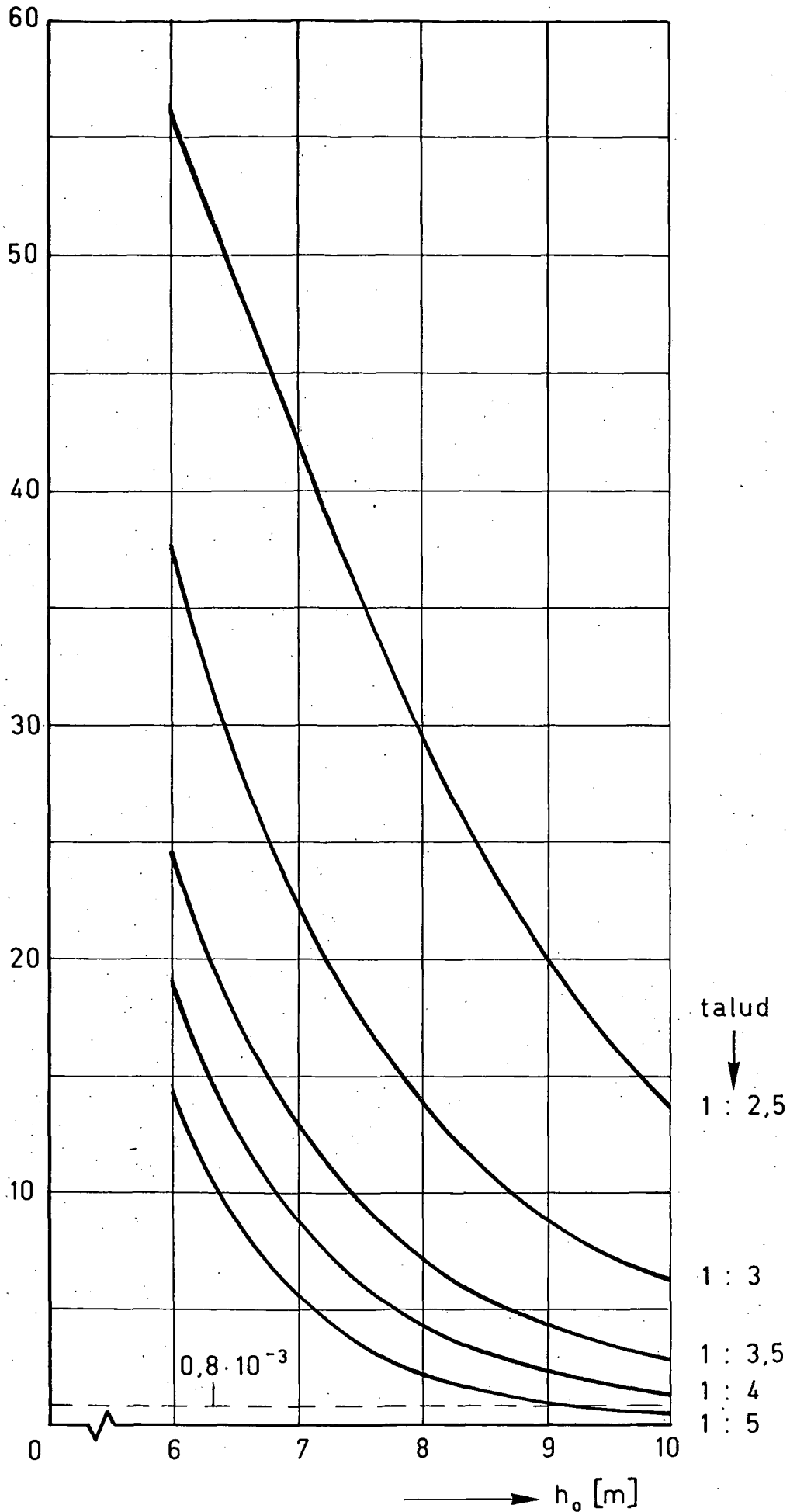


Fig. 28: Faalkans van de dijk als functie van h_0 en $\text{tg } \alpha$