

TNO-rapport

B-88-246

BEPALING TOELAATBARE INUNDATIEFREQUENTIE
case study dijkring Alblasserwaard/Vijfheerenlanden

juni 1989
WUB/ZWA

DEEL I: Situatie zonder stormvloedkering nieuwe waterweg

Niets uit deze uitgave mag worden
vermenigvuldigd en/of openbaar gemaakt
door middel van druk, fotokopie, microfilm
of op welke andere wijze dan ook, zonder
voorafgaande toestemming van TNO.
Het ter inzage geven van het TNO-rapport
aan direct belanghebbenden is toegestaan.

Indien dit rapport in opdracht werd
uitgebracht, wordt voor de rechten en
verplichtingen van opdrachtgever en
opdrachtnemer verwezen naar de
'Algemene Voorwaarden voor Onderzoeks-
opdrachten TNO', dan wel de betreffende
terzake tussen partijen gesloten
overeenkomst.

© TNO

Aan:
Rijkswaterstaat DWW
Postbus 5044
2600 GA DELFT

V E R T R O U W E L I J K

Bladzijden: 45	Projectnaam : TAW E
Tabellen : 10	Projectnummer: 64.3.1099
Figuren : 37	Auteur(s) : prof.ir. A.C.W.M. Vrouwenvelder
Bijlagen : 1	ir. A.J. Wubs

Thema : veiligheid
WP-onderwerp :
Trefwoord(en): inundatie, toelaatbare inundatiefrekwentie, veiligheids-
niveau



	<u>Blz.</u>
1. INLEIDING EN DOELSTELLING	3
2. GROTE LIJN VAN DE BEREKENING	5
2.1 Criteria voor de beveiliging	5
2.2 Principe van de uitwerking	7
2.3 De plaats van de doorbraak	8
3. REKENMODELLEN VOOR DE INUNDATIEBEREKENING	11
3.1 Stroomgatontwikkeling en gatafmetingen	11
3.2 Bodemniveau en inundatieverloop	12
3.3 Inundatie vanuit het rivierengebied	13
3.4 Inundatie vanuit het overgangsgebied	18
3.5 Inundatie vanuit het deltagebied	22
4. REKENMODELLEN VOOR SCHADE EN SLACHTOFFERS	24
4.1 Modellen voor bepaling van de materiële schade.....	24
4.2 Model voor bepaling van het aantal slachtoffers	28
5. REKENRESULTATEN	31
5.1 Nadere uitwerking van de criteria	31
5.2 Resultaten	32
5.3 Gevoeligheidsanalyse	36
6. SAMENVATTING, CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN.....	38

Literatuurlijst

Bijlagen

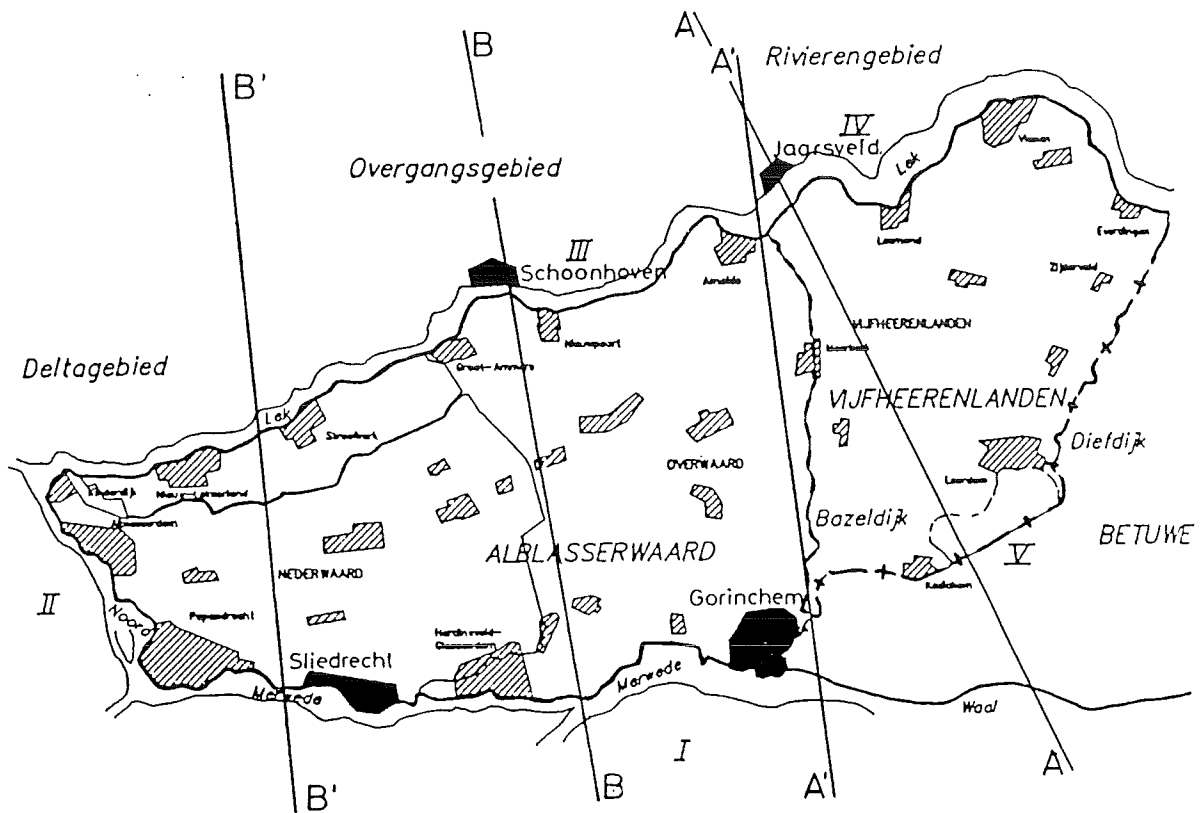


Fig. 1.1 Hoogheemraadschap van de Alblasserwaard en de Vijfheerenlanden
 AA/BB = bestuurlijk
 A'A'/B'B' = aangenomen in de studie

1 INLEIDING EN DOELSTELLING

In het interimrapport van TAW-E [1] en in het rapport "Enkele gedachten aangaande een aanvaardbaar risico-niveau in Nederland" [2] zijn criteria ontwikkeld voor de bepaling van een toelaatbare inundatiefrequentie voor een dijkkring. In de onderhavige studie zijn deze criteria uitgewerkt voor een concreet geval, de dijkkring Alblasserwaard/Vijfheerenlanden. De studie kan deels gezien worden als een opvolger van de in de vijftiger jaren door Van Dantzig [3] uitgevoerde berekeningen naar de (economisch) meest gewenste dijkhoogte.

Doel van de studie was om na te gaan of de voorgestelde procedure tot bruikbare resultaten kan leiden, de beperkingen ervan vast te stellen en om aan te geven welke gegevens en rekenmodellen nog verdere studie zouden vergen.

In figuur 1.1 is het beschouwde gebied weergegeven. Aan de noordzijde wordt het begrensd door de Lek, aan de westzijde door de Noord, aan de zuidzijde door de Boven- en Beneden-Merwede en aan de oostzijde door de Diefdijk en de Lingedijk.

Wat het waterstandsregime betreft, wordt in deze studie het gebied onderscheiden in:

- het rivierengebied (rechts van de lijn A'-A')
- het overgangsgebied (tussen de lijnen A'-A' en B'-B')
- het deltagebied (links van de lijnen B'-B')

Merk op dat deze lijnen iets afwijken van de vigerende administratieve indeling (lijnen A-A en B-B). Verder wordt opgemerkt dat de scheiding tussen de onderscheiden waterstandsregimes minder scherp is dan in figuur 1.1 staat aangegeven. In feite is er een geleidelijke overgang van het ene regime naar het andere.

Het voorliggende rapport (deel 1) geeft de studie weer voor de situatie zonder stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg.



In rapport B-89-381 (deel 2) wordt de studie weergegeven voor de situatie met een stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg. De studies werden uitgevoerd door het IBBC-TNO in het kader van het onderzoekprogramma van TAW E, die het onderzoek ook begeleid heeft. Het Hoogheemraadschap Alblasserwaard en de Vijfheerenlanden verleende assistentie, met name met betrekking tot het aanleveren van gegevens als hoogteligging, bodemgebruik, inwonertal en dergelijke. Waterstandgegevens zijn meerendeels ontleend aan rapporten van RWS/DBW/RIZA.



2. GROTE LIJN VAN DE BEREKENING

2.1 Criteria voor de beveiliging

De drie criteria, zoals die zijn ontwikkeld in TAW E kring, (zie [1] en [2]) worden hieronder samengevat. De gedachte is dat steeds de meest strenge eis moet worden aangehouden.

(1) Individueel aanvaardbare kans

Het eerste criterium is de zogenaamde individueel aanvaardbare kans. Uitgangspunt is dat het overlidensrisico, dat een individu loopt als gevolg van overstroming, geen grotere waarde mag hebben dan het risico dat hij al loopt door andere oorzaken (ziekte, ongeval). In West-Europa blijkt de kans daarop ongeveer 10^{-4} per jaar te bedragen. Het criterium is dus:

$$P_f P_{d|f} < \beta^* 10^{-4} \quad [1/\text{jaar}] \quad (2.1)$$

P_f = de kans op een inundatie

$P_{d|f}$ = de kans op overlijden van een willekeurige inwoner, gegeven een inundatie

β^* = een beleidsfactor, globaal variërend tussen 0.1 en 10.

De beleidsfactor hangt af van de mate van vrijwilligheid van het risico: voor een vrijwillig genomen risico (bijvoorbeeld bergbeklimmen) is men bereid een hogere kans op een slechte afloop te accepteren dan voor een risico dat men onvrijwillig loopt en dat men niet kan beïnvloeden. Voor risico's van industriële oorsprong komt men zodoende al snel op $\beta^* = 0.1$ of lager. Voor inundatierisico's ligt β^* tussen 0.1 en 1.0. Het risico is duidelijk niet vrijwillig. Aan de andere kant praten we hier over een natuurlijk risico, dat beperkt wordt door de bouw van dijken, hetgeen psychologisch gemakkelijker wordt geaccepteerd dan een door menselijk handelen opgeroepen extra risico (LNG-installatie). In deze studie zal worden gekozen: $\beta^* = 0.3$.



(2) Maatschappelijk aanvaardbaar kans

De risico-aversie binnen een maatschappij lijkt samen te hangen met de omvang van een ramp. Men is eerder geneigd een groot aantal kleine ongelukken te accepteren dan een gering aantal grote. Op basis hiervan is het volgende model afgeleid:

$$(P_f)^{1/2} < \frac{100 \beta^* (N_a)^{1/2}}{k P_{d|f} N_p} \quad (2.2)$$

met

N_a = Aantal plaatsen waar de betreffende activiteit plaatsvindt

N_p = Het aantal personen dat aan het betreffende gevaar is blootgesteld

k = Risico-aversie-parameter

De betekenis van P_f , $P_{d|f}$ en β^* is als hiervoor. De waarde van N_a zal in deze studie gelijk worden genomen aan 40, zijnde het aantal dijkringen in Nederland. Het aantal personen is eenvoudig gelijk aan het aantal inwoners binnen de dijkkring. De risico-aversie-parameter is volgens [1] gelijk aan 2 à 3. Gekozen wordt hier 2.

(3) Het economische criterium

Strikt besliskundig dient men de kosten van beveiliging af te wegen tegen de vermindering van het risico. Via een dergelijke gedachtengang komt men op het volgende criterium:

$$P_f < \frac{\beta I' (r' - g)}{P_{d|f} N_p s + S} \quad (2.3)$$

β = Nepereringshoogte van de belasting (waterstand)

I' = Kosten per eenheid van dijkverhoging

r' = Reële rentevoet

g = Groeivoet van de economie

s = Bedrag dat men toekent aan de waarde van een mensenleven

S = Materiële schade

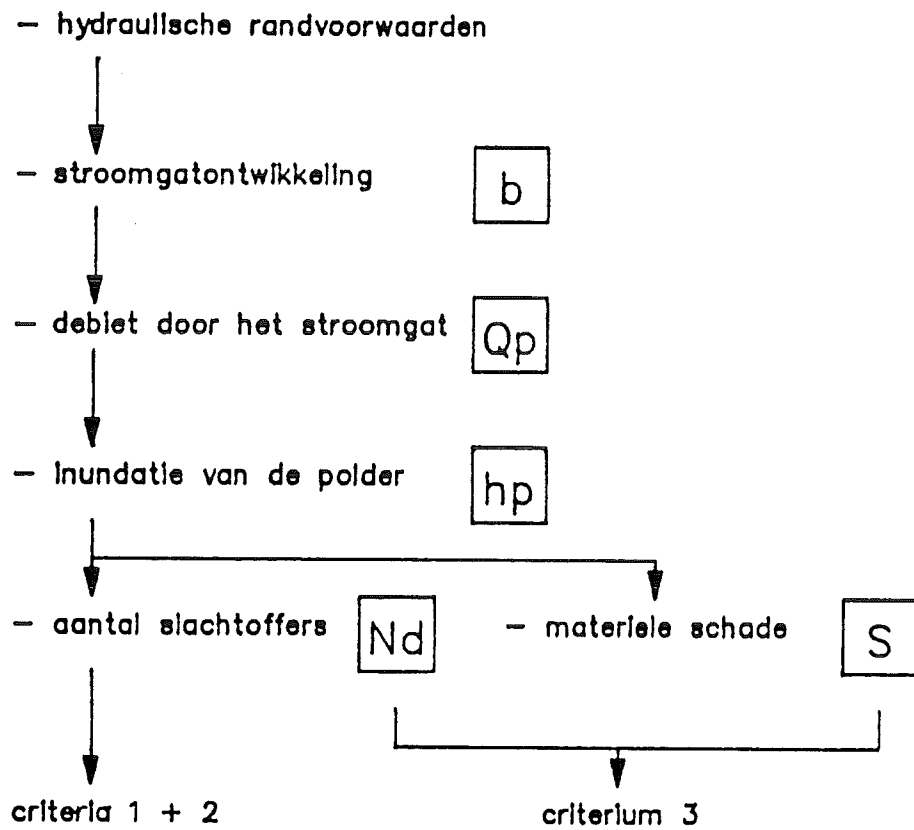


Fig. 2.1 Stroomschema van de berekening

De overige parameters hebben dezelfde betekenis als eerder. Voor commentaar op het meenemen van een economisch bedrag aan mensenlevens wordt verwezen naar [1] en [2]. De nepereringshoogte is in het overgangsgebied ongeveer gelijk aan 0.38 m. De reële rentevoet wordt gesteld op 2 % en de groeivoet op 0.5 %. Voor het bedrag s wordt een waarde van een miljoen gulden gekozen.

2.2 Principe van de uitwerking

De meeste factoren in de criteria (1) t/m (3) kunnen direct aan diverse informatiebronnen worden ontleend of dienen te worden aangenomen. Twee factoren eisen echter een uitvoerige berekening. Deze zijn als volgt:

$P_{d|f}$ = de kans dat een willekeurige inwoner om het leven komt bij een gegeven inundatie (criteria (1), (2) en (3)).

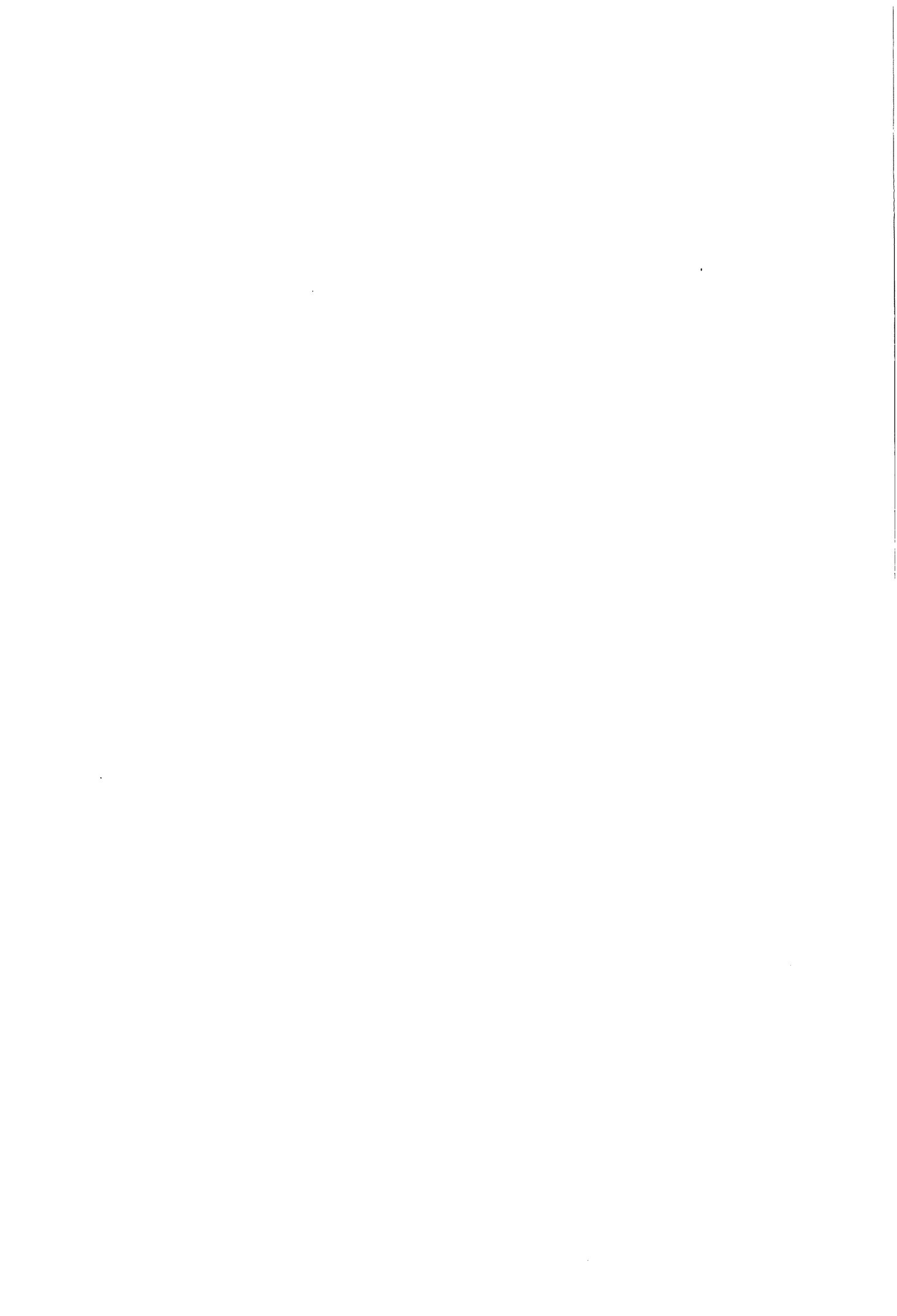
S = materiële schade bij inundatie (criterium (3)).

Bepalend voor beide grootheden is de inundatiediepte d die maximaal in de diverse delen van de dijkkring kan optreden. Vervolgens heeft men dan gegevens nodig over het aantal inwoners, de maximaal mogelijke schade, de relatie slachtoffers-inundatiediepte en de relatie schade-inundatiediepte.

De hoofdlijn van de berekening verloopt dus als volgt (zie figuur 2.1):

a. Bereken de maximale inundatiediepte aan de hand van:

- de hydraulische randvoorwaarden;
- de stroomgatontwikkeling $b(t)$;
- de verdeling van het aanvoerdebiet over het stroomgat en de rivier benedenstrooms (alleen bij rivier- en overgangsgebied, bij delta-gebied wordt een voorgeschreven waterstand aangenomen);
- het debiet dat de dijkkring binnenstroomt $Q_p(t)$;

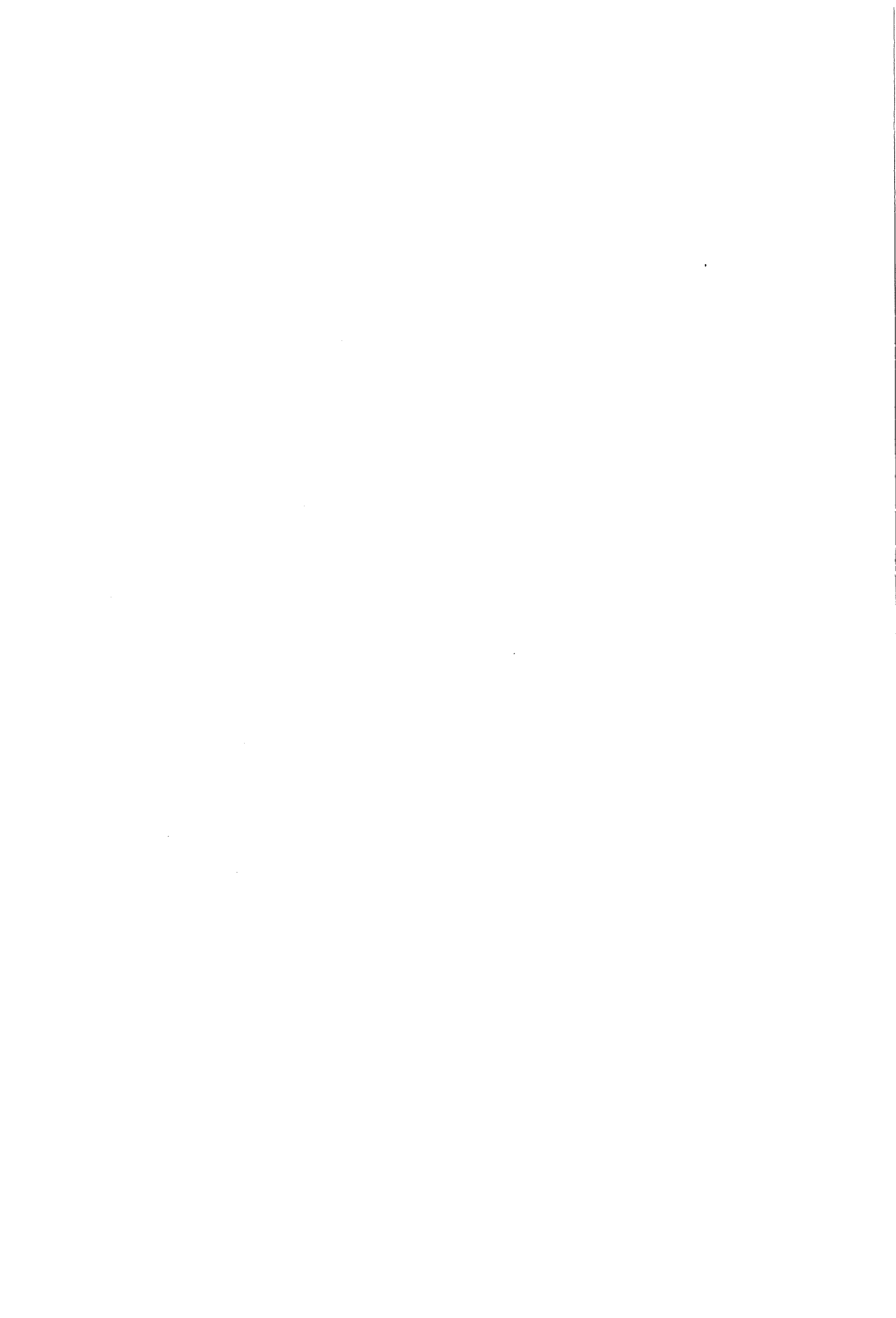


- de topografie van de dijkkring (ligging van bodemniveaus, stelsel van waterkeringen).
- b. Bepaal de materiële schade S aan de hand van:
- de berekende maximale inundatiediepte;
 - bodemgebruik en maximale schade in diverse goederencategorieën;
 - de relatie tussen de inundatiediepte en de schade die optreedt aan de diverse goederencategorieën in de dijkkring.
- c. Bepaal per deelgebied in de dijkkring het aantal slachtoffers bij de berekende maximale inundatiediepte. De som hiervan is gelijk aan het aantal slachtoffers N_d . Daarmee wordt de gemiddelde overlijdenskans voor een willekeurige inwoner:
- $$P_{d|f} = \frac{N_d}{N_p}$$
- waarin N_p het aantal inwoners van de dijkkring is.
- d. Bereken per gebied de maximaal aanvaardbare inundatiekansen met behulp van de formules (2.1) t/m (2.3).

In de hoofdstukken 3 en 4 komen achtereenvolgens de rekenmodellen voor de inundatieberekening en die voor de materiële schade en het aantal slachtoffers aan de orde. In hoofdstuk 5 worden een aantal gegevens t.b.v. de berekening van de inundatiefrequentie en de berekeningsresultaten samengevat en volgt de berekening van de toelaatbare inundatiefrequentie.

2.3 De plaats van de doorbraak

Doorbraak kan op verschillende plaatsen in de dijkkring plaatsvinden. Een



additioneel probleem daarbij is in dit geval dat de dijkring Alblasserwaard/Vijfheerenlanden drie min of meer onafhankelijke regimes kent (zie figuur 1.1):

- het rivierengebied
- het overgangsgebied
- het deltagebied

In eerste instantie betekent dit dat er minstens drie doorbraken moeten worden onderscheiden, omdat het karakter en de statistiek van de hydraulische randvoorwaarden in de drie gebieden anders zijn. Verder leidt de positie van de doorbraak in deze drie gevallen tot totaal verschillende inundatiepatronen en lopen de kosten van de kering aanzienlijk uiteen.

Het feit dat we te maken hebben met onafhankelijke regimes leidt tot een complicatie bij het toepassen van de criteria (1) en (2). Het maakt niet uit of iemand verdrinkt door het ene type overstroming of het andere. Eigenlijk dienen we daarom eisen te stellen aan de som. Neem bijvoorbeeld criterium (1) dat dus eigenlijk zou moeten luiden:

$$\sum_{i=1}^3 (P_{f_i} P_{f_i|d}) < \beta * 10^{-4}.$$

Eenvoudigheidshalve is dit vertaald door de toelaatbare kans per gebied door een factor 3 te delen. De aangepaste formules staan in hoofdstuk 5. Bij het economische criterium is dit niet nodig. We brengen daar aan de bouwkostenkant uitsluitend de kosten van verhoging (c.q. verbreding van dijken) hetzij in het rivierengebied, hetzij in het overgangsgebied, hetzij in het deltagebied in rekening.

Binnen een bepaald hydraulisch regime zijn de hydraulische bedreigingen op diverse plaatsen als volledig afhankelijke stochasten beschouwd. Natuurlijk blijft dan de vraag, op welke plaats (of plaatsen!) een doorbraak moet worden aangenomen. Neem eerst het rivierengebied (zie figuur

1.1). Dit komt alleen voor aan de noordkant. Er zijn weinig verschillen tussen de verschillende plaatsen langs de dijk. Aangenomen wordt dat een doorbraak op één punt ontlastend werkt op de andere delen van de dijk. Een enkele doorbraakplaats is dus voldoende.

In het overgangsgebied kunnen vier plaatsen worden aangegeven waar een doorbraak verschillende gevolgen kan hebben:

- Jaarsveld (aan de Lek, hoog maaiveld)
- Schoonhoven (aan de Lek, laag maaiveld)
- Gorinchem (aan de Boven-Merwede)
- Sliedrecht (aan de Beneden-Merwede)

Schoonhoven en Jaarsveld zullen elkaar bij een doorbraak wederzijds ontlasten; voor Sliedrecht en Gorinchem is dezelfde aanname gedaan. Van de noord- en zuidzijde kan dat niet worden gezegd. Toch is in deze studie steeds uitgegaan van één enkele inundatie tegelijkertijd.

In een gedetailleerde analyse zou men bij het ontwerpen gebruik kunnen maken van het verschil in de gevolgen bij doorbaak op verschillende plaatsen (hogere dijk op die plaats waar gevolgen ernstiger zijn). In deze studie is gewoon de zwaarste eis aangehouden.

In het deltagebied lijkt het niet goed om van een enkele doorbraakplaats uit te gaan. Ervaring leert dat bij bedreiging uit zee bij voldoende hoge waterstand en golfaanval ca. 5 % van de aangevallen lengte van een dijk wegslaat. Aan de andere kant moet worden opgemerkt dat bij de ramp in 1953 er in de dijk rond de Albasserwaard slechts één doorbraak was met een bresbreedte van 110 m. Mogelijk komt dit omdat de Alblasserwaard ver landinwaarts ligt. Er is daarom uitgegaan van één enkel gat (breedte 300 m), hetgeen overeenkomt met ca. 1,5 % van de dijk lengte in het deltaggebied.

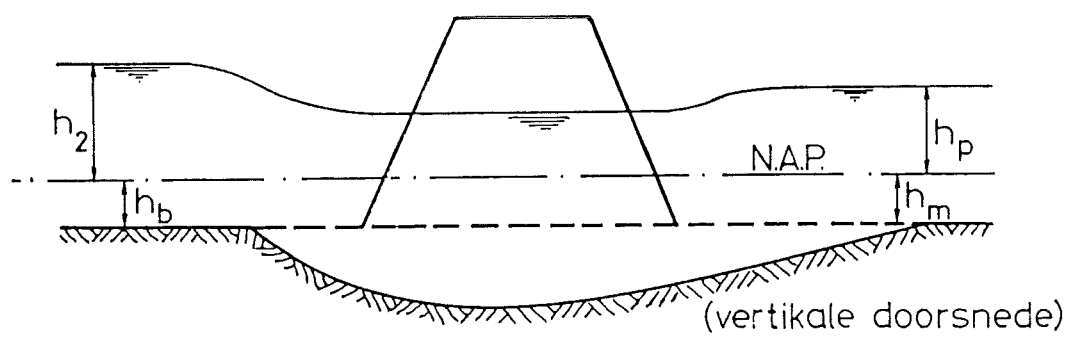
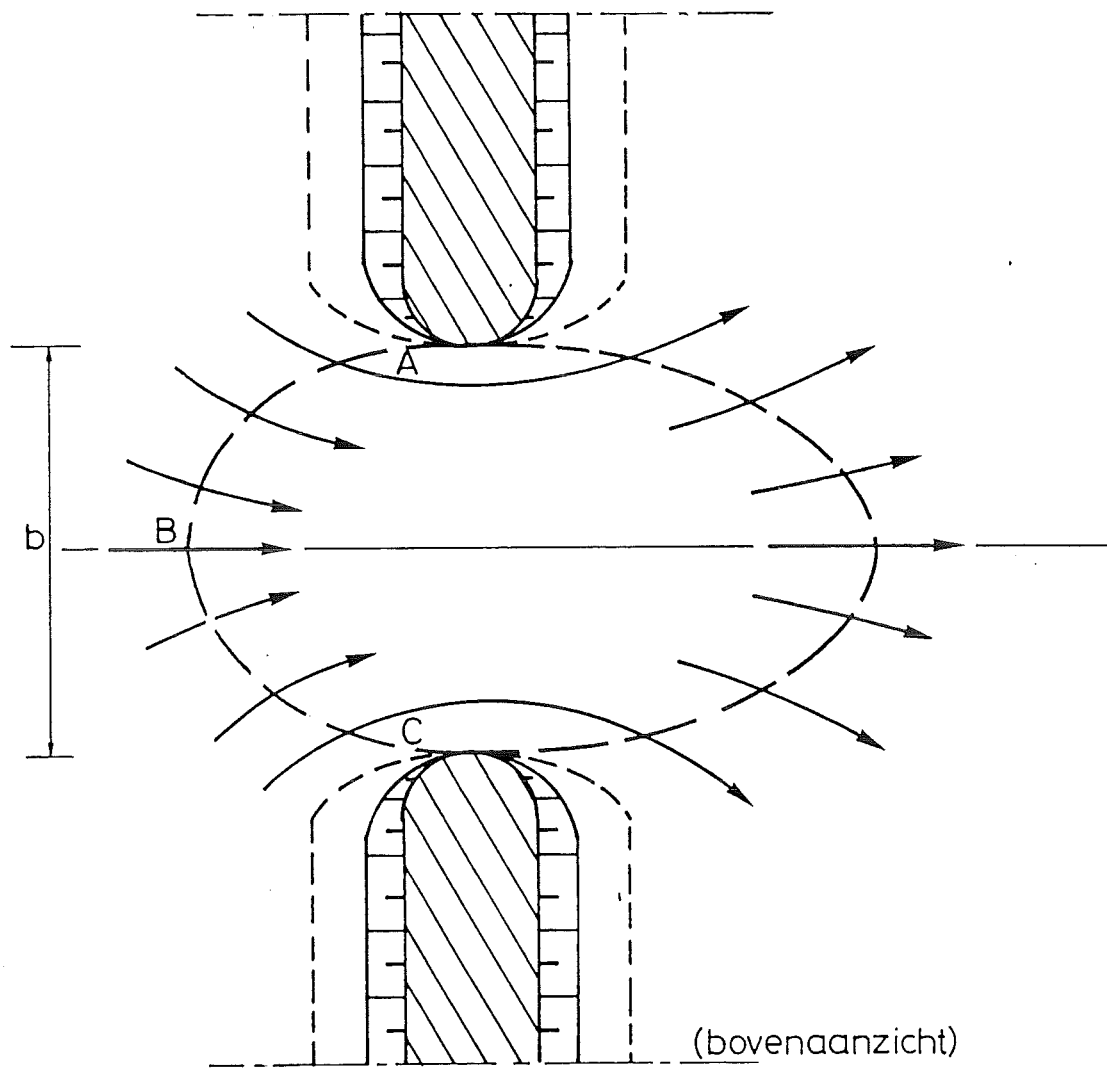


Fig. 3.1 Het Stroomgat

3 REKENMODELLEN VOOR DE INUNDATIEBEREKENING

3.1 Stroomgatontwikkeling en gatafmetingen

In figuur 3.1 is een stroomgat getekend. Aangetoond is in [4] dat het debiet over de rand van de halve cirkel ABC maatgevend is voor nagenoeg het totale traject van de gatgroei. Figuur 3.1 slaat in principe op de situatie dat de rivierbodem of uiterwaarde op gelijke hoogte ligt als het maaiveld. Bij een schaaldijk bevindt zich echter meestal een bodemverdediging aan de teen van de dijk die ervoor zorgt dat het doorstroomprofiel niet veel groter zal worden dan in het geval van de uiterwaarde.

De breedte van het stroomgat is niet constant, maar neemt aanvankelijk met de tijd toe. Er is gerekend met de formule [4]:

$$b'(t) = b'_{\max} \left(\frac{t}{t_{\max}} \right)^{1/2} \quad (3.1)$$

Hierin is:

b'_{\max} = de maximale (voor de berekening aan te houden) gatbreedte die ontstaat in de tijd t_{\max} . In de overlaatberekening moet voor b'_{\max} de halve omtrek van de ontgrondingskuil met diameter b_{\max} worden aangehouden.

$$b'_{\max} = \frac{\pi}{2} b_{\max} \quad (3.2)$$

t_{\max} = tijdstip waarop $b'(t) = b'_{\max}$ (of $b(t) = b_{\max}$)

t = tijd na doorbraak

Voor $t > t_{\max}$ geldt dat $b'(t) = b'_{\max}$

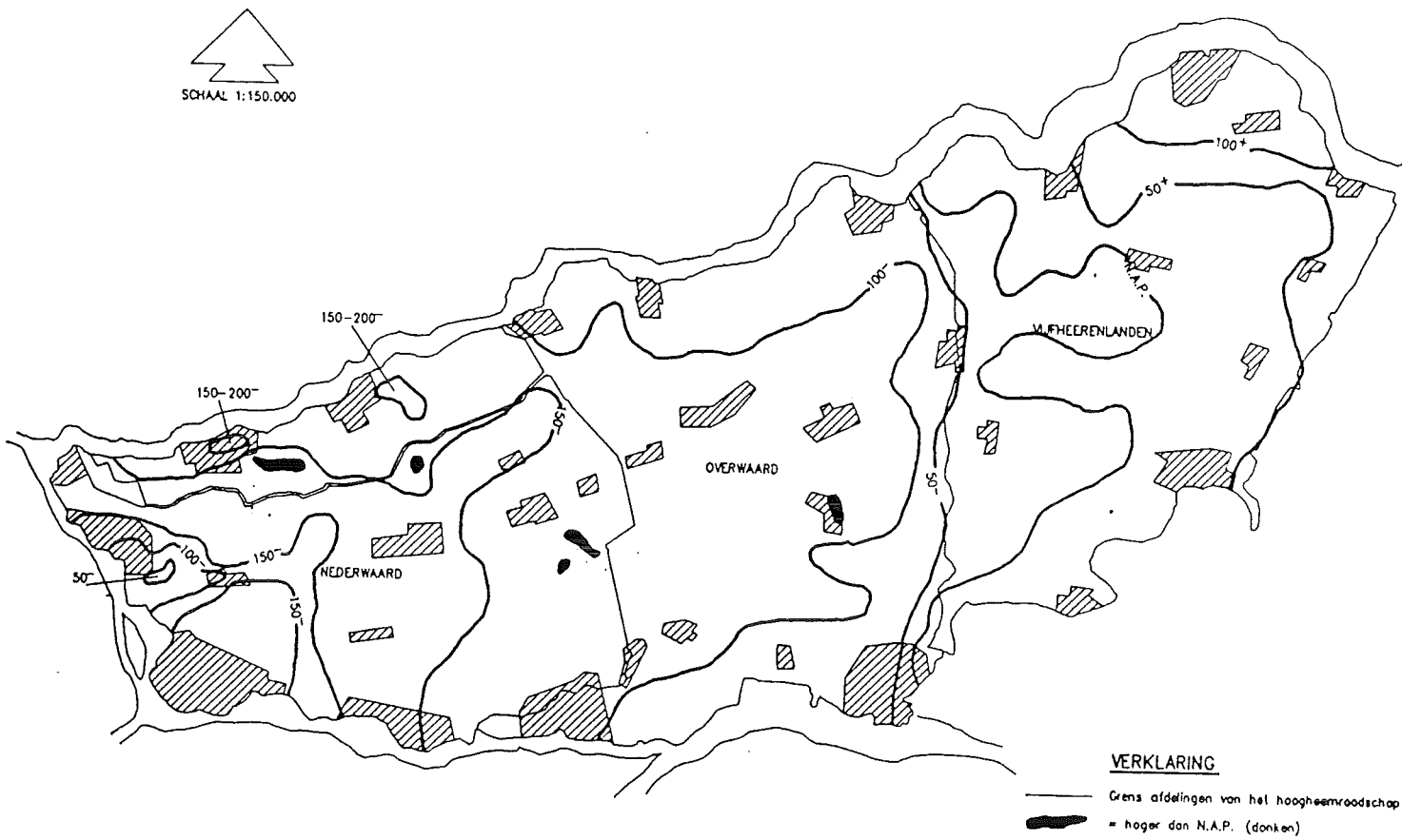


Fig. 3.2 Hoogtelijnenkaart

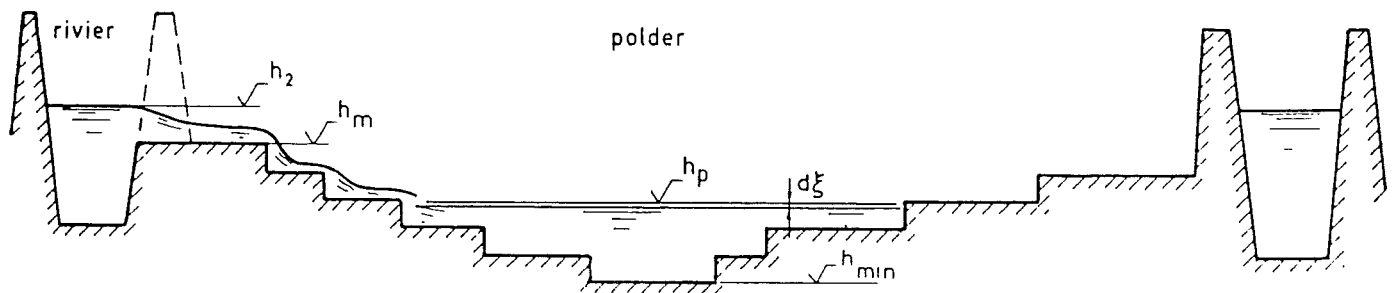


Fig. 3.3 Principe van de verticale schematisering van het gebied

De gehanteerde maximale stroomgatbreedte b_{\max} en de duren t_{\max} zijn:

	b_{\max}	t_{\max}
rivierengebied	200 m	24 uur
overgangsgebied	200 m	40 uur
deltagebied	300 m	96 uur

Voor een toelichting op de keuze van de bresbreedte bij het Deltagebied: wordt verwezen naar hoofdstuk 2.3.

3.2 Bodemniveau en inundatieverloop

3.2.1 Bodemniveau

Het bodemniveau in het gebied varieert van ca. NAP -1,50 tot NAP +3,0 m. In deze studie is gerekend met intervallen voor verschillen in niveaus van 0,5 m. In figuur 3.2 is een hoogtelijnenkaart getekend met deze intervallen.

Voor de berekening van het inundatieverloop is het gebied terrasvormig geschematiseerd. Het principe van deze schematisering is in figuur 3.3 gegeven met een verticale doorsnede.

Bij deze schematisering zijn de volgende aannamen gedaan:

- het water stroomt vrij van een hoger gelegen niveau naar een lager niveau; er bevinden zich dus geen "drempels" (in brede zin) op een bepaald niveau;
- het water, dat vanuit de rivier het gebied binnenstroomt, stroomt direct - dus zonder vertraging - het laagst gelegen gebied in.

Hierbij wordt opgemerkt dat gecontroleerd moet worden of aanname a. ook fysisch mogelijk is. Indien dit niet het geval is (door bijv. secundaire of tertiaire waterkeringen) moet met een iets gecompliceerder model worden gerekend. Ditzelfde geldt als aanname b. niet geheel reëel is.

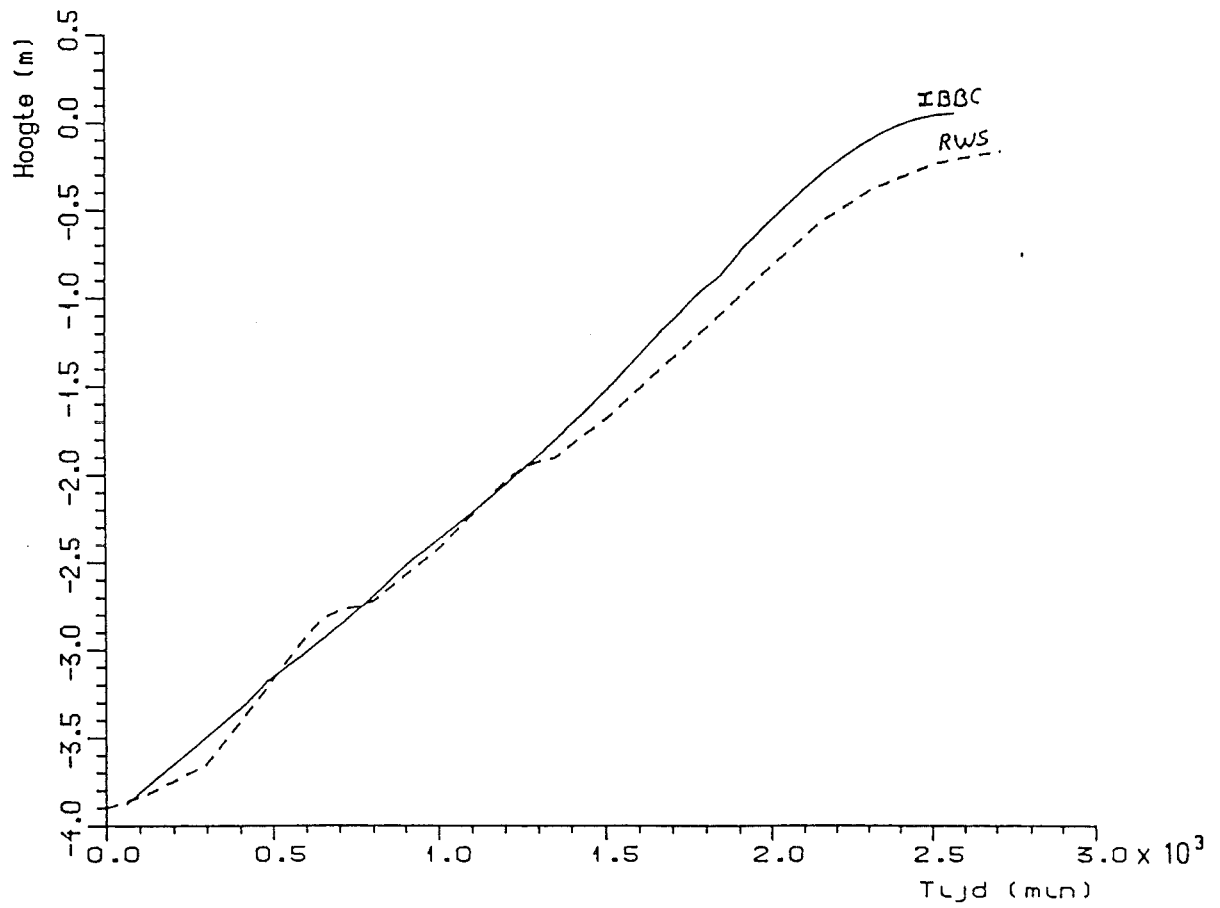


Fig. 3.4 Vergelijking van de berekeningsresultaten van het inundatieverloop van de Wieringermeer

Overigens is voor de Wieringermeer nagegaan hoe groot daar het verschil is tussen een gedetailleerde beschouwing en het eenvoudige TNO-model. De verschillen bleken gering, zie figuur 3.4 [5].

3.2.2 Inundatieverloop

Uit het binnengestroomde debiet, de bodemniveaus en de oppervlakte per bodemniveau is eenvoudig de inundatiewaterstand te bepalen en de inundatiediepte per bodemniveau. De hiervoor bedoelde waterstanden (zowel per bodemniveau als t.o.v. NAP) zijn berekend met formules die zijn afgeleid uit de volgende algemene formule:

$$\int_0^t Q_p(t) dt = \int_{h_{\min}}^{h_p(t)} A(\xi) d(\xi) \quad (3.3)$$

Hierin is:

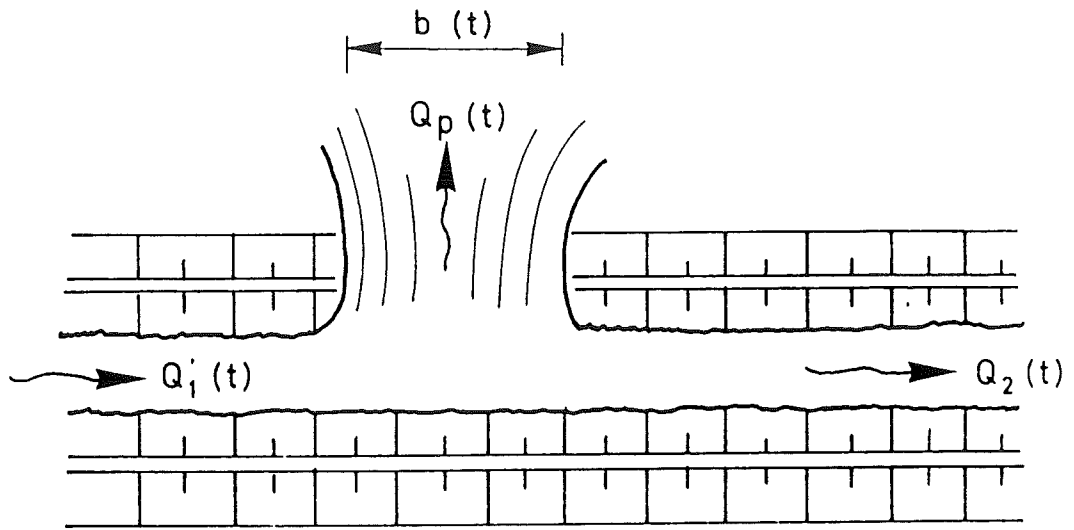
$Q_p(t)$	= het binnenstromende debiet op tijdstip t .
$A(\xi)$	= oppervlakte van het gebied op het niveau ξ (t.o.v. NAP)
$h_p(t)$	= inundatiewaterstand t.o.v. NAP
h_{\min}	= laagste bodemniveau t.o.v. NAP

In figuur 3.3 is een doorsnede over het geïnundeerde gebied gegeven. In hoofdstuk 4 (tabel 4.1) is aangegeven welke oppervlakte bij elk bodemniveau hoort.

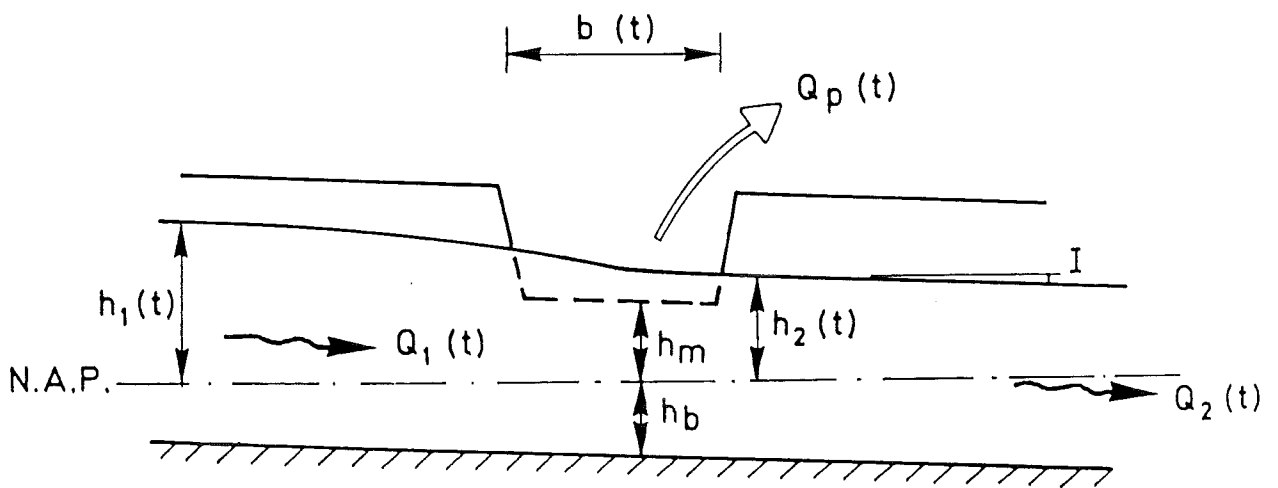
3.3 Inundatie vanuit het rivierengebied

Voor de berekening van het binnenstromende debiet bij inundatie vanuit het rivierengebied zijn de volgende uitgangspunten genomen:

- de aanvoer bovenstrooms en de waterstand op enige afstand in bovenstroomse richting wijzigen niet als gevolg van de dijkdoorbraak;



a. Rivier in bovenaanzicht



b. Rivier in langsdoorsnede

Fig. 3.5 Schematisering van afvoeren en waterstanden

- de rivierwaterstand ter plaatse van het stroomgat is gelijk aan de rivierwaterstand benedenstrooms van de doorbraak.

In figuur 3.5 is dit schematisch weergegeven.

Het gevraagde debiet $Q_p(t)$ is berekend met de volgende formules:

- continuïteitsvergelijking

$$Q_1(t) = Q_2(t) + Q_p(t) \quad (3.4)$$

- afvoerformules
 - . bovenstrooms

$$Q_1(t) = C.B.(I)^{1/2} \cdot (h_1(t) - h_b)^{3/2} \quad (3.5)$$

- . benedenstrooms

$$Q_2(t) = C.B.(I)^{1/2} \cdot (h_2(t) - h_b)^{3/2} \quad (3.6)$$

- overlaatformules
 - . volkomen overlaat

$$Q_p(t) = m.b'(t) \cdot 2/3 (2/3.g)^{1/2} \cdot (h_2(t) - h_m)^{3/2} \quad (3.7)$$

- . onvolkomen overlaat

$$Q_p(t) = m.b'(t) \cdot (2g)^{1/2} \cdot (h_p(t) - h_m) \cdot [h_2(t) - h_p(t)]^{1/2} \quad (3.8)$$

Hierin is:

- $Q_1(t)$ = aanvoerdebiet van de rivier bovenstrooms
- $Q_2(t)$ = afvoerdebiet van de rivier benedenstrooms
- $Q_p(t)$ = het debiet dat het gebied binnenstroomt
- C = constante van Chezy

(peilen t.o.v.
N.A.P.)

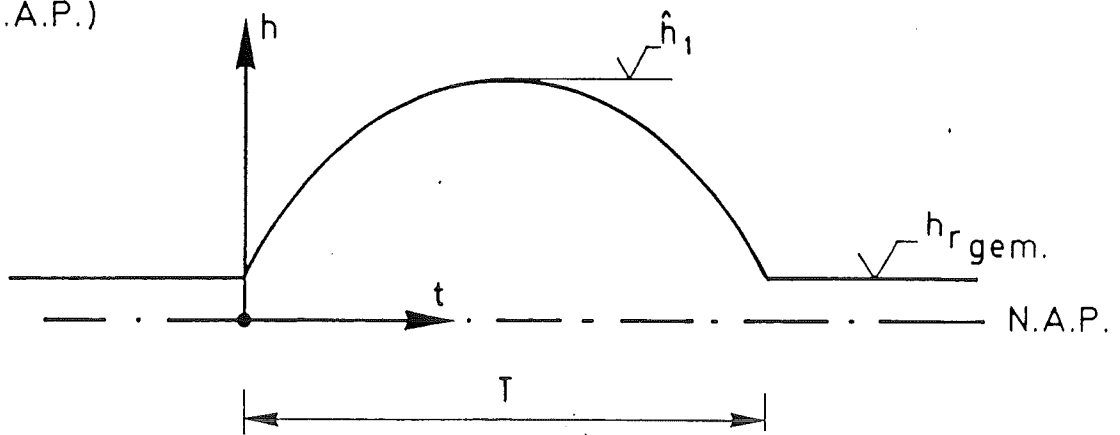


Fig. 3.6 Geschematiseerde vorm van de hoogwatergolf in het rivierengebied

- B = breedte van de rivier
 I = verhang
 $h_1(t)$ = waterstand (t.o.v. NAP) bovenstrooms
 $h_2(t)$ = waterstand (t.o.v. NAP) benedenstrooms en t.p.v. het stroomgat
 h_b = hoogteligging (t.o.v. NAP) van de rivierbodem
 m = afvoercoëfficiënt
 $b(t)$ = breedte van het stroomgat
 g = versnelling van de zwaartekracht
 h_m = hoogte (t.o.v. NAP) van het maaiveld waar de doorbraak plaatsvindt
 $h_p(t)$ = de inundatiewaterstand in het gebied (t.o.v. NAP)
 t = tijd gerekend vanaf begin hoogwater

Opgemerkt wordt dat over het traject waarop de afvoerformules (3.5) en (3.6) worden toegepast, de waarden van parameters C, B, I en h_b constant worden verondersteld.

Door invulling van (3.5), (3.6) en (3.7) of (3.8) in (3.4) is $h_2(t)$ op te lossen. Voor de situatie waarin de overlaat-onvolkomen is en dus (3.8) in (3.4) wordt ingevuld, is het noodzakelijk om in tijdstapjes steeds de inundatiewaterstand $h_p(t)$ te berekenen.

In het rivierengebied is de hoogwatergolf geschematiseerd tot een parabool. In figuur 3.6 is de golfvorm weergegeven. Vóór en na de waterstandsverhoging is gerekend met het gemiddelde rivierpeil $h_{r\text{gem}}$. Voor de waterstand geldt:

$$t \leq 0 \text{ en } t \geq T : h_1(t) = h_{r\text{gem}} \quad (3.9)$$

$$0 < t < T : h_1(t) = h_{r\text{gem}} + 4(\hat{h}_1 - h_{r\text{gem}}) \frac{t(T-t)}{T^2} \quad (3.10)$$

Tabel 3.1 Maatgevende hoogwaterstanden van km raai 947 t/m raai 988

km raai	MHW [m]	km raai	MHW [m]	km raai	MHW [m]
947	6,72 m ⁺	962	5,52 m ⁺	977	3,48 m ⁺
948	6,67	963	5,39	978	3,34
949	6,59	964	5,30	979	3,22
950	6,51	965	5,21	980	3,10
951	6,25	966	5,11	981	2,95
952	6,20	967	4,99	982	2,78
953	6,15	968	4,86	983	2,62
954	6,11	969	4,72	984	2,48
955	6,07	970	4,58	985	2,35
956	6,03	971	4,46	986	2,22
957	5,97	972	4,26	987	2,22
958	5,86	973	4,14	988	1,90
959	5,77	974	4,04		
960	5,68	975	3,83		
961	5,60	976	3,64		

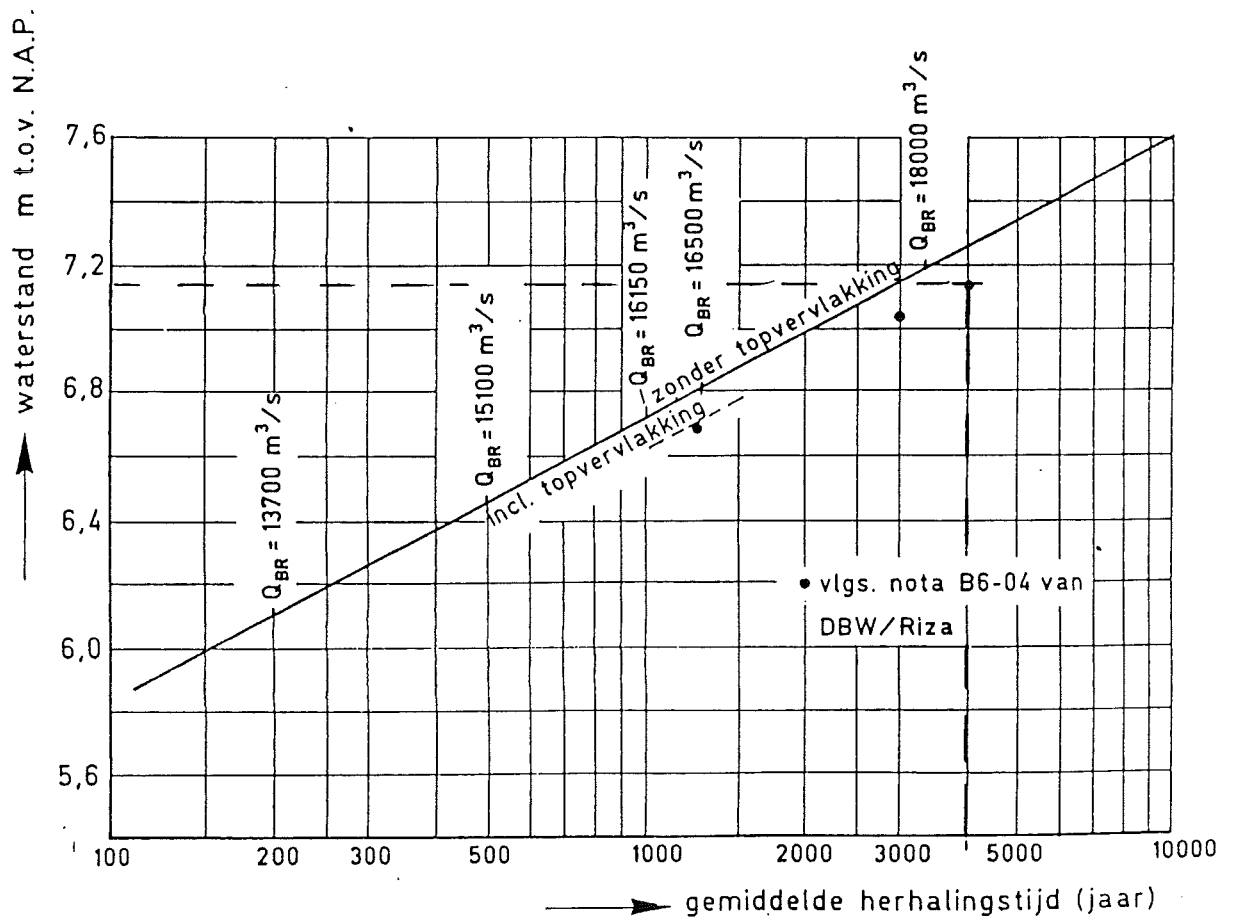


Fig. 3.7 Relatie tussen de waterstand en de gemiddelde herhalings-tijd bij Hogestein

Hierin is:

\hat{h}_1 = topwaterstand van de hoogwatergolf bovenstrooms
 T = duur van het hoogwater

Voor $h_1(t)$ en t wordt verwezen naar voorgaande verklaringen van symbolen.

Voor de parameters zijn de volgende waarden genomen:

a. Constante van Chezy

De constante van Chezy is ontleend aan [6]. Genomen is de waarde die hierin voor Hagestein is gegeven: $C = 55 \text{ m}^{1/2} \text{ s}^{-1}$

b. Verhang

Het verhang dat is genomen, behoort bij de maatgevende hoogwaterstanden (MHW-standen; frequentie $1/1250 \text{ jr}^{-1}$). In tabel 3.1 zijn deze standen gegeven voor de kilometerraaian 947 t/m 988. Deze informatie is verstrekt door de Dienst Binnenwateren/Riza te Arnhem. Voor het verhang is genomen: $I = 6.10^{-5}$.

c. Waterstanden en afvoeren

De volgende waarden, ontleend aan [6] en informatie van de Dienst Binnenwateren/Riza volgens figuur 3.7, zijn gebruikt.

overschr. frekw.	afvoer [m ³ /s]	waterstand [m t.o.v. NAP]	
		niet afgevlakt	afgevlakt
1 : 3330	3810	7,20	7,06
1 : 1250	3492	6,83	6,71

Er is gerekend met topvervlakking.

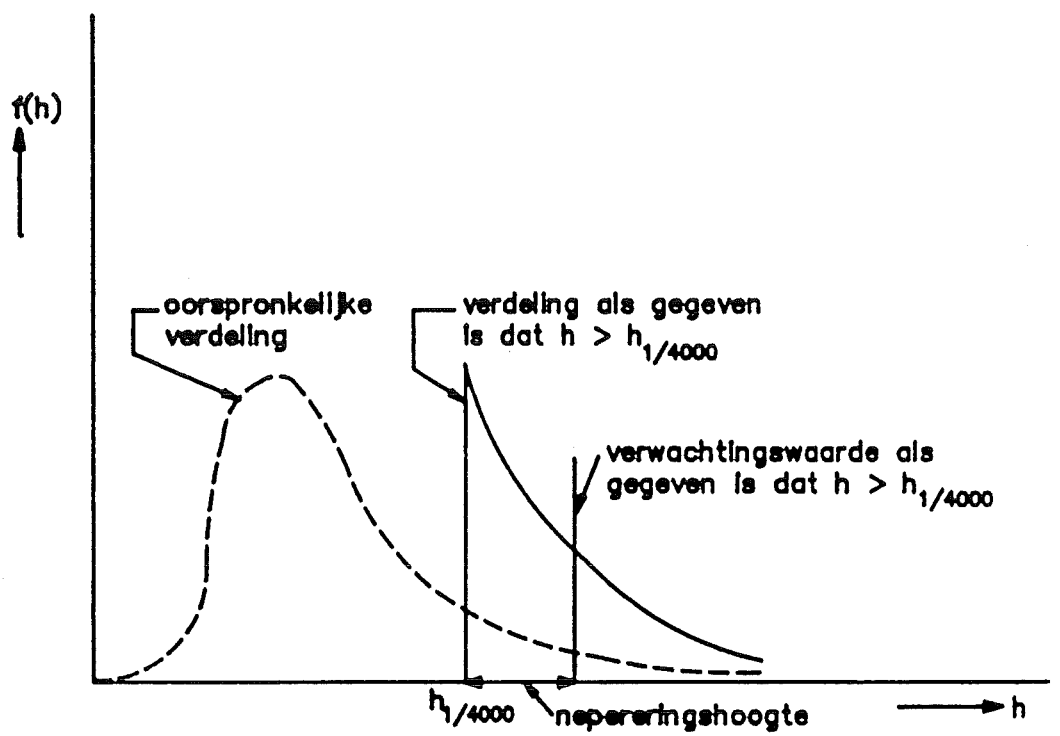


Fig. 3.8 Kansdichtheidsfunctie van h

Gegeven deze twee combinaties $\{Q_1, h_1\}$ en de waarden voor C en I kunnen m.b.v. (3.5) via oplossing van 2 vergelijkingen met 2 onbekenden, de waarden voor B en h_b worden bepaald:

$$B = 594 \text{ m}$$

$$h_b = 0,96 \text{ m}$$

Opgemerkt wordt dat dit zuiver rekenkundige waarden zijn voor een vervangende rivier met een rechthoekig doorstroomprofiel.

Via invullen van I, C, B en h_b gaat het verband (3.5) tussen $Q_1(t)$ en $h_1(t)$ over in:

$$Q_1(t) = 253(h_1(t) - 0,96)^{3/2} \text{ m}^3/\text{s} \quad (3.11)$$

Benedenstrooms geldt met index 2 dezelfde relatie.

d. Tijdstip van en waterstand bij doorbraak

In de berekeningen is aangenomen dat er een doorbraak optreedt als de maximale waterstand optreedt, dus op het tijdstip $t = T/2$. Voor T is 15 dagen genomen.

e. Topwaterstand

De topwaterstand \hat{h}_1 is gelijk genomen aan de waterstand met een overschrijdingsfrequentie van $1/4000$ per jaar, zijnde de vigerende veiligheidsnorm; numerieke waarden: $\hat{h}_1 = 7,15 \text{ m}$ (zie figuur 3.7) en $h_{r, \text{gem}} = 1,5$

m. Eigenlijk zou hier een waarde genomen moeten worden die de nepereeringshoogte daarboven ligt, of beter nog een reeks van waarden, ieder met hun eigen kans op voorkomen (zie figuur 3.8). Voor deze studie is dat gemakshalve niet gedaan. Verder zou een volgende iteratie moeten plaatsvinden als de resulterende maximaal aanvaardbare faalkans afwijkt van de waarde $1/4000$ per jaar.

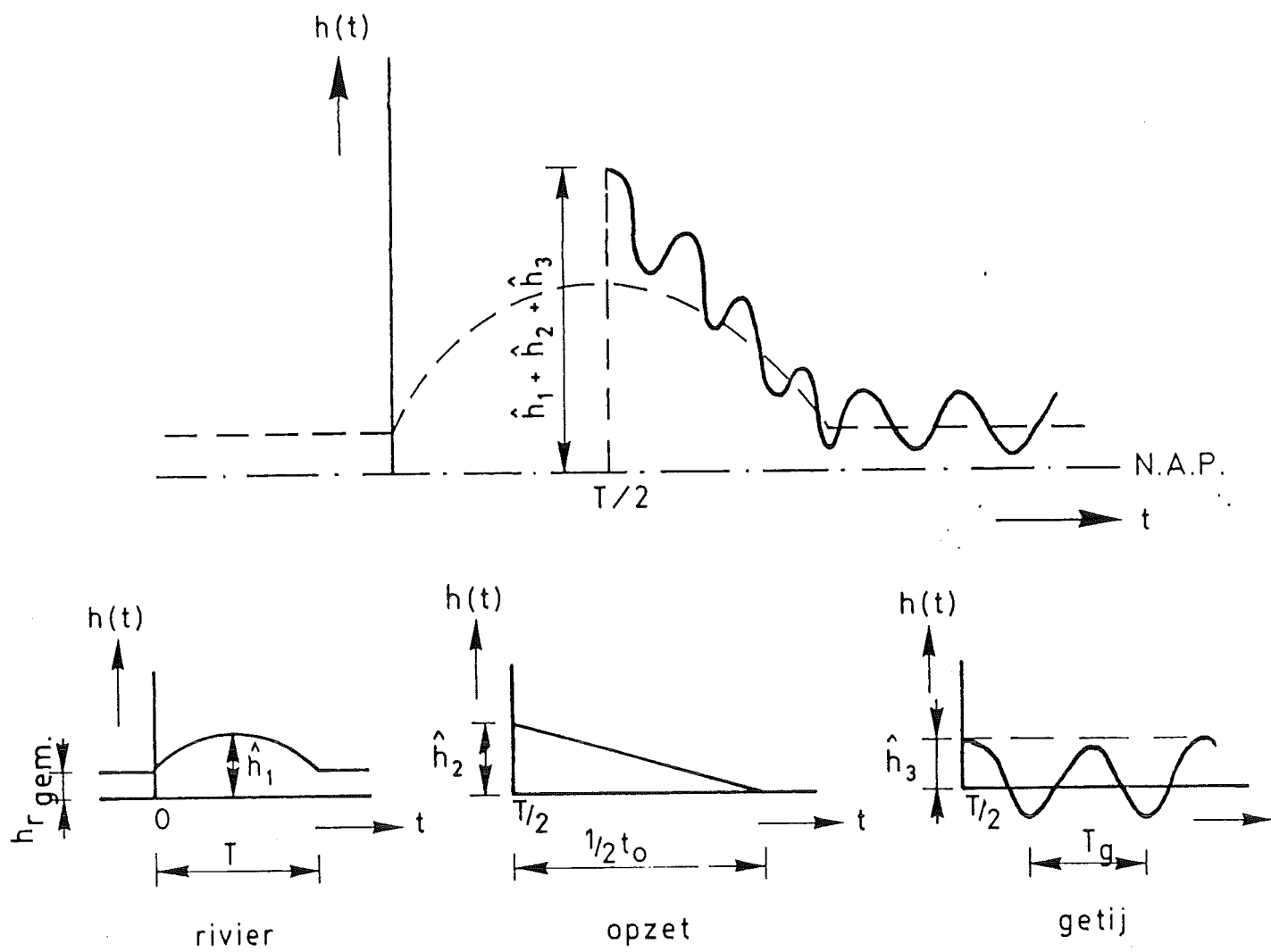


Fig. 3.9 Geschematiseerde vorm van de hoogwatergolf in het overgangsgebied

3.4 Inundatie vanuit het overgangsgebied

Voor de berekening van het binnenstromend debiet zijn dezelfde formules gehanteerd als voor het rivierengebied; formules (3.4) t/m (3.8).

De vorm van de hoogwatergolf wordt nu beïnvloed door de waterstand bij Hoek van Holland. De vorm van de golf en de wijze waarop de buitenwaterstand in rekening is gebracht, zijn in figuur 3.9 weergegeven voor de situatie dat de hoogwaters tegelijk optreden; met deze situatie is gerekend. De waterstand $h_1(t)$ is voor $T/2 < t < (T + t_0)/2$ berekend met:

$$h_1(t) = h_{r_{\text{gem}}} + 4(\hat{h}_1 - h_{r_{\text{gem}}}) \frac{t(T-t)}{T^2} + 2\hat{h}_2 \left(1 - \frac{t}{t_0}\right) + \hat{h}_3 \cos 2\pi \frac{t-T/2}{T_g} \quad (3.12a)$$

De eerste term, na het gelijkteken, geeft de gemiddelde rivierwaterstand, de tweede term de waterstand voor de hoogwatergolf op de rivier (zie formule 3.10). De derde term geeft de waterstandsverhoging door de storm (de opzet). De vierde term geeft het effect van de normale eb- en vloedwaterstanden. In de berekeningen is aangenomen dat de duur van de opzet t_0 kleiner is dan de duur van de hoogwatergolf T .

Voor $(T/2 + t_0/2) < t < T$ geldt voor $h_1(t)$:

$$h_1(t) = h_{r_{\text{gem}}} + 4(\hat{h}_1 - h_{r_{\text{gem}}}) \frac{t(T-t)}{T^2} + \hat{h}_3 \cos 2\pi \frac{t-T/2}{T_g} \quad (3.12b)$$

In het overgangsgebied zijn 4 plaatsen onderscheiden (zie hoofdstuk 2), nl:

- Jaarsveld
- Schoonhoven
- Gorinchem
- Sliedrecht

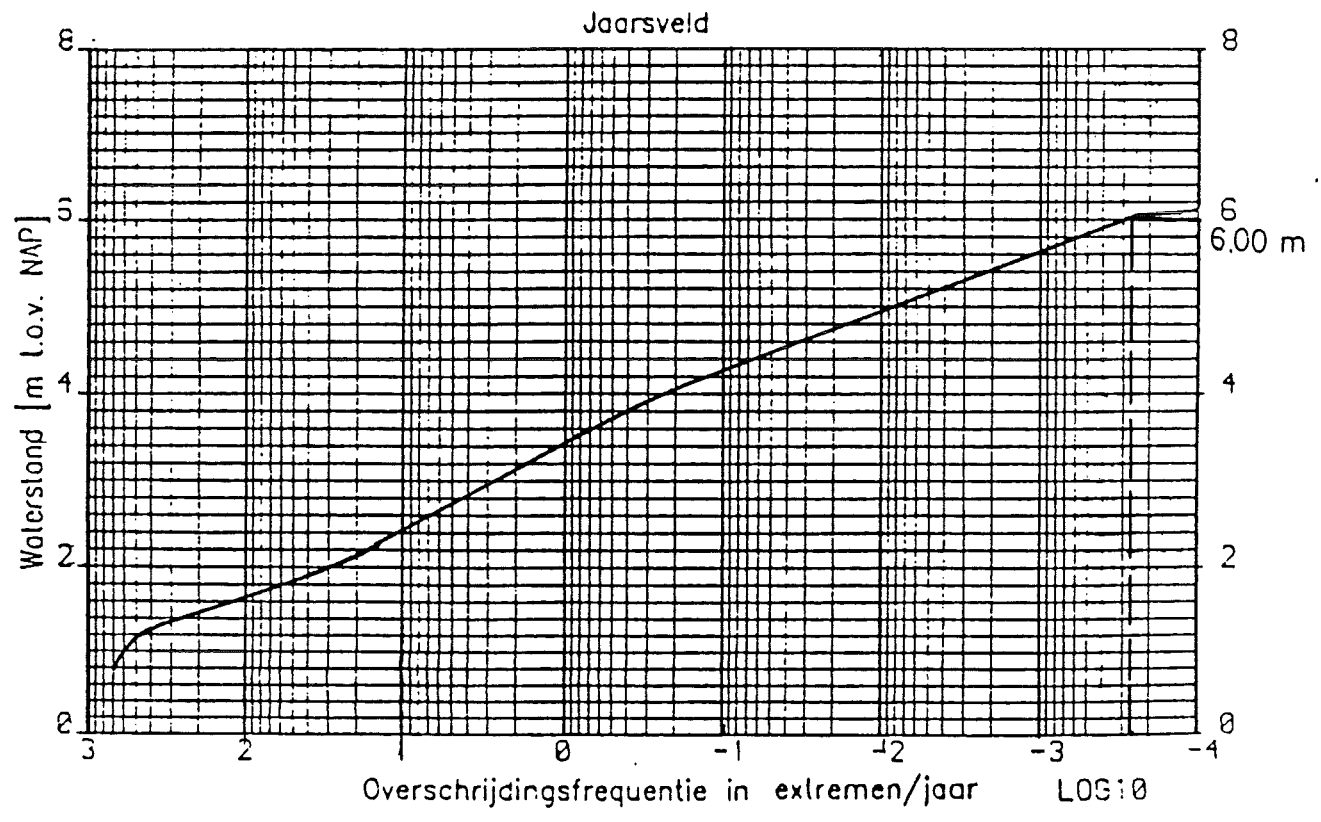
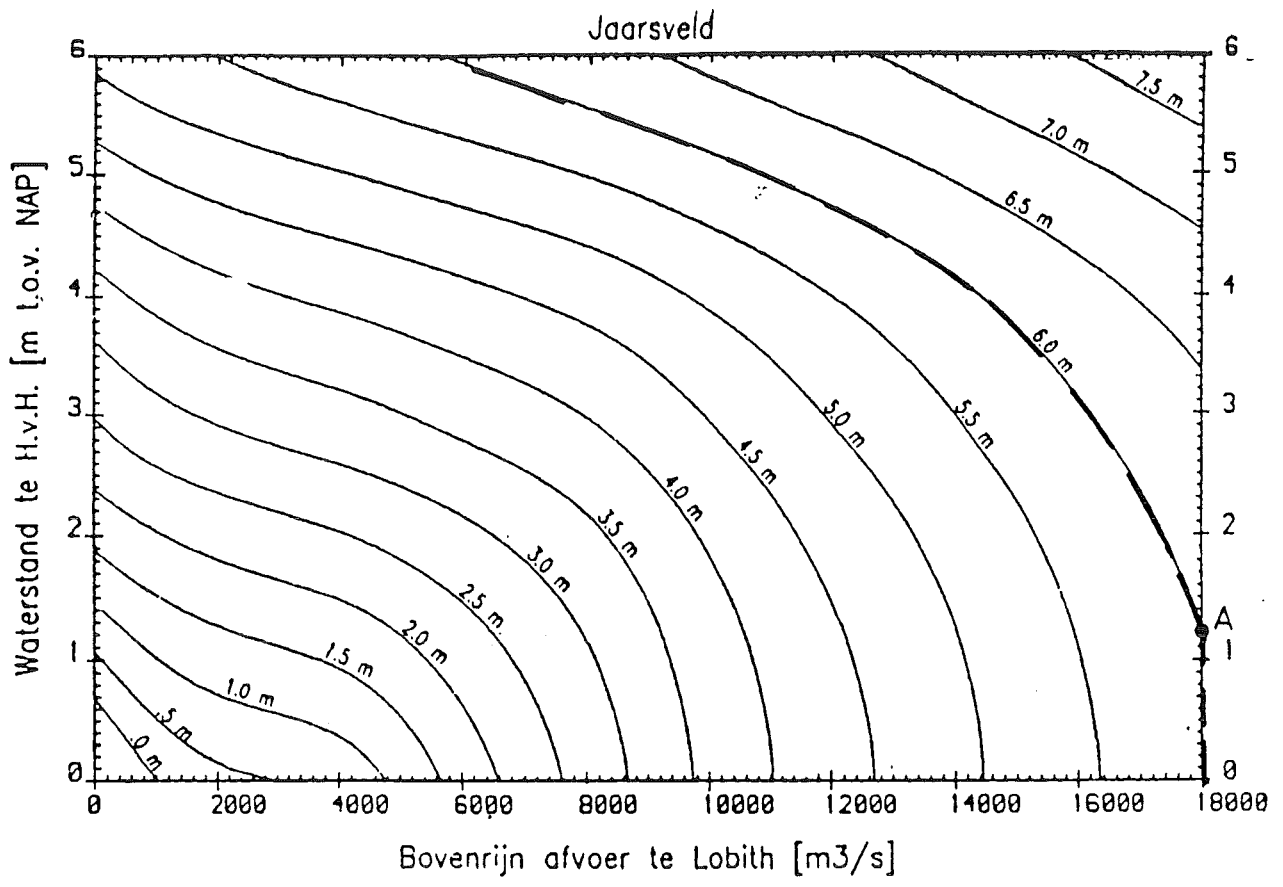


Fig. 3.10 Betrekkingslijnen en overschrijdingsfrequentielijn voor het station Jaarsveld

De betrekkinglijnen voor deze peilstations en de overschrijdingsfrequentielijnen zijn ontleend aan [6] en weergegeven in de figuren 3.10 t/m 3.13.

Voor de constanten in de formules (3.4) t/m (3.8) zijn de volgende waarden genomen:

a. Constante van Chezy

Voor de Lek is hiervoor op grond van [6] de waarde $53,7 \text{ m}^{1/2} \text{ s}^{-1}$ genomen; eveneens op grond van [6] is voor de Boven- en Beneden-Merwede gerekend met $55 \text{ m}^{1/2} \text{ s}^{-1}$.

b. Verhang

Op grond van tabel 3.1 is voor de Lek $I = 9 \cdot 10^{-5}$ genomen. Voor de Boven- en Beneden-Merwede is, op basis van informatie van RWS DBW/RIZA, $I = 16 \cdot 10^{-5}$ genomen.

c. Waterstand en afvoer

Op dezelfde wijze als dit voor het rivierengebied is gedaan, is ook voor het overgangsgebied de relatie bepaald tussen de rivierwaterstand en de afvoer. Voor het verband tussen $Q(t)$ en $h(t)$ is nu gevonden:

Lek (Jaarsveld, Schoonhoven):

$$Q(t) = 222 (h(t)+0,72)^{3/2} \text{ m}^3/\text{s} \quad (3.13a)$$

Boven-Merwede (Gorinchem):

$$Q(t) = 714 (h(t)-0,01)^{3/2} \text{ m}^3/\text{s} \quad (3.13b)$$

Beneden-Merwede (Sliedrecht):

$$Q(t) = 779 (h(t)+0,96)^{3/2} \text{ m}^3/\text{s} \quad (3.13c)$$

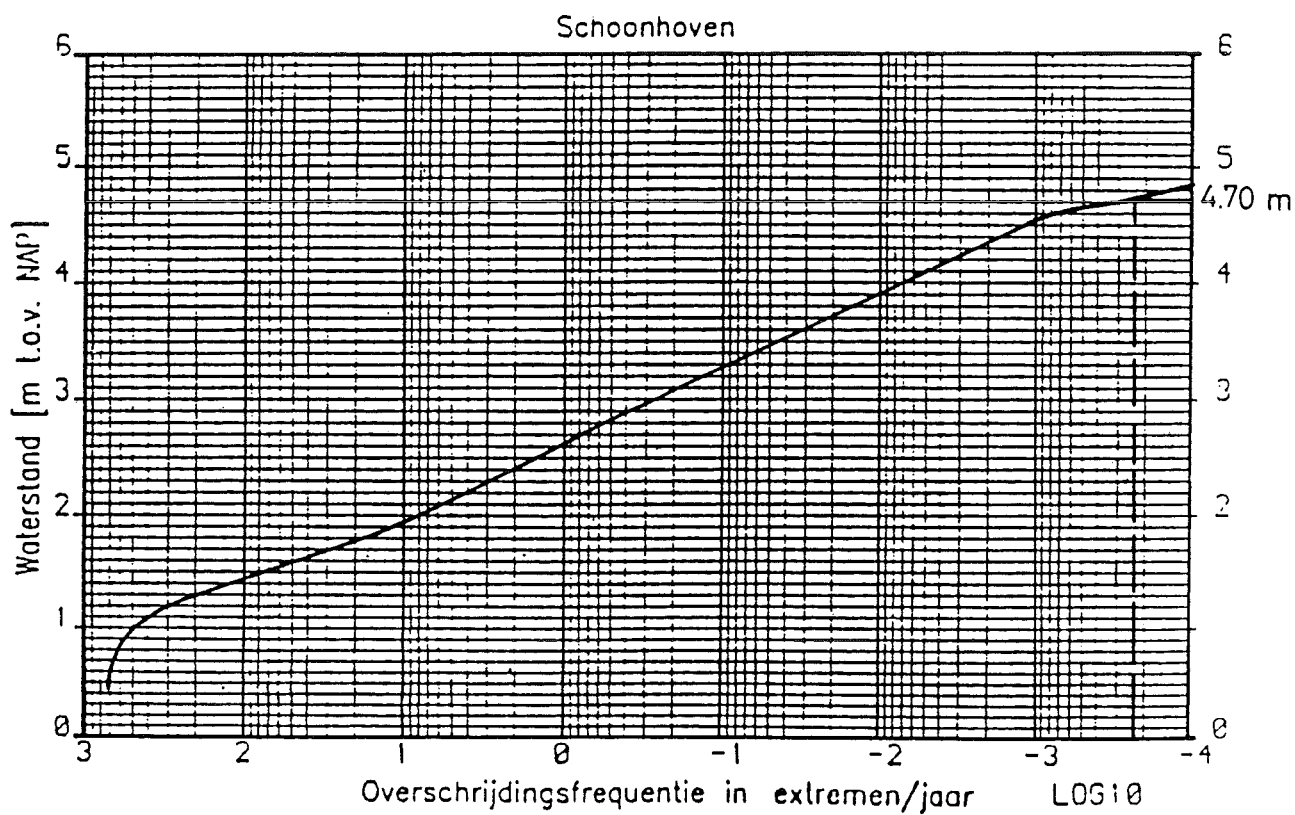
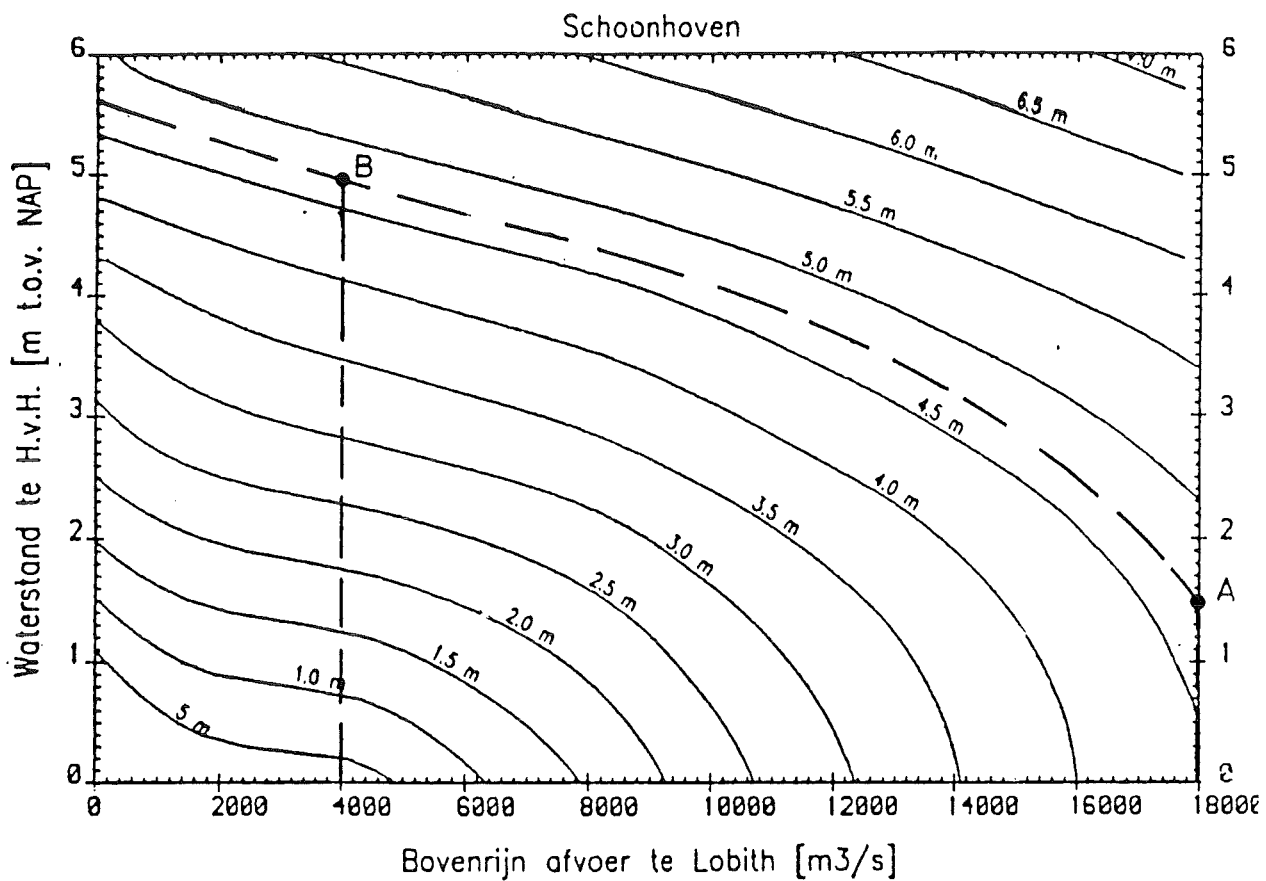


Fig. 3.11 Betrekkingslijnen en overschrijdingsfrequentielijn voor het station Schoonhoven

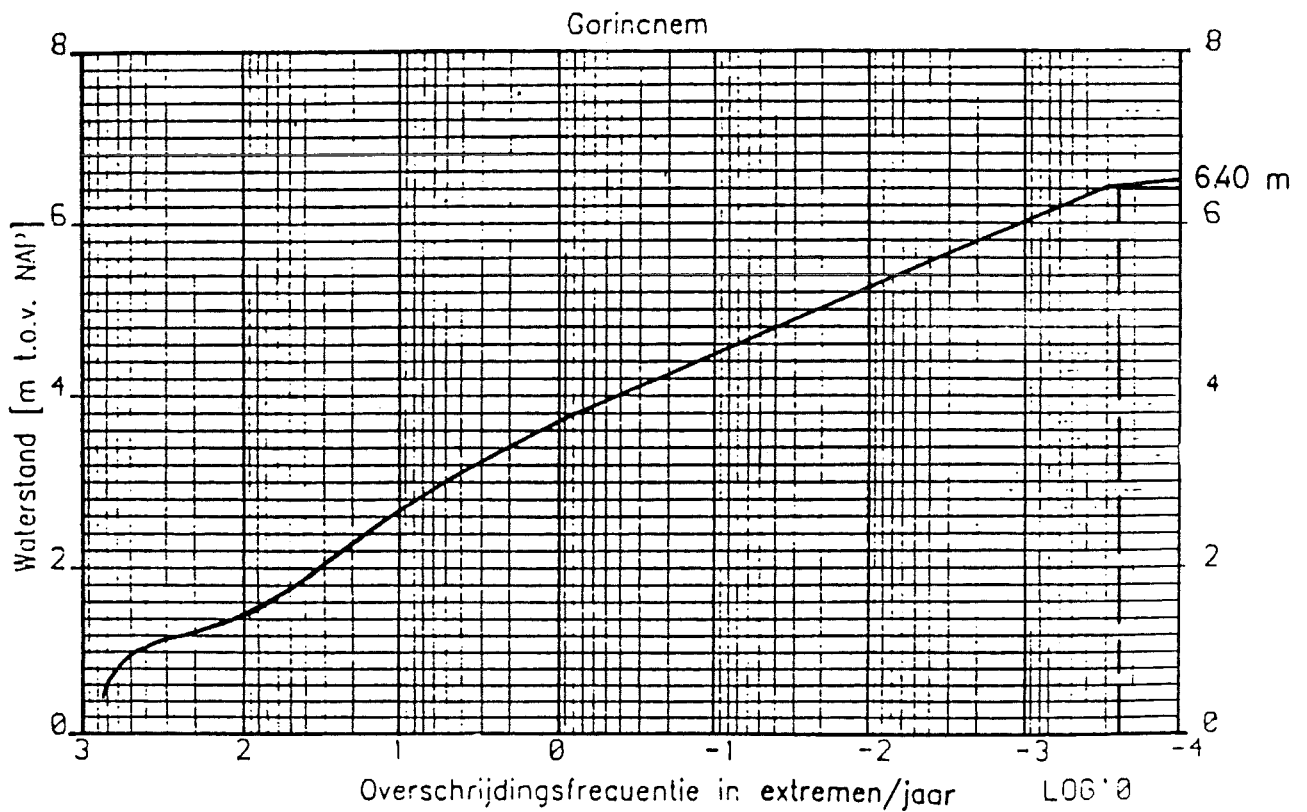
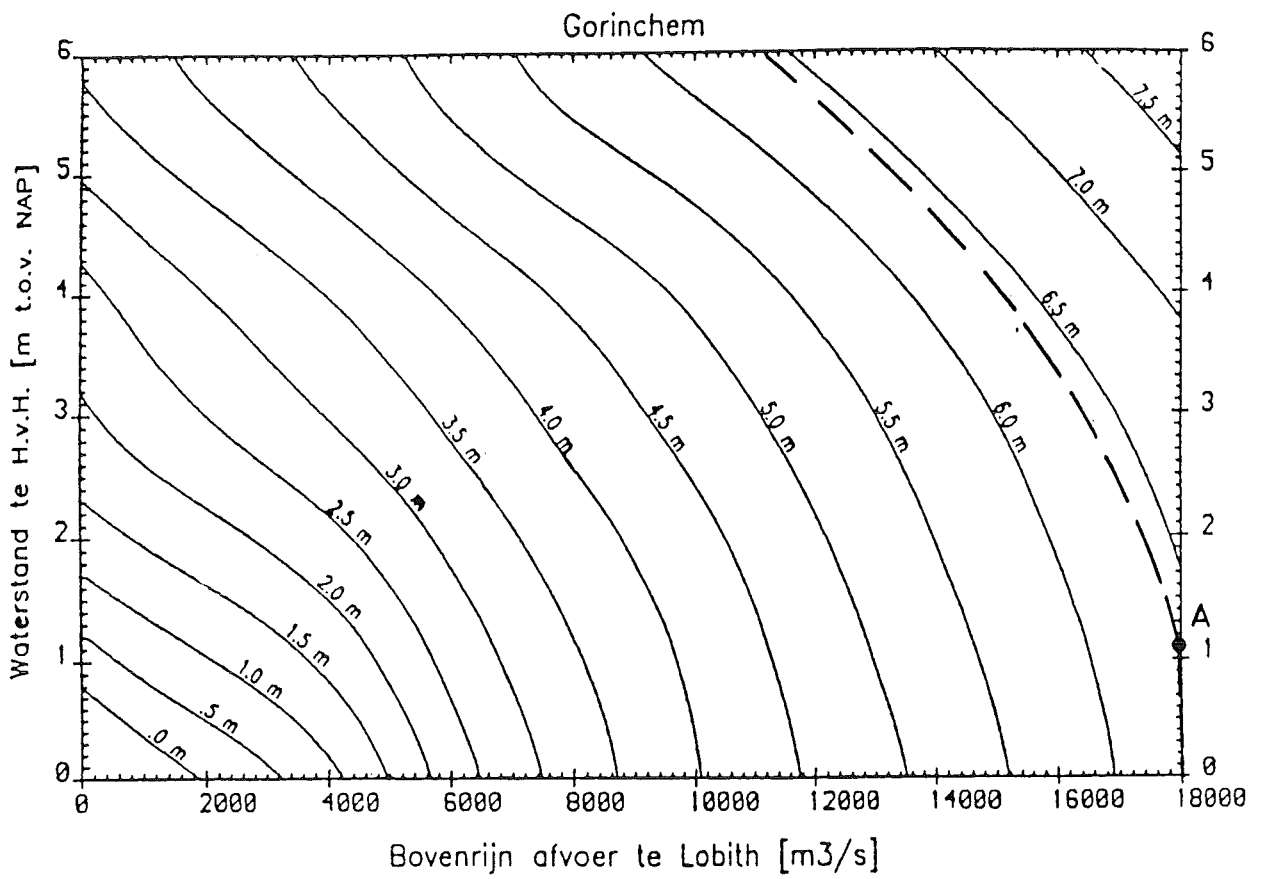


Fig. 3.12 Betrekkingslijnen en overschrijdingsfrequentielijn voor het station Gorinchem

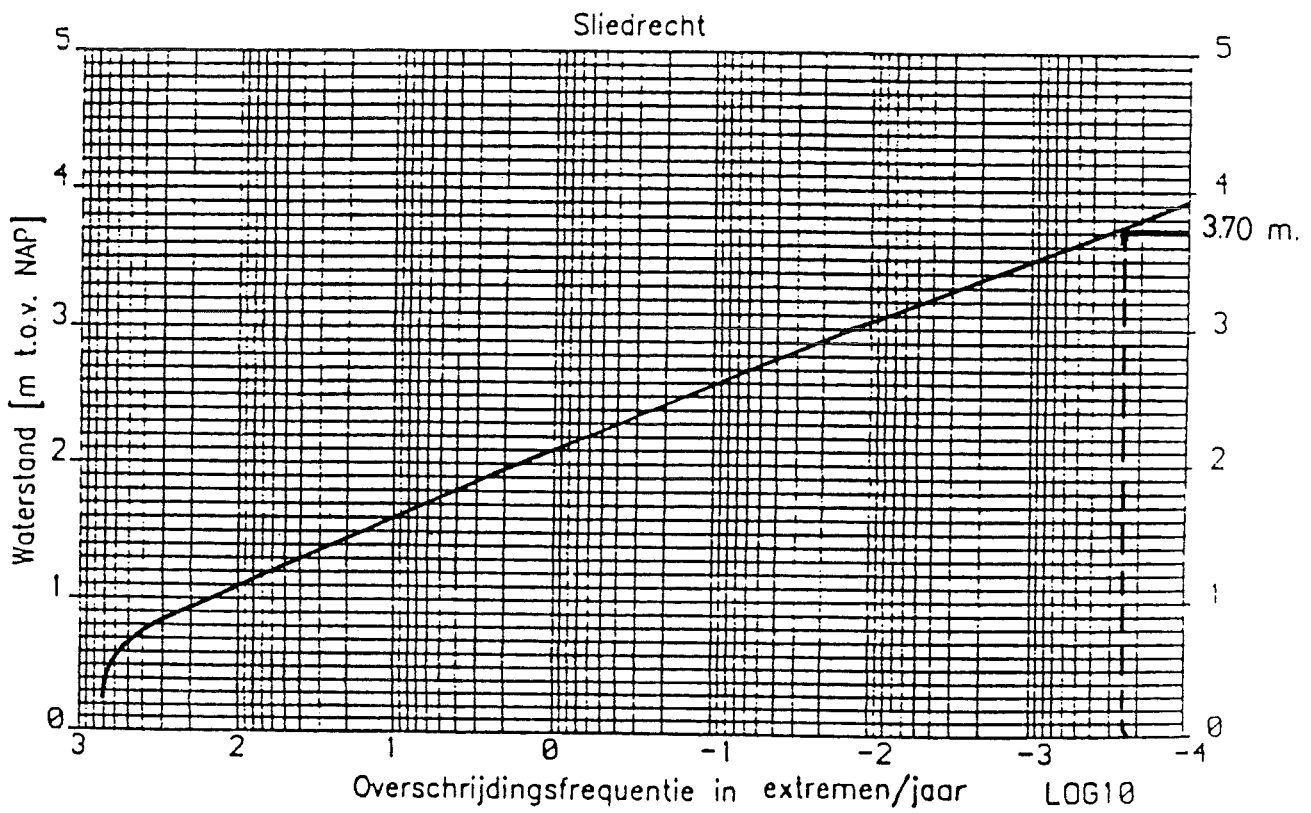
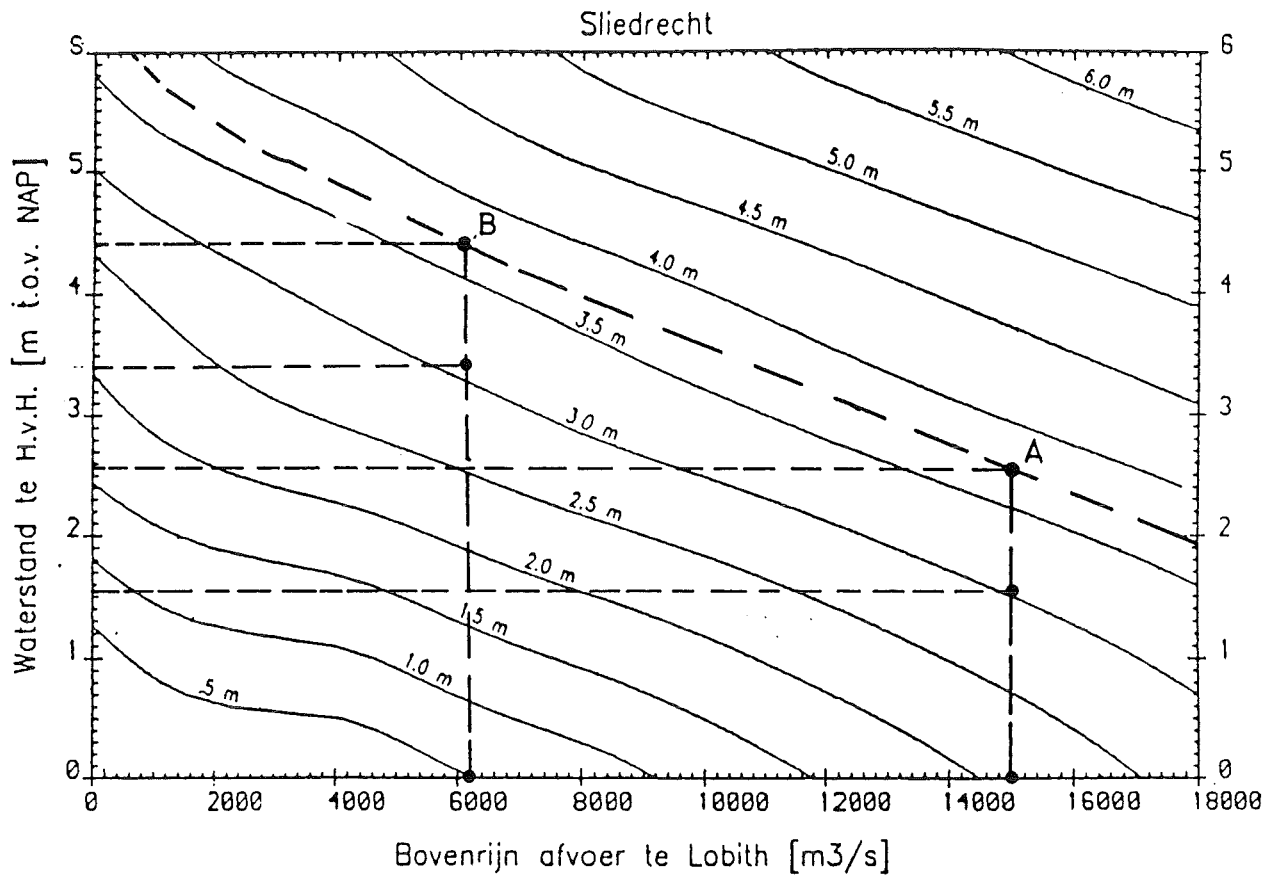


Fig. 3.13 Betrekkingslijnen en overschrijdingsfrequentielijn voor het station Sliedrecht

d. Tijdstip van en waterstand bij doorbraak

Aangenomen is dat de doorbraak op het tijdstip $t = T/2$ optreedt. De gegevens voor de kansdichtheidsfunctie van de opzetduur zijn ontleend aan [7]. Er is gekozen voor een driehoekig verloop van de opzet. De duur t_0 van de opzet is aangenomen op 40 uur, die een kans heeft van 36 % om overschreden te worden.

Voor T is weer 15 dagen genomen.

e. Waterstanden

De werkwijze in het overgangsgebied is gecompliceerder dan die in het rivierengebied. Bepaald moeten worden \hat{h}_1 , \hat{h}_2 en \hat{h}_3 (zie figuur 3.9). Uitgangspunt is dat de topwaterstand overeenkomt met een overschrijdingsfrequentie van 1/4000 per jaar. Voldaan moet dus worden aan:

$$h_{1/4000} = \hat{h}_1 + \hat{h}_2 + \hat{h}_3 \quad (3.12c)$$

Hierbij volgt $h_{1/4000}$ voor de verschillende plaatsen uit de figuren 3.10 t/m 3.13. Voor $h_{r_{\text{gem}}}$ zijn, afhankelijk van de locatie, de waarden NAP + 1,0 m en NAP + 0,6 m genomen. Verder is bekend dat het getij onder normale omstandigheden (geen stormopzet) een waterstandsvariatie geeft tussen c.q. NAP +1,0 m en NAP -0,6 m. Met dit gegeven en de betrekkinglijnen voor de diverse locaties, kunnen de waarden van \hat{h}_1 , \hat{h}_2 en \hat{h}_3 worden bepaald.

In feite dient een reeks combinaties van \hat{h}_1 , \hat{h}_2 en \hat{h}_3 meegenomen te worden met $h > h_{1/4000}$, gewogen naar de kans. We beperken ons in deze studie echter tot één punt of twee punten op de curve $h = h_{1/4000}$, zoals aangegeven in de figuren 3.10 t/m 3.13. Punt A vertegenwoordigt daarbij combinaties met een hoge of maximale rivierafvoer en (relatief) lage zeewaterstand. Punt B vertegenwoordigt een combinatie met een geringere rivierafvoer en een hogere zeewaterstand. Van de punten A en B hebben de punten A de grootste kans van voorkomen. Op grond van kansdichtheidslijnen van de combinaties van rivierafvoer en waterstand bij Hoek van Holland, zijn de volgende gewichten aan de punten A en B toegekend.

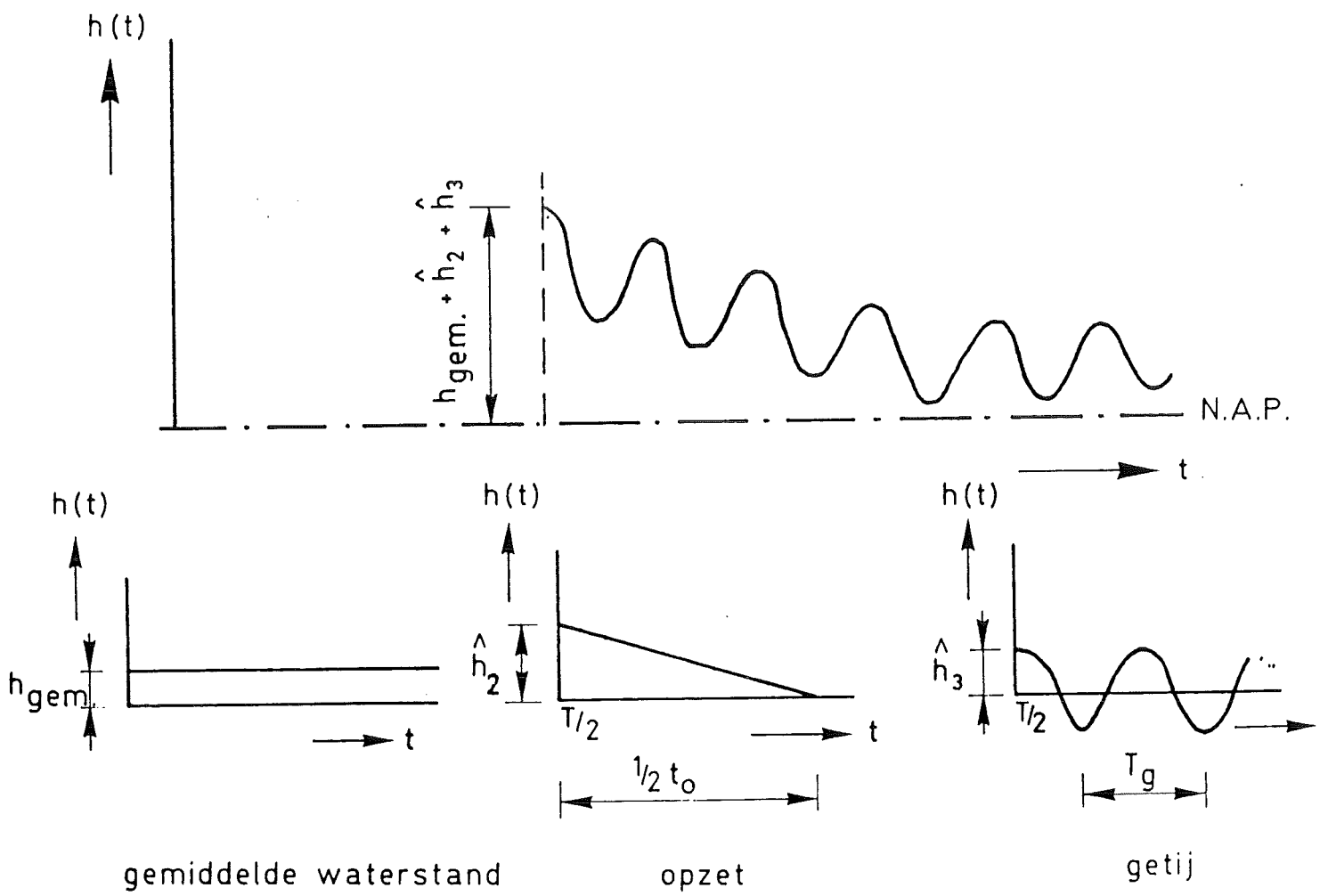


Fig. 3.14 Geschematiseerde vorm van het hoogwater in het deltagebied

- Jaarsveld: punt A 100 %
- Schoonhoven: punt A 67 %
punt B 33 %
- Gorinchem: punt A 100 %
- Sliedrecht: punt A 50 %
punt B 50 %

Hierna volgt een getallenvoorbeeld voor het station Sliedrecht (zie figuur 3.13):

$$h_{1/4000} = 3,7 \text{ m}$$

Combinatie met hoge rivierafvoer (punt A):

$$\begin{aligned} \hat{h}_{1/4000} &= (Q_{BR} = 15000 \text{ m}^3/\text{s} \text{ en } h_{HvH} = + 2,6 \text{ m NAP}) \\ \hat{h}_1 &= 2,10 \text{ m } (= h(Q_{BR} = 15000 \text{ m}^3/\text{s} \text{ en } h_{HvH} = \text{NAP})) \\ \hat{h}_3 &= 0,65 \text{ m } (= h_{1/4000} - \hat{h}(Q_{BR} = 15000 \text{ m}^3/\text{s} \text{ en } h_{HvH} = + 1,6 \text{ m NAP})) \\ \hat{h}_2 &= 0,95 \text{ m } (= h_{1/4000} - \hat{h}_1 - \hat{h}_3) \end{aligned}$$

Combinatie met hogere zeewaterstand (punt B):

$$\begin{aligned} \hat{h}_{1/4000} &= h(Q_{BR} = 6200 \text{ m}^3/\text{s} \text{ en } h_{HvH} = + 4,4 \text{ m NAP}) \\ \hat{h}_1 &= 0,50 \text{ m } (= h(Q_{BR} = 6200 \text{ m}^3/\text{s} \text{ en } h_{HvH} = \text{NAP})) \\ \hat{h}_3 &= 0,60 \text{ m } (\hat{h}_{1/4000} - \hat{h}(Q_{BR} = 6200 \text{ m}^3/\text{s} \text{ en } h_{HvH} = + 3,4 \text{ m NAP})) \\ \hat{h}_2 &= 2,60 \text{ m } (= \hat{h}_{1/4000} - \hat{h}_1 - \hat{h}_3) \end{aligned}$$

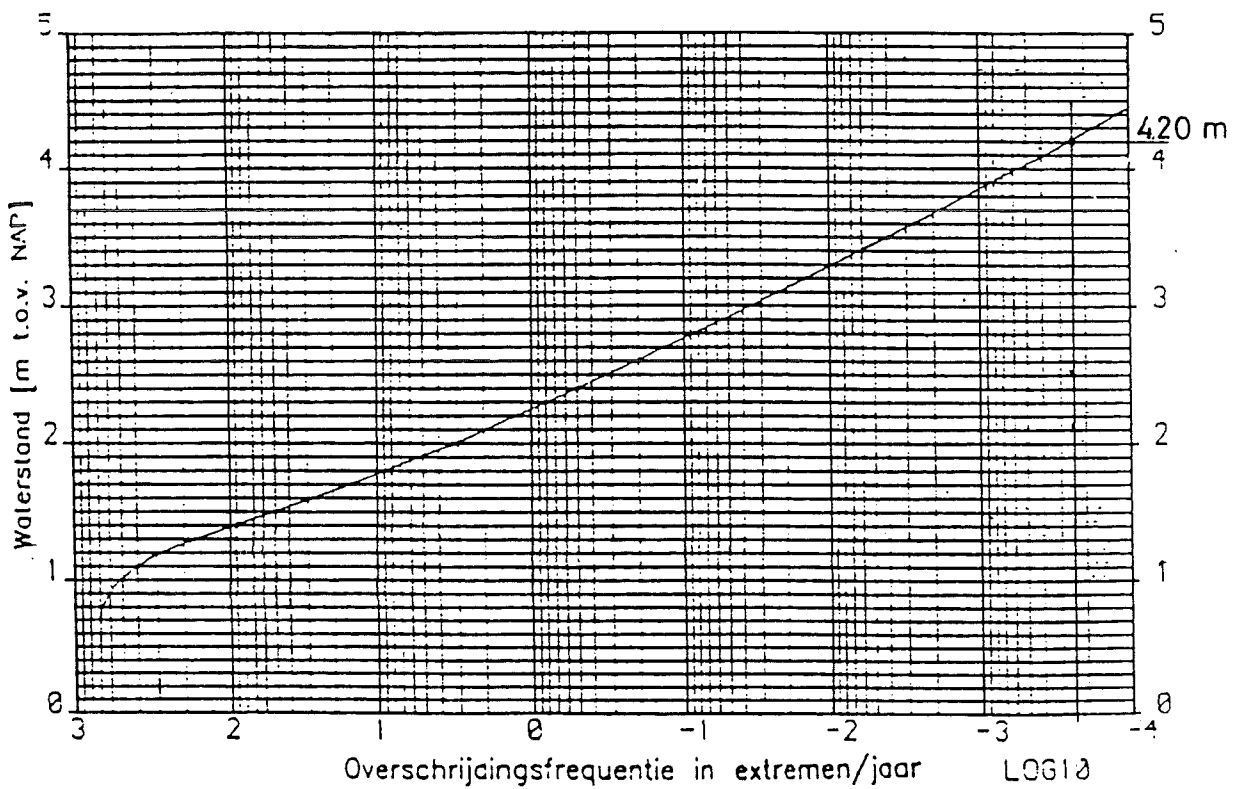
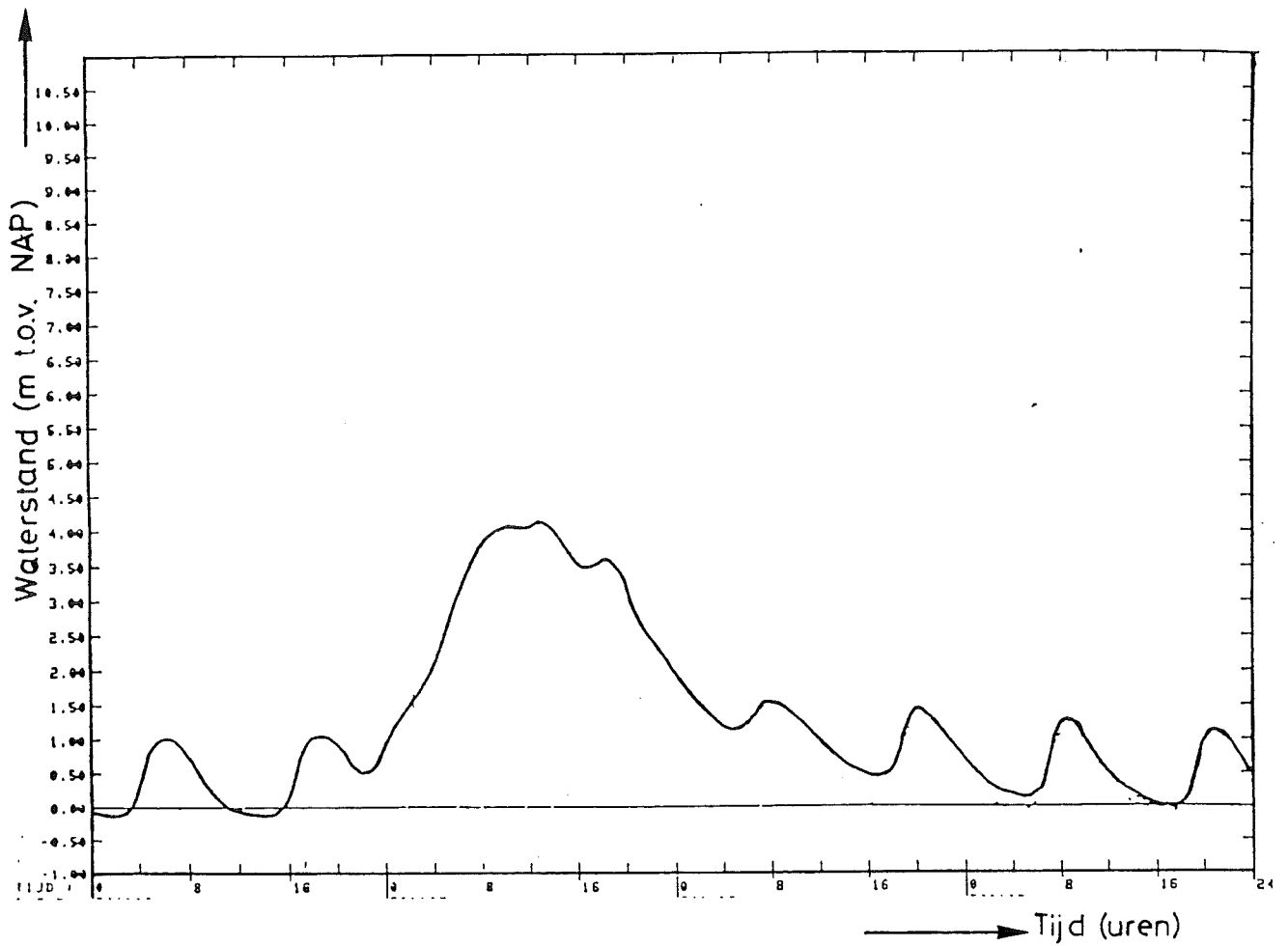


Fig. 3.15 Waterstandsverloop en overschrijdingsfrequentielijn in het deltagebied, station Krimpen a/d Lek

Samengevat voor alle station (in meters t.o.v. NAP)::

	h 1/4000	$h_{r \text{ gem}}$	bij hoge rivier- afvoer (Punten A)			bij hogere zeewa- terstand (Punten B)		
			\hat{h}_1	\hat{h}_2	\hat{h}_3	\hat{h}_1	\hat{h}_2	\hat{h}_3
Jaarsveld	6,0	1,0	5,80	0,05	0,15			
Schoonhoven	4,7	1,0	4,40	0,10	0,20	0,30	3,55	0,85
Gorinchem	6,4	0,6	6,30	0,05	0,05			
Sliedrecht	3,7	0,6	2,10	0,95	0,65	0,50	2,60	0,60

3.5 Inundatie vanuit het deltagebied

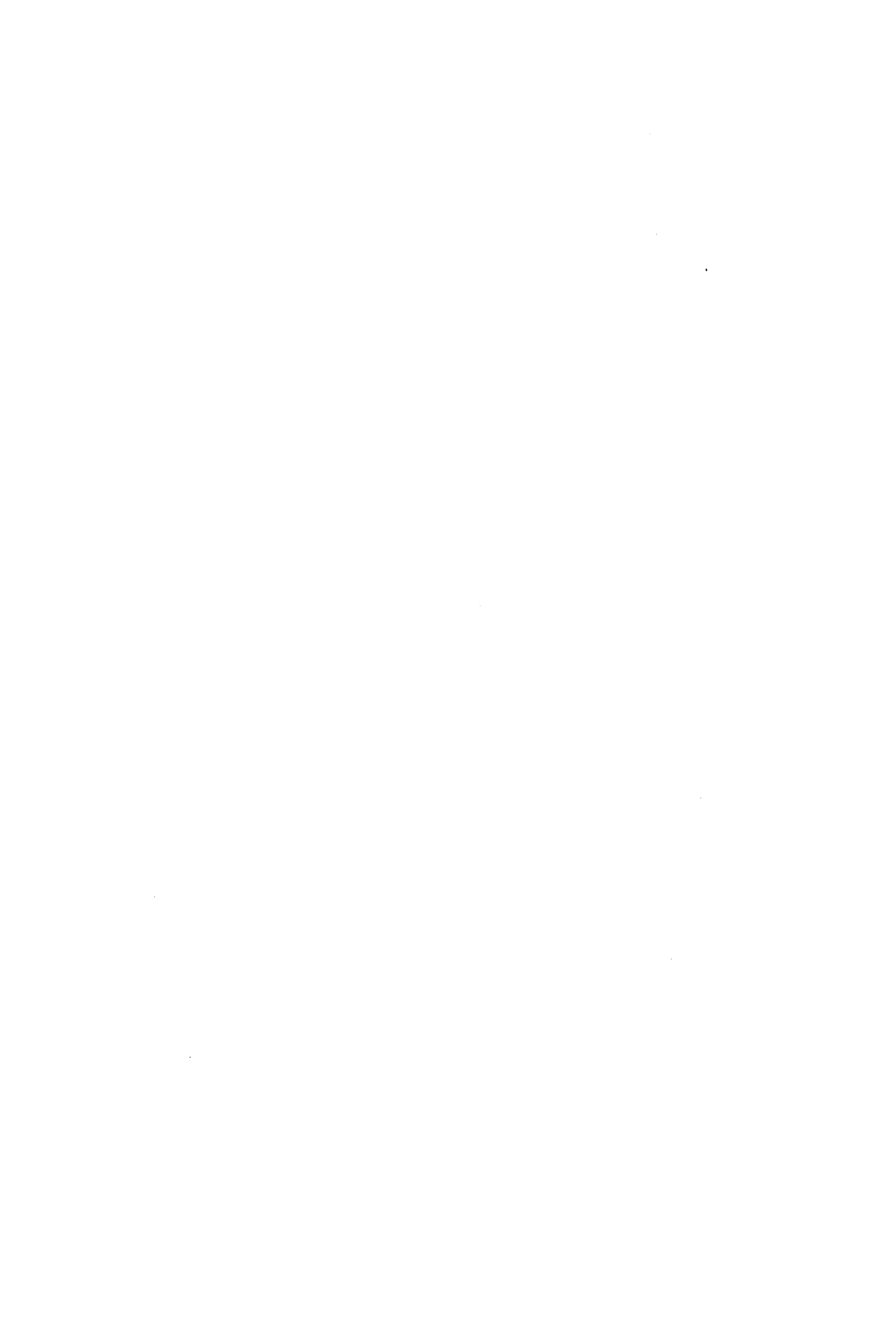
Voor de berekening van het binnenstromende debiet is gerekend met de waterstand bij het stroomgat. De waterstand wordt in feite dus opgelegd. In figuur 3.14 is de vorm van het hoogwater schematisch weergegeven. Aangenomen is dat de maximale waterstanden \hat{h}_2 en \hat{h}_3 tegelijkertijd optreden.

Voor $t_0/2 < t < t_0$ is de waterstand $h(t)$ bepaald met

$$h(t) = h_{\text{gem}} + 2 \hat{h}_2 \left(1 - \frac{t}{t_0}\right) + \hat{h}_3 \cos 2\pi \frac{t - t_0/2}{T_g} \quad (3.14a)$$

Hierin is h_{gem} de gemiddelde waterstand. De overige symbolen zijn reeds eerder verklaard. De laatste twee termen zijn gelijk aan die uit formule (3.12a) en hebben betrekking op de opzet en de normale eb- en vloedwaterstanden.

Voor $t > t_0$ geldt voor $h(t)$:



$$h(t) = h_{\text{gem}} + \hat{h}_3 \cos 2\pi \frac{t - t_0/2}{Tg} \quad (3.14b)$$

Voor de opzetduur t_0 is weer 40 uur genomen. Aangenomen is weer dat op het tijdstip van de maximale waterstand ($t = t_0/2$) de doorbraak optreedt. Het gekozen verloop van de waterstand is dat voor het station Krimpen a/d Lek en is weergegeven in figuur 3.15; in dezelfde figuur is de overschrijdingsfrequentielijn voor dit station gegeven. De informatie is afkomstig van DBW/RIZA. De waterstand die met een frequentie van 1/4000 per jaar wordt overschreden bedraagt NAP + 4,2 m. In de berekeningen is ingevoerd: $h_{\text{gem}} = 0,45$ m, $\hat{h}_2 = 3,15$ m en $\hat{h}_3 = 0,6$ m. Daarmee liggen alle hydraulische randvoorwaarden vast.

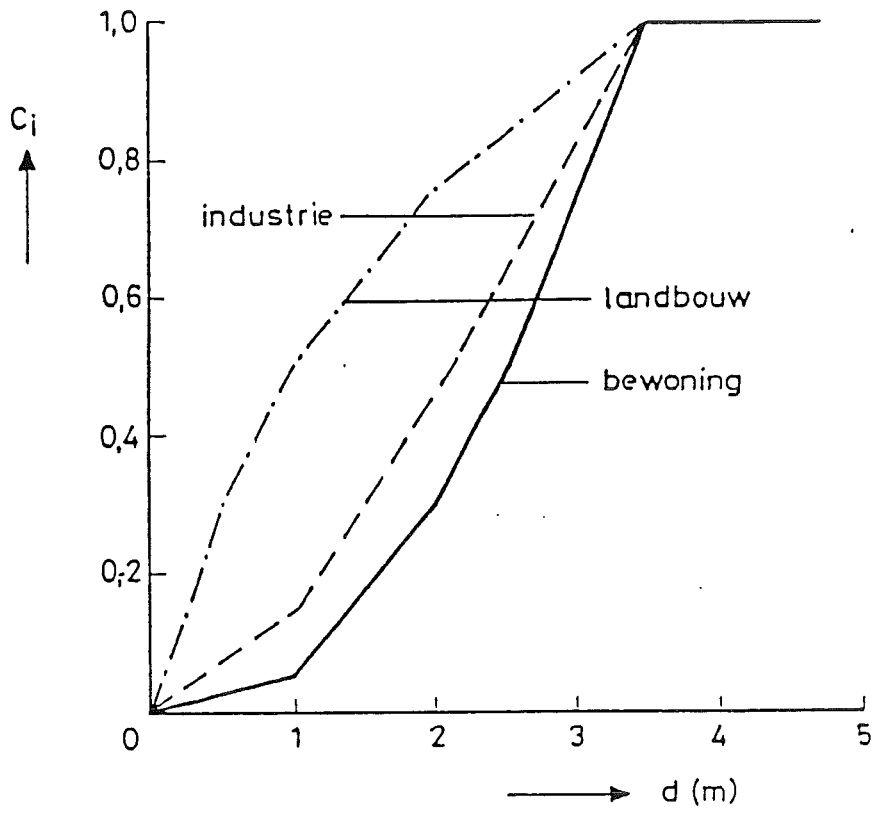


Fig. 4.1 Schadefactoren bij inundatie

4 REKENMODELLEN VOOR SCHADE EN SLACHTOFFERS

4.1 Modellen voor bepaling van de materiële schade

4.1.1 De formules

Bij de berekening van de materiële schade is aangenomen dat deze schade afhangt van de (maximale) inundatiediepte van een gebied. Andere inundatieparameters - als inundatieduur, stroomsnelheid en waterkwaliteit - zijn buiten beschouwing gelaten.

De schade per gebied of object is ook afhankelijk van de vervangingswaarde of het geïnvesteerde vermogen.

Voor de berekening van de schade is gebruik gemaakt van schadefactoren. Een schadefactor geeft het verband weer tussen de inundatiediepte en de mate van verwoesting en varieert in principe tussen 0 en 1.

De schade S_i (voor goederencategorie i) volgt uit de formule:

$$S_i = S_{i,max} C_i(d) \quad (4.1)$$

Hierin is:

$S_{i,max}$ = de maximaal mogelijke schade aan goederencategorie i (de schade bij zeer grote inundatiediepte)

$C_i(d)$ = de schadefactor (als functie van de goederencategorie i en de inundatiediepte d van een bepaald gebied)

In figuur 4.1 zijn schematisch enkele schadefactoren gegeven.

Per bodemniveau zijn de volgende formules gebruikt.

Goederen waarvoor de schade per oppervlakte-eenheid wordt gegeven:

Tabel 4.1 Het bodemgebruik als functie van het niveau

bodem-niveau	land-bouw	recre-atie	stede-lijk gebied	indus-trie-gebied	(spoor) wegen en water	totaal
-1,50 m	4.800	150	-	35	300	5.285
-1,00 m	10.200	300	450	47	100	11.097
-0,50 m	8.615	300	450	38	500	9.903
0,00 m	4.455	150	1.100	10	800	6.515
+0,50 m	1.115	-	100	55	750	2.020
+1,00 m	1.115	-	150	55	200	1.465
+1,50 m	-	300	-	-	150	450
+2,00 m	-	-	195	-	150	345
+2,50 m	-	-	50	150	50	250
+3,00 m	-	-	170	-	-	170
Totaal	30.300	1.200	2.665	335	3.000	37.500

(oppervlaktes in ha.)

$$S = A \sum_{i=1}^n \alpha_i S_{i.\max} C_i(d) \quad (4.2)$$

Hierin is:

- A = oppervlakte van het beschouwde bodemniveau
 α_i = fractie van de oppervlakte dat in gebruik is voor categorie i
 $S_{i.\max}$ = maximale schade aan categorie i
 $C_i(d)$ = schadefactor

Goederen waarvan de schade per object wordt gegeven:

$$S = \sum_{j=1}^m N_j S_{j.\max} C_j(d) \quad (4.3)$$

Hierin is:

- N_j = aantal objecten van type j
 $S_{j.\max}$ = maximale schade aan object van type j
 $c_j(d)$ = schadefactor

4.1.2 Oppervlaktes en bodemgebruik

De totale oppervlakte van het gebied bedraagt 37.500 ha (375 km²).

Per te onderscheiden bodemniveau is de aard van het bodemgebruik in tabel 4.1 weergegeven. Het gebruik van de bodem is voor:

a. landbouw	30.300 ha (81%)
b. wegen en spoorwegen	3.000 ha (8%)
c. stedelijk gebied	2.665 ha (7%)
d. recreatie	1.200 ha (3%)
e. industrie	335 ha (1%)
totaal	<hr/> 37.500 ha (100%)

Tabel 4.2 Aantallen woningen, boerderijen, en inwoners per bodemniveau in de niet-stedelijke gebieden

bodem-niveau	aantal woningen c.q. boerderijen		totaal aantal	aantal inwoners
	eengez. woning	boerderij		
-1,50 m	457	400	857	2.571
-1,00 m	1.400	600	2.000	6.000
-0,50 m				
0,00 m	1.000	400	1.400	4.200
+0,50 m	500	500	1.000	3.000
+1,00 m	200	50	250	750
+1,50 m	200	50	250	750
+2,00 m				
+2,50 m				
+3,00 m				
totaal	3.757	2.000	5.757	17.271

Tabel 4.3 Aantallen woningen en woningsoort per bodemniveau in de stedelijke gebieden

bodem niveau	aantal woningen per soort				totaal aantal
	eengezinsw.	laagbouw	middel-hoogbouw	hoogbouw	
-1,50 m					
-1,00 m	15.001	2.393	953	606	18.953
-0,50 m	8.849	766	616	624	10.855
-0,00 m	5.478	1.985	1.158	900	9.521
+0,50 m	1.509	76			1.585
+1,00 m	4.514	200	200		4.914
+1,50 m	1.500				1.500
+2,00 m	4.885	242	22		5.149
+2,50 m	400				400
+3,00 m	2.750	600			3.350
Totaal	44.886	6.262	2.949	2.130	56.227

Tabel 4.4 Aantallen kilometers wegen en spoorwegen per bodemniveau

bodem-niveau	aantal kilometers wegen en spoorwegen		
	rijkswegen	overige wegen	spoorwegen
-1,50 m	18	152	10
-1,00 m	17	335	13
-0,50 m	2	286	3
0,00 m	9	174	6
+0,50 m	5	39	
+1,00 m	5	38	
+1,50 m		9	
+2,00 m		6	
+2,50 m		6	
+3,00 m		5	
Totaal	56	1.050	32

4.1.3 Woningen en boerderijen in de niet-stedelijke gebieden

In tabel 4.2 is per bodemniveau aangegeven wat de aantallen woningen en boerderijen zijn in de niet-stedelijke gebieden.

Het totaal bedraagt:

a. woningen	3.737 stuks
b. boerderijen	2.000 stuks
	<hr/>
totaal	5.737 stuks

4.1.4 Woningen in de stedelijke gebieden

In tabel 4.3 is per bodemniveau het aantal woningen weergegeven in de stedelijke gebieden en de onderverdeling naar soort. Over het totale gebied bedragen de aantallen:

a. eengezinswoningen	44.886 stuks
b. laagbouwoningen	6.262 stuks
c. middelhoogbouwoningen	2.949 stuks
d. hoogbouwoningen	2.130 stuks
	<hr/>
totaal	56.227 stuks

4.1.5 Wegen en spoorwegen

In tabel 4.4 is per bodemniveau het aantal kilometers aan wegen en spoorwegen vermeld. Voor wat wegen betreft, is nog onderscheid gemaakt tussen rijkswegen en overige wegen. Voor het gehele gebied is geïnventariseerd:

a. rijkswegen	56 km
b. overige wegen	1.050 km
c. spoorwegen	32 km

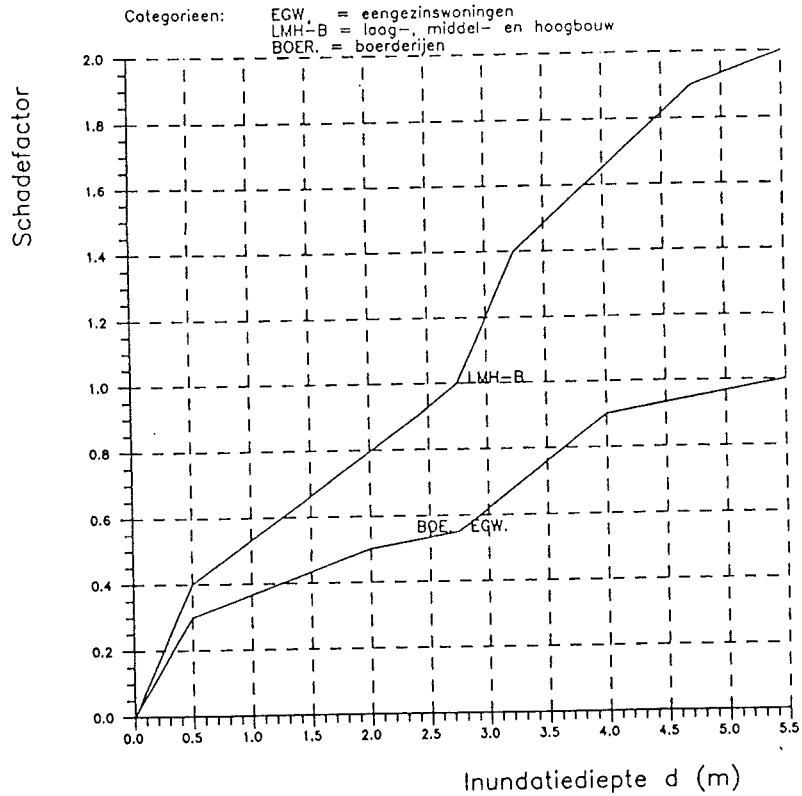


Fig. 4.2 Schadefactor als functie van de inundatiediepte (eengezinswoningen, boerderijen en laag-, middel- en hoogbouw)

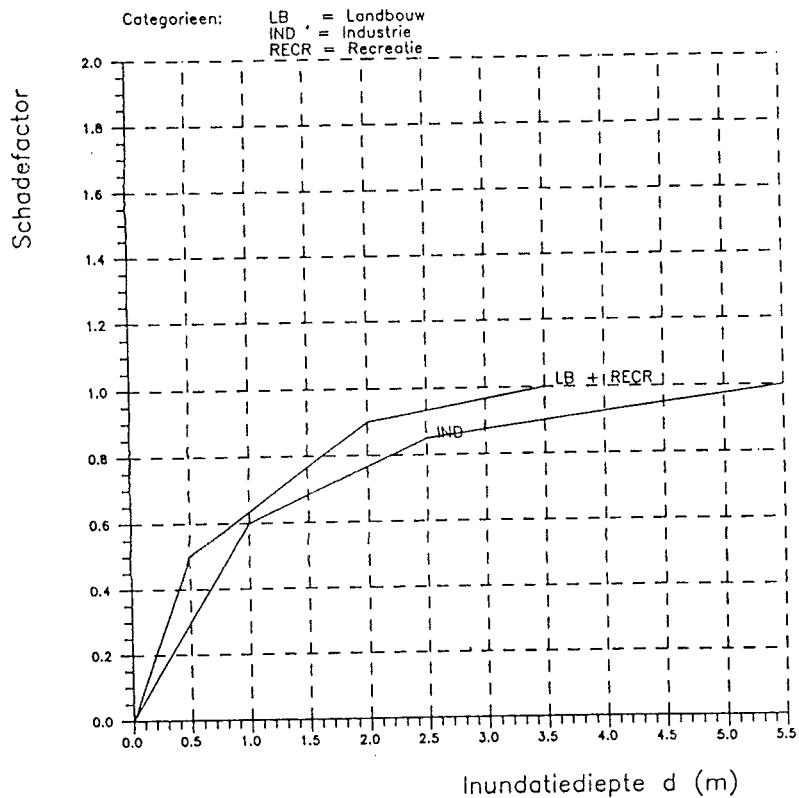


Fig. 4.3 Schadefactor als functie van de inundatiediepte (landbouw, industrie en recreatie)

4.1.6 Overige goederencategorieën

Van de overige goederencategorieën, zoals die van openbare nutsbedrijven, bemalingsinrichtingen, dijken, kaden, etc., is alleen de maximale schade bekend; zie 4.1.7.

4.1.7 De maximale schade

De maximale schade aan de goederen, die ontstaat bij een grote inundatiediepte, is in bijlage I weergegeven.

Hierna volgt een resumé van de bedragen:

1. Eengezinswoningen	fl.	152.000.-
2. Laag-, middel- en hoogbouwoningen	fl.	132.000.-
3. Boerderijen	fl.	192.000.-
4. Landbouw	fl.	15.600.-/ha
6. Industrie	fl.	1.500.000.-/ha
7. Recreatie	fl.	1.600.-/ha
8. Rijkswegen	fl.	1.000.000.-/km
9. Overige wegen	fl.	200.000.-/km
10. Spoorwegen	fl.	750.000.-/km
11. Drinkwatervoorziening	fl.	8.000.000.- (totaal)
12. Elektriciteitsvoorziening	fl.	200.000.000.- (totaal)
13. Gasvoorziening	fl.	30.000.000.- (totaal)
14. Telecommunicatie	fl.	280.000.000.- (totaal)
15. Gemalen	fl.	6.000.000.- (totaal)
16. Vervoersmiddelen	fl.	10.000.-/voertuig
17. Hoofdwatergangen	fl.	20.000.000.- (totaal)
18. Boezemkaden	fl.	5.000.000.- (totaal)

Het totaal geïnvesteerd vermogen dat door inundatie verloren kan gaan, bedraagt ca. 20 miljard gulden.

4.1.8 De schadefactoren

De schadefactoren die gehanteerd zijn, zijn in de figuren 4.2 t/m 4.7 getekend. Bij het bepalen van deze factoren is met name gekeken naar de schadefactoren die door Penning-Rowse en Chatterton [8] gegeven zijn.

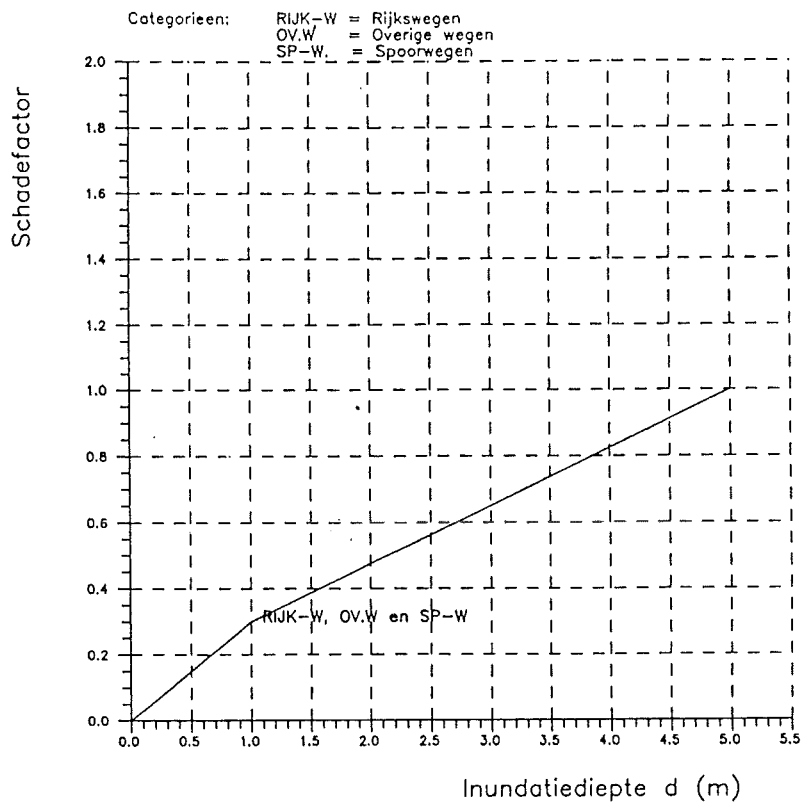


Fig. 4.4 Schadefactor als functie van de inundatiediepte (rijkswegen, spoorwegen en overige wegen)

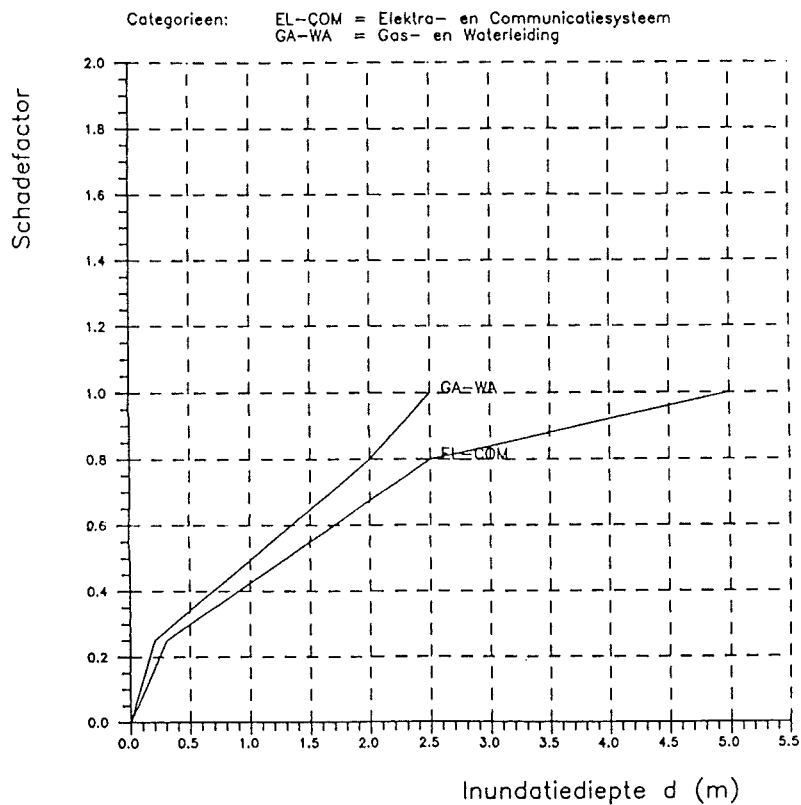


Fig. 4.5 Schadefactor als functie van de inundatiediepte (elektra- en communicatiesysteem, gas- en waterleiding)

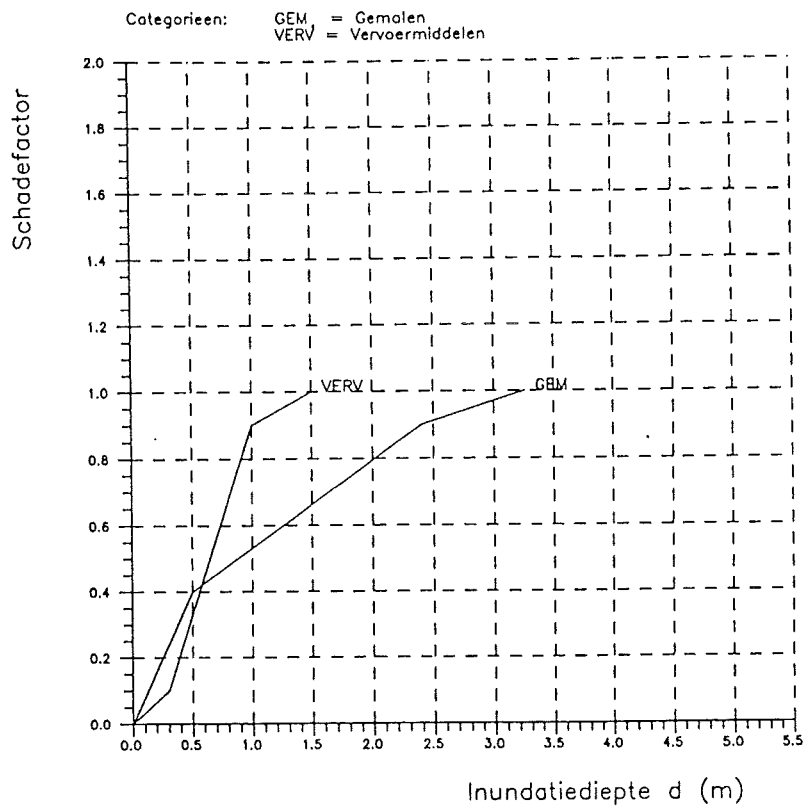


Fig. 4.6 Schadefactor als functie van de inundatiediepte (gemalen en vervoermiddelen)

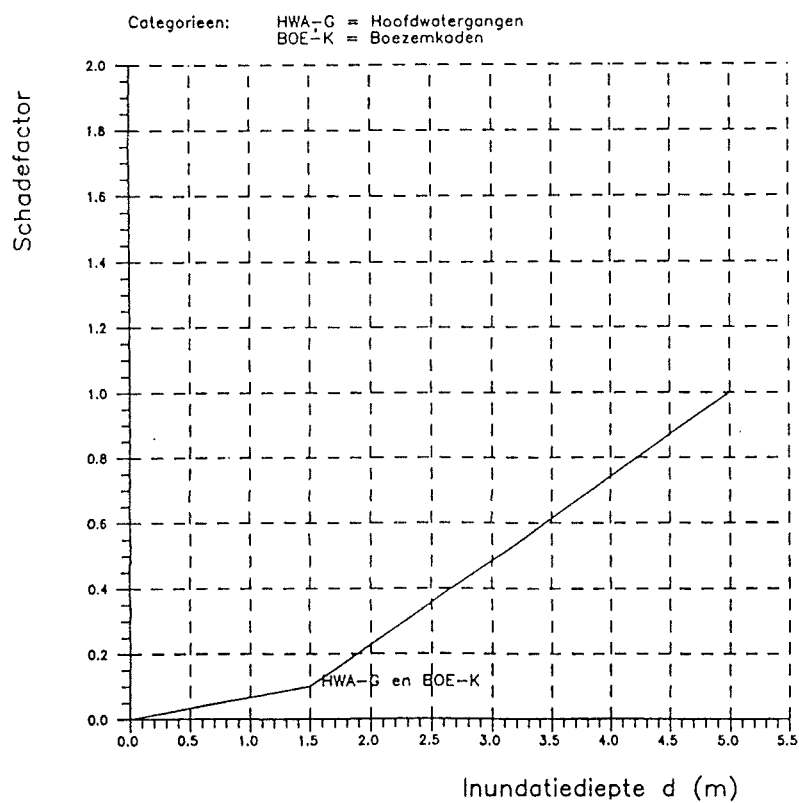
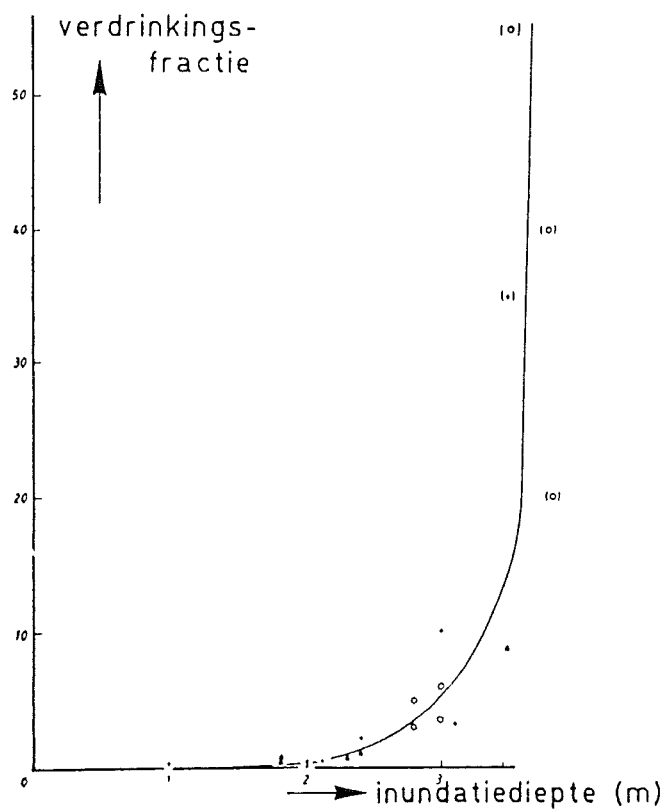


Fig. 4.7 Schadefactor als functie van de inundatiediepte (hoofdwatergangen en boezemkaden)



o gemeenten op Schouwen-Duiveland
 + gemeenten op Goeree-Overflakkee
 Δ gemeenten niet op deze eilanden.

Fig. 4.8 Verdrinkingsfactor bij de stormvloed van 1-2-'53

Ook zijn factoren gebruikt die aan de watersnoodramp van 1953 zijn ontleend [9].

Opgemerkt wordt dat bij meerlagenwoningen de schadefactor waarden groter dan 1,0 kan krijgen, omdat een tweede woonlaag onder water kan komen te staan.

Over de schadefactoren, waarmee de schade aan nutsinstallaties wordt berekend, zijn weinig gegevens te vinden.

4.2 Model voor bepaling van het aantal slachtoffers

4.2.1 De formule

De berekening van het aantal slachtoffers verloopt vrijwel analoog aan die van de materiële schade. Per bodemniveau bedraagt het aantal slachtoffers:

$$D = \sum_{k=1}^1 N_k C_k(d) \quad (4.4)$$

Hierin is:

N_k = aantal inwoners in woningtype k
 $C_k(d)$ = verdrinkingsfactor

In figuur 4.8 is de verdrinkingsfactor gegeven die is afgeleid uit de watersnoodramp in 1953. In 4.2.3 is aangegeven welke modificaties hierop in de studie zijn aangebracht.

Tabel 4.5 Aantallen inwoners per woningsoort en bodemniveau in de stedelijke gebieden

bodem-niveau	aantal inwoners per woningsoort				totaal aantal
	eenge-zinsw.	laag-bouw	middel-hoogbouw	hoog-bouw	
-1,50 m					
-1,50 m	42.900	6.700	2.668	1.696	53.964
-0,50 m	25.777	2.144	1.724	1.747	31.392
0,00 m	16.338	5.588	3.242	2.520	27.688
+0,50 m	4.325	212			4.537
+1,00 m	13.509	560	560		14.629
+1,50 m	4.500				4.500
+2,00 m	13.678	677	61		14.416
+2,50 m	1.120				1.120
+3,00 m	8.250	1.680			9.930
Totaal	130.397	17.561	8.255	5.963	162.176

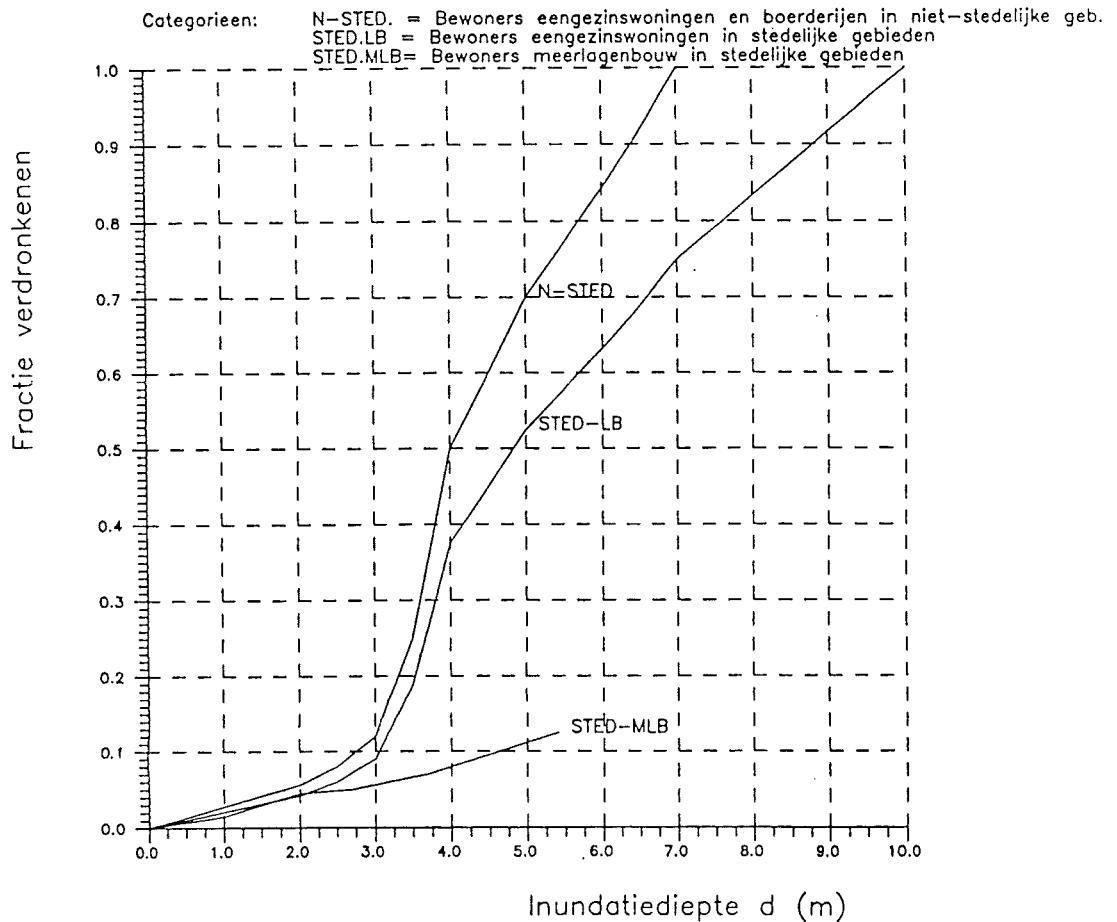


Fig. 4.9 Verdrinkingsfactor als functie van de inundatiediepte

4.2.2 Inwonersaantallen

In tabel 4.5 is per bodemniveau het aantal inwoners gegeven in de stedelijke gebieden, onderverdeeld naar woningsoort. Over het gehele gebied bedragen deze aantallen:

a. eengezinswoningen	130.397
b. laagbouwoningen	17.561
c. middelhoogbouwoningen	80.255
d. hoogbouwoningen	5.963
	<hr/>
totaal	162.176

Het aantal inwoners in de niet-stedelijke gebieden bedraagt 17.271; zie tabel 4.2.

In totaal praten we dus over 180.000 inwoners voor de gehele dijkkring.

4.2.3 De verdrinkingsfactoren

Voor de bepaling van het aantal slachtoffers is op de in figuur 4.8 weergegeven verdrinkingsfactor een modificatie uitgevoerd.

Er is namelijk onderscheid gemaakt tussen inwoners van:

- eengezinswoningen en boerderijen in de niet stedelijke gebieden;
- eengezinswoningen in de stedelijke gebieden;
- meergezinswoningen in de stedelijke gebieden.

Dit onderscheid is gemaakt om aan te geven dat er verschillen zijn in vluchtmogelijkheden naar hoger gelegen gebieden.

In figuur 4.9 zijn de verdrinkingsfactoren grafisch weergegeven.

In feite hebben we hier te maken met een zeer ingewikkeld probleem. Rivierhoogwaters zijn in principe goed voorspelbaar en bewoners kunnen dus gewaarschuwd worden. Hoe men daarop zal reageren is echter een open



vraag. Veel bewoners zullen zeker pas op het laatste moment besluiten weg te gaan. De filevormig op de wegen laat zich dan raden. Het gaat bovendien niet alleen om de Alblasserwaard, maar om een groot aantal dijkringen in de bedreigde gebieden. Waar gaat iedereen heen? is er een evacuatieplan?

Zodra er eenmaal een inundatie is, doen zich weer andere vragen voor. Velen hebben de gelegenheid om naar hoger gelegen woonetages te verhuizen. Maar hoe verder? Is er voedsel, water, elektriciteit, gas, medische hulp? Afhankelijk van de weersomstandigheden zullen mensen sterven door onderkoeling, voedsel-, drank- of medicijntekort. Zijn er rampenplannen? Hoe snel zijn steden als Papendrecht of Sliedrecht geëvacueerd bij een overstroming? Hoeveel ongunstiger zijn de omstandigheden bij inundatie uit zee (in combinatie met storm en lage temperatuur) dan bij inundatie uit de rivier? Veel vragen dus waarop op dit moment weinig antwoorden zijn te geven. Een goede analyse van overstromingen die zich de laatste tijd hebben voorgedaan in de wereld, verdient daarom duidelijk aanbeveling. Op dit moment kunnen we weinig anders doen dan ons baseren op de gegevens van 1953, daarop in redelijkheid een aantal modificaties aanbrengen en vervolgens de gevoeligheid van deze parameters nagaan.

Tabel 5.1 Betekenis en waarden van de variabelen

Variabele	Omschrijving	Waarde
$P_{d f}$	Kans dat iemand overlijdt, gegeven een inundatie	(tabel 5.3)
β^*	Beleidsfactor tussen 0.1 en 10	0.3
N	Aantal dijkringen	40
N^a	Het aantal personen dat aan gevaar is blootgesteld	180000
k	Risico-aversie-parameter	2
β	Nepereringshoogte van de waterstand	0.38 m
I'	Kosten per eenheid van dijkverhoging	(tabel 5.2)
r'	Reële rentevoet	0.02 jr^{-1}
g	Groeivoet van de economie	0.005 jr^{-1}
s	Bedrag voor de waarde van een mensenleven	f 1000000,-
S	Materiële schade (tabel 5.3)	

5 REKENRESULTATEN

5.1 Nadere uitwerking van de criteria

In dit hoofdstuk zullen de criteria uit hoofdstuk 2 nader worden uitgewerkt. De drie criteria worden achtereenvolgens behandeld voor een inundatie vanuit het rivierengebied, het overgangsgebied en het deltagebied. Aangenomen wordt dat de drie gebieden statistisch onafhankelijk zijn.

De faalkansen per gebied voor de criteria "persoonlijk risico" en "maatschappelijk risico" moeten voor de totale Alblasserwaard en de Vijfheerenlanden gesommeerd worden over de drie regimes (zie hoofdstuk 2.3). De formules worden daarmee achtereenvolgens:

(1) Persoonlijk aanvaardbare kans (per jaar)

$$3P_f < \frac{\beta * 10^{-4}}{P_{d|f}}$$

(2) Maatschappelijk aanvaardbare kans (per jaar)

$$\sqrt{(3P_f)} < \frac{100 \beta * \sqrt{N_a}}{k P_{d|f} N_p}$$

(3) Het economische criterium (kans per jaar)

$$P_f < \frac{\beta I'(r'-g)}{P_{d|f} N_p s + S}$$

Betekenis en waarde van de variabelen zijn vermeld in tabel 5.1.

De kosten van dijkverhoging kunnen als volgt worden geschat: Gegeven is dat gemiddeld de kosten van dijkversterking gesteld kunnen worden op 10 miljoen gulden per km dijk lengte. De gemiddelde dijkverhoging is geschat

Tabel 5.2 Bepaling van de kostengradient I'

gebied	lengte	I'
rivierengebied	20 km	200 000 000 f/m
overgangsgebied	40 km	400 000 000
deltagebied	20 km	200 000 000

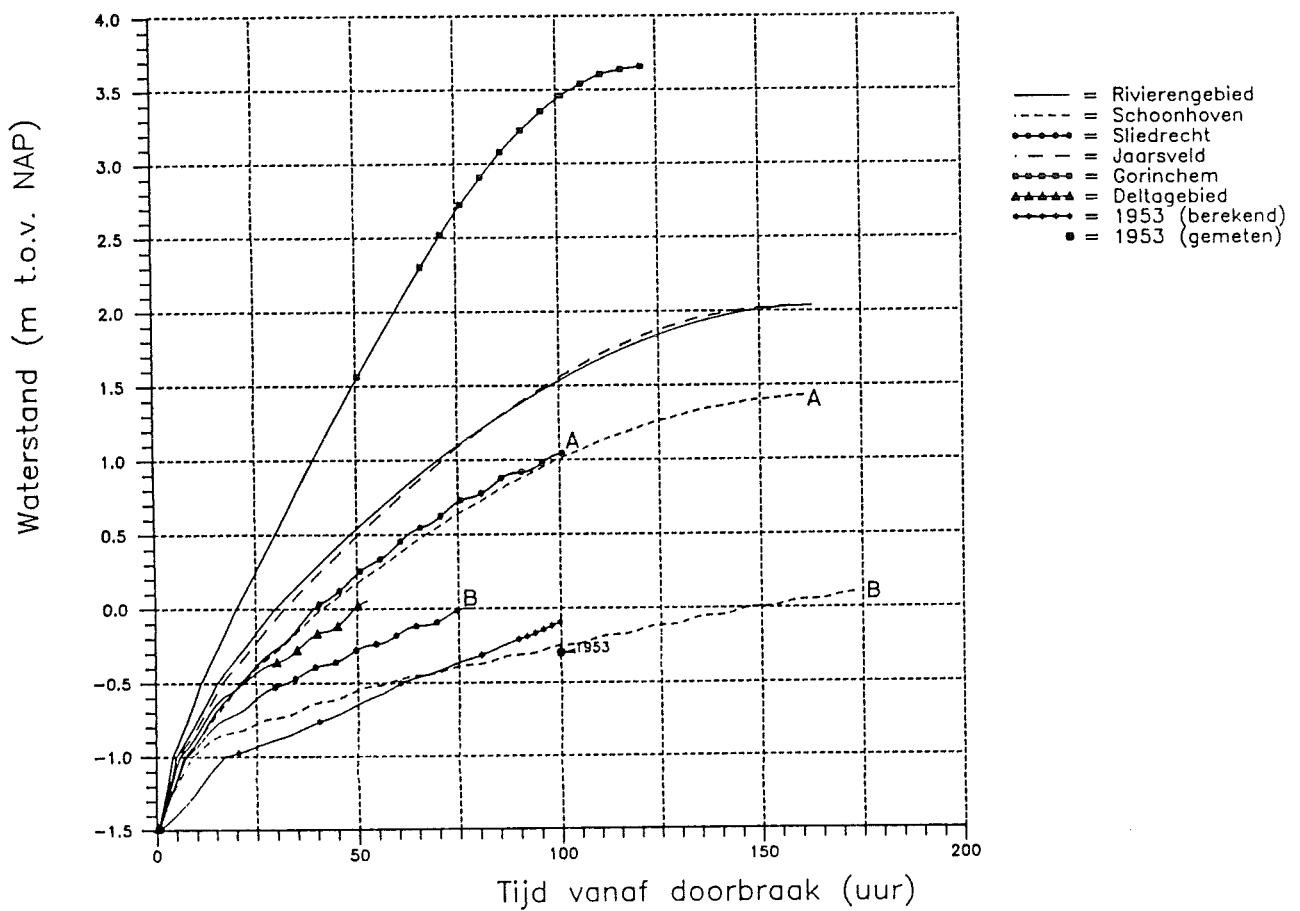


Fig. 5.1 Inundatiewaterstand als functie van de tijd na doorbraak

op 0,50 m. Verder wordt geschat dat de helft van de kosten gemoeid is met de initiëring en de andere helft evenredig is met dijkverhoging. Daaruit volgt dat de kosten van dijkversterking gelijk zijn aan $0.5 \cdot 10 / 0.5 = 10$ miljoen gulden per km dijk lengte per m dijkverhoging. Om de I' in de formule voor de economische optimalisering te kunnen berekenen, dienen ook nog de lengtes van de dijken in de diverse regimes beschikbaar te zijn. Het resultaat is weergegeven in tabel 5.2.

Overigens is er niet alleen sprake van verhoging, maar ook van verbreding en aanberming. Verondersteld wordt dat deze kosten nodig zijn om de andere mechanismen (piping, erosie binnentalud) mee te tillen naar hetzelfde veiligheidsniveau. Opgemerkt wordt dat een economische optimalisering theoretisch een afzonderlijke behandeling van hoogte en breedte verlangt (zie [1], hoofdstuk 7). In deze studie worden omwille van de eenvoud beide zaken aan elkaar gekoppeld.

5.2 Resultaten

In het eerste deel van de berekening wordt het inundatieverloop bepaald bij de gegeven doorbraakpunten en bijbehorende hydraulische randvoorwaarden. De resultaten zijn weergegeven in figuur 5.1. De bresbreedte in deze gevallen bedraagt 200 m voor het rivieren- en overgangsgebied en 300 m in het deltagebied. Voor de plaatsen in het overgangsgebied die het dichtst bij het deltagebied liggen, zijn twee uiteenlopende karakteristieke hydraulische randvoorwaarden genomen: één waarbij de rivierafvoer hoog of zelfs maximaal is en de zeewaterstand (relatief) laag en één waarbij de rivierafvoer lager is en de zeewaterstand hoger. Voor de plaatsen die het dichtst bij het rivierengebied liggen is per plaats met één hydraulische randvoorwaarde volstaan. In alle gevallen gaat het om waterstanden met een overschrijdingskans van 1:4000 per jaar.

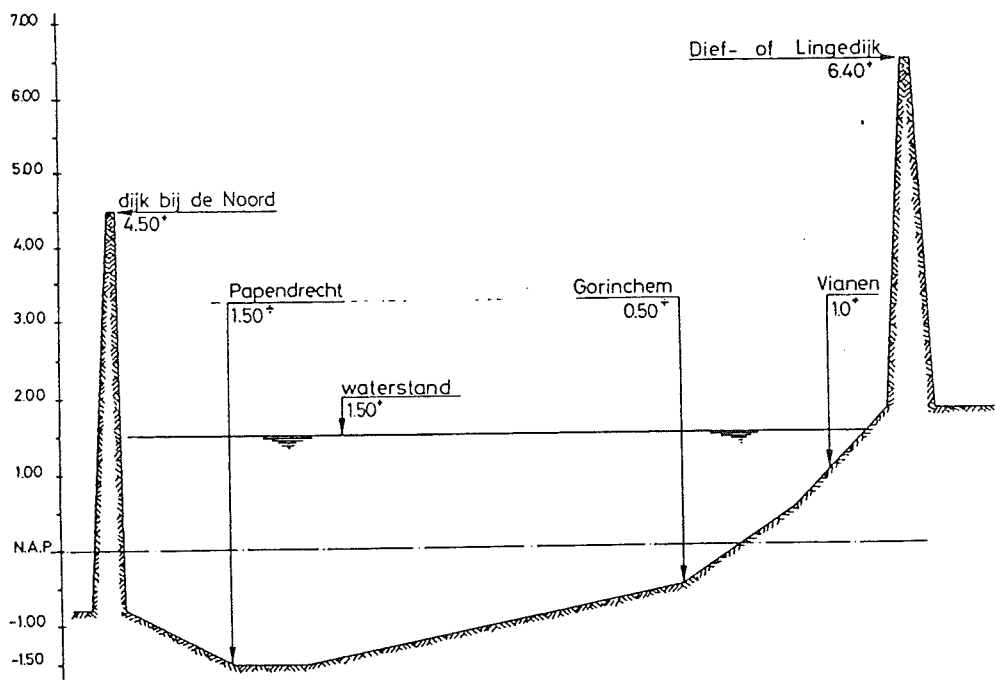


Fig. 5.2 Inundatiepatroon bij waterstand in dijkring van 1.50 m boven NAP



Fig. 5.3 Stroomgat bij Papendrecht in 1953

In figuur 5.1 valt op dat een dijkdoorbraak bij Gorinchem bij een hoge waterstand op de Boven-Merwede de grootste inundatie geeft. Dat Sliedrecht lager "scoort", komt omdat het meeste water van de Boven-Merwede naar de Merwede gaat. De Beneden-Merwede bij Sliedrecht ontvangt slechts ongeveer een derde deel. Voor een goed oordeel hierover zou echter een berekening gemaakt moeten worden waarbij de verandering van de afvoerverdeling ten gevolge van het stroomgat verwerkt wordt.

De waterstand in figuur 5.1 is de waterstand in de dijkring ten opzichte van NAP. De verschillende onderdelen van de dijkring hebben een andere inundatiediepte. Indien bijvoorbeeld de inundatiewaterstand gelijk is aan +1.50 m, dan is de inundatiediepte bij Papendrecht 3.00 m, bij Gorinchem 2.00 m en bij Vianen 0.50 m. Figuur 5.2 geeft hiervan een globaal beeld.

In figuur 5.1 is ook weergegeven wat volgens het model de inundatie bij de februari-ramp van 1953 geweest zou moeten zijn (waterstand met een overschrijdingsfrequentie van ca 1/100 per jaar en een bresbreedte van ca 100 m; zie figuur 5.3). Het model geeft een waterstand van -0.1 m NAP, hetgeen goed overeenkomt met de destijds opgetreden waterstand (-0.35 m). Wat niet overeenkomt is de uitgestrektheid van de inundatie (figuur 5.4). Het model geeft aan dat de inundatie ongeveer doorloopt tot Gorinchem. In werkelijkheid was dit gebied iets kleiner als gevolg van de aanwezige binnendijken (tijdens de inundatie nog verhoogd en versterkt met zandzakken). Met een iets verfijnder inundatiemodel als hier gebruikt is, kunnen die overigens gemakkelijk in rekening worden gebracht. Figuur 5.3 nodigt overigens nog uit tot een opmerking over het "cirkelvormige gatmodel". De foto geeft een "recht gat" te zien. Als daarmee gerekend wordt, volgt een inundatiewaterstand van -0.3 m, wat vrijwel overeenkomt met de opgetreden inundatiewaterstand.

Ten slotte is in de figuren 5.5 t/m 5.8 voor een aantal doorbraakplaatsen de buiten- en binnenwaterstand gelijktijdig weergegeven.

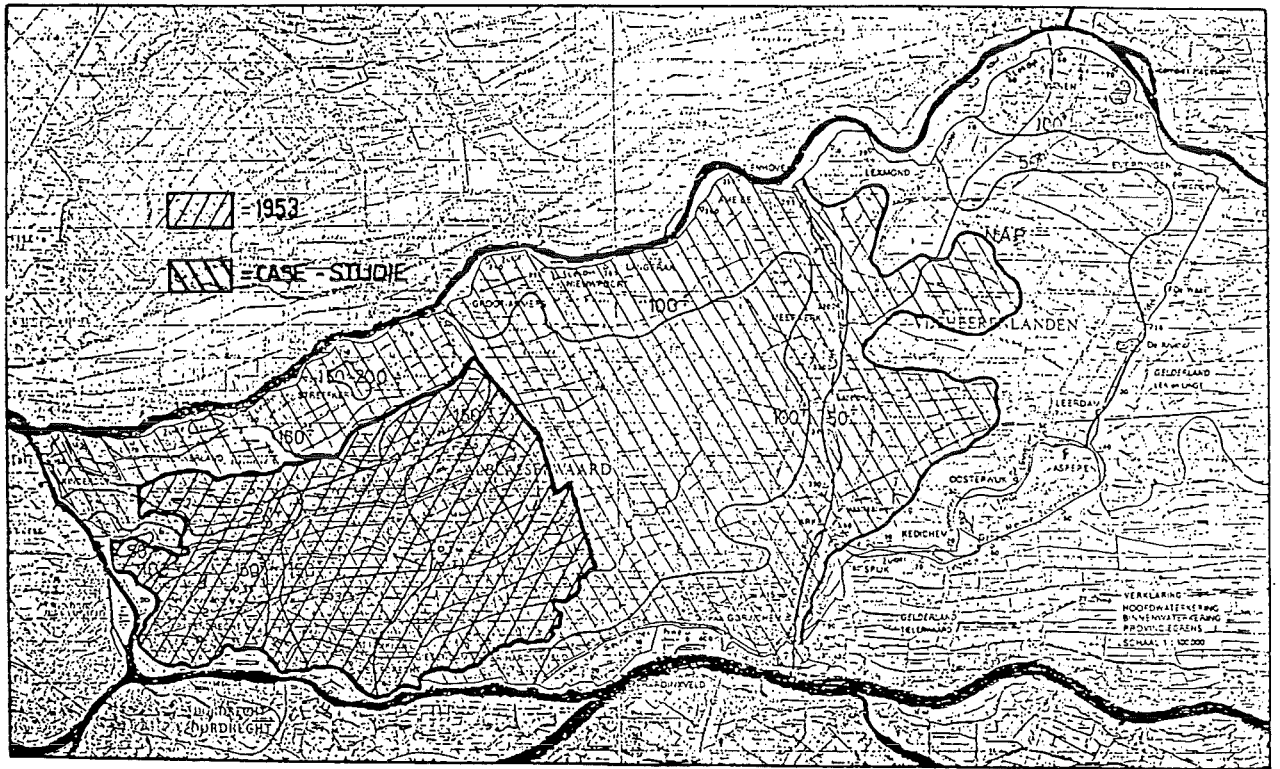


Fig. 5.4 Vergelijking geïnundeerde gebieden 1953 – case studie

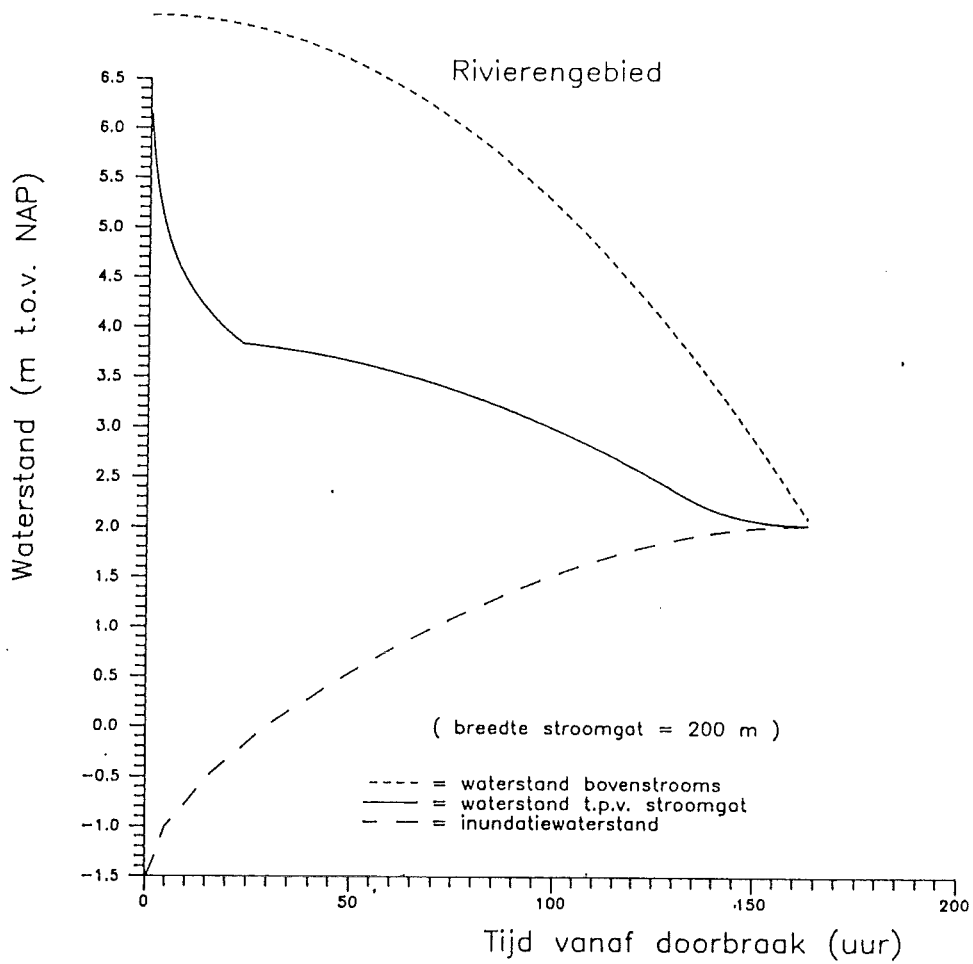


Fig. 5.5 Waterstandsverlopen in het rivierengebied

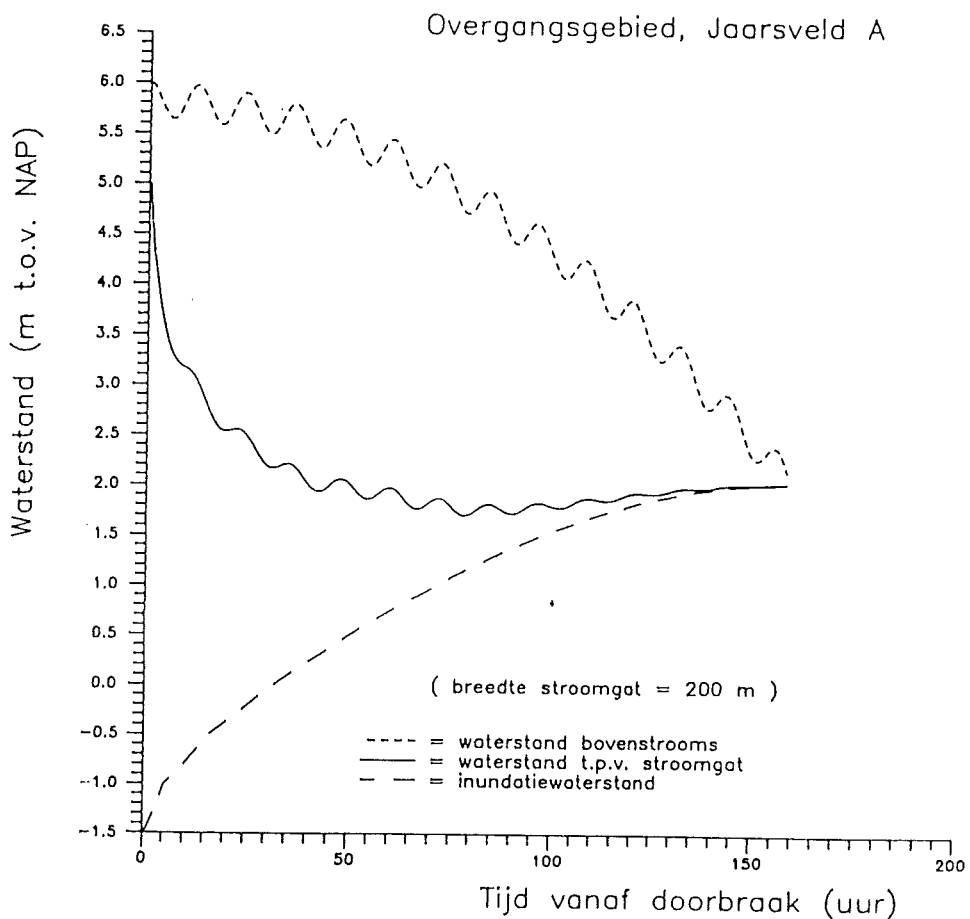
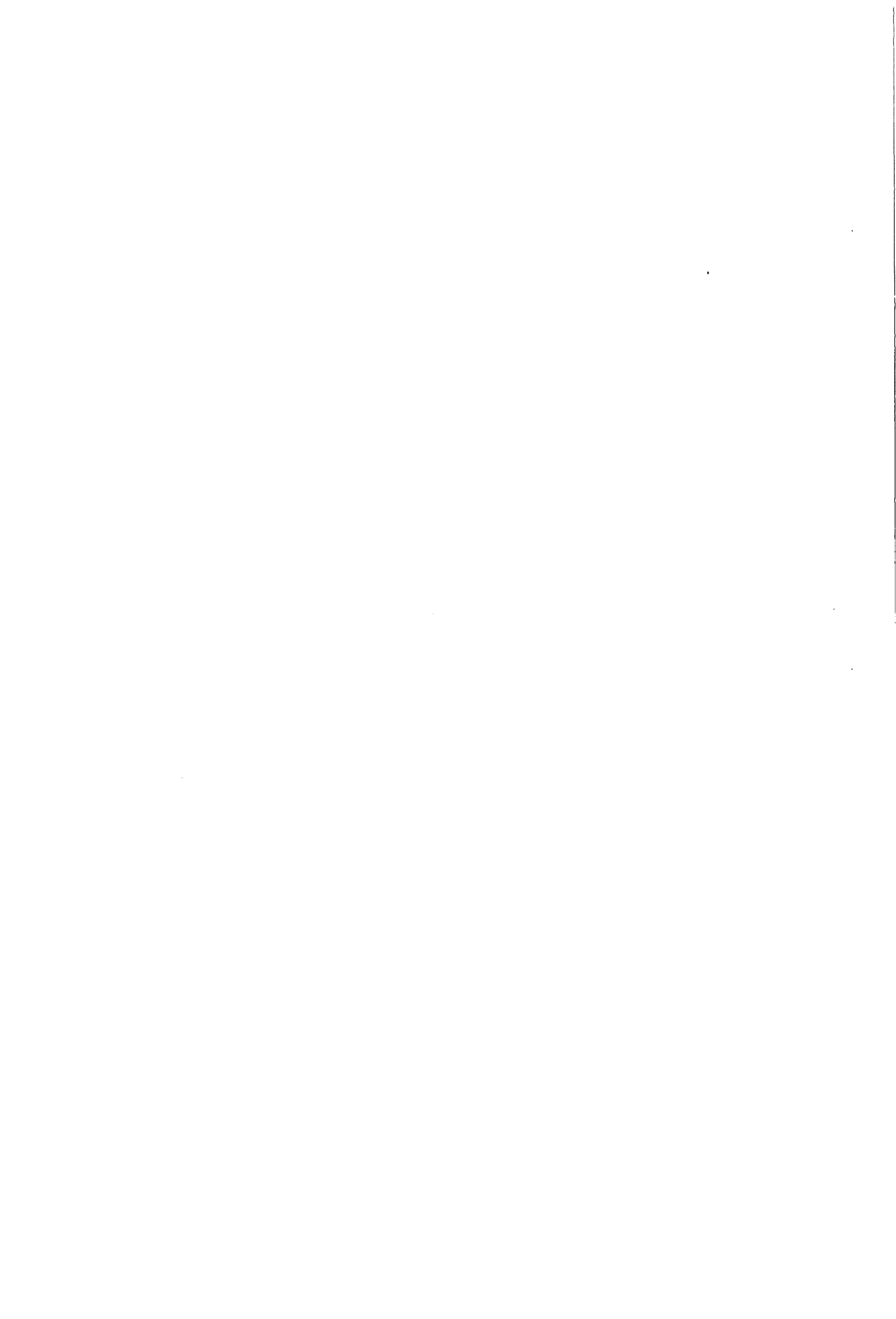


Fig. 5.6 Waterstandsverlopen in het overgangsgebied (Jaarsveld)



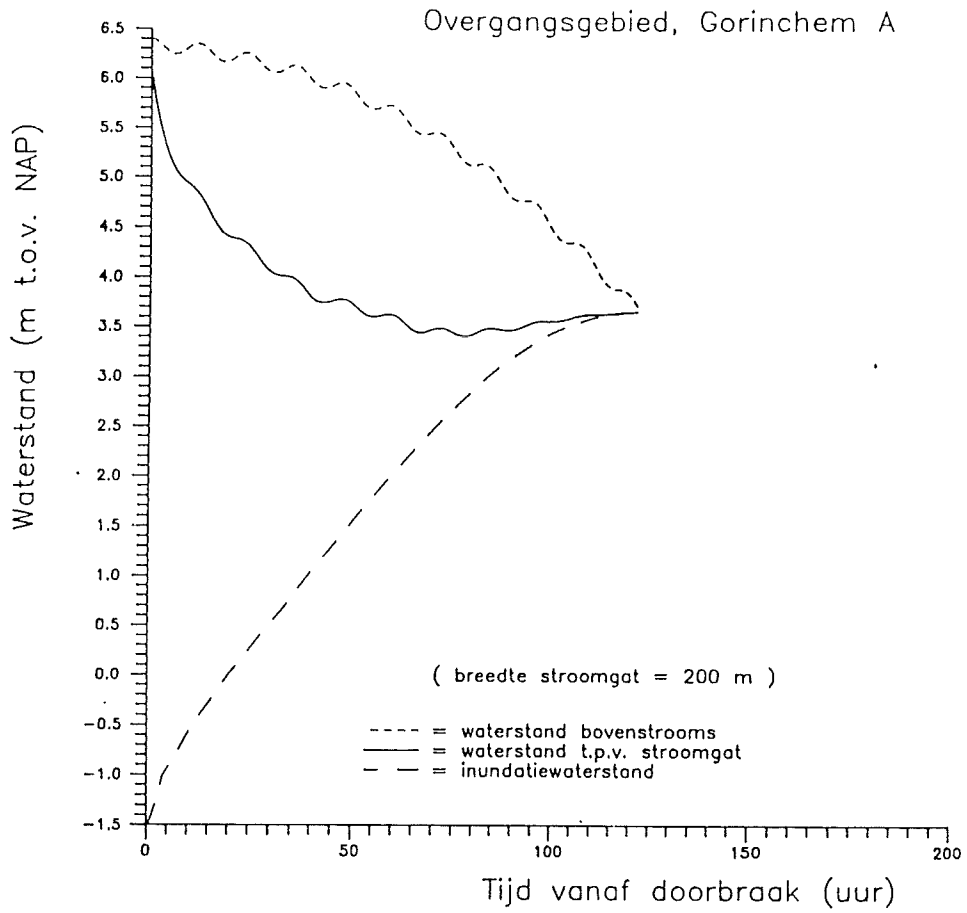


Fig. 5.7 Waterstandsverlopen in het overgangsgebied (Gorinchem)

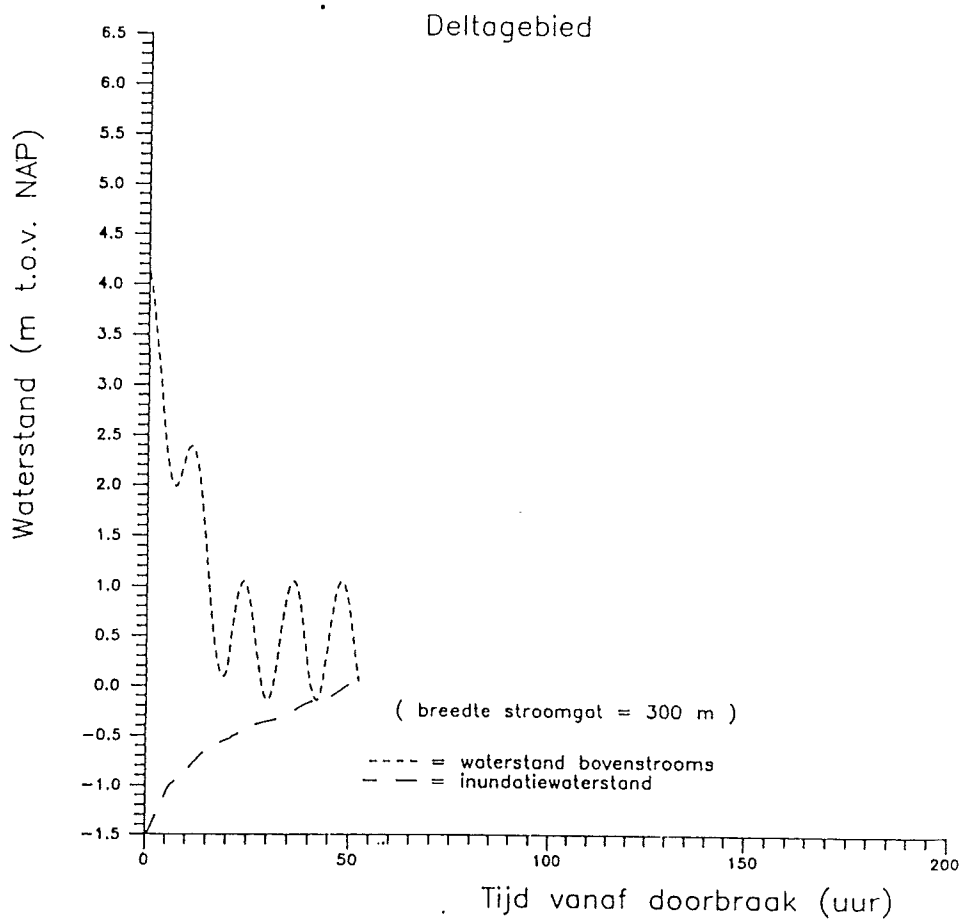


Fig. 5.8 Waterstandsverlopen in het deltaggebied

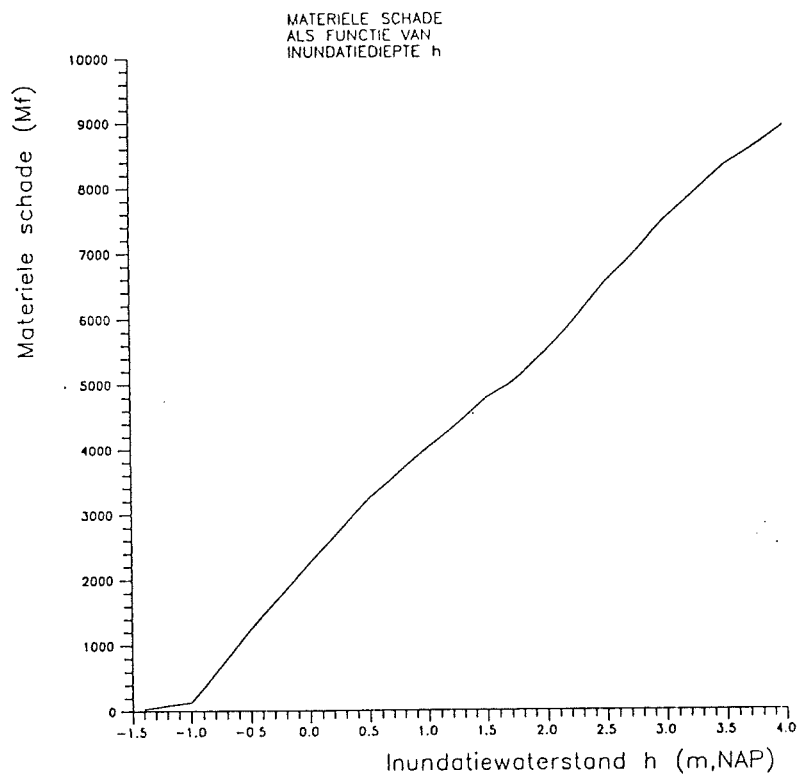


Fig. 5.9 Materiele schade als functie van de inundatiewaterstand

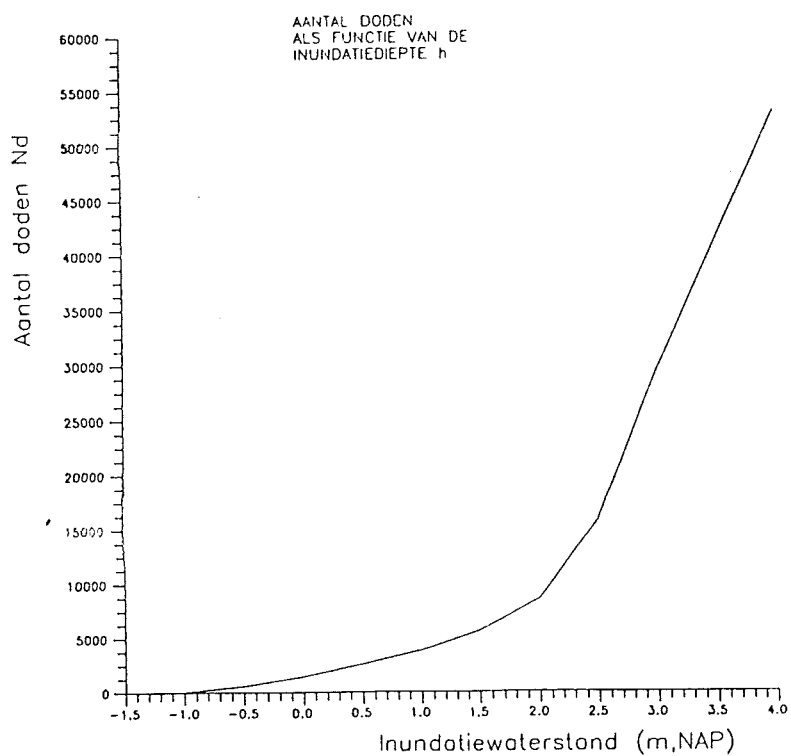


Fig. 5.10 Aantal doden als functie van de inundatiewaterstand

Het verschillende karakter van de beschouwde doorbraakplaatsen komt hier goed tot uiting. Wat opvalt is dat in het rivierengebied de waterstand in de rivier ter plaatse van het doorbraakpunt een zeer snelle daling doormaakt. Dit effect is dus ook zeker niet te verwaarlozen. In het overgangsgebied is de invloed van het getij duidelijk waarneembaar. Vergelijking van delta- met rivierengebied laat duidelijk zien dat de oorzaak van de hoge inundatiewaterstand bij rivierinundatie het gevolg is van enerzijds de lange duur van het hoogwater en anderzijds van het verschil in niveau tussen de maximale rivierwaterstand en het maaiveld ter plaatse van het doorbraakpunt.

Als tweede stap dient, gegeven de maximale inundatiewaterstand, de te verwachten materiele en immateriële schade te worden bepaald. Daartoe is de grafiek in figuur 5.9 vervaardigd. Deze is ontstaan door achtereenvolgens:

- bij een gegeven inundatiewaterstand de inundatiediepte op elk punt binnen de dijkkring uit te rekenen;
- de bijbehorende schadefactoren en maximale schadebedragen voor alle goederen-categorieën met elkaar te vermenigvuldigen;
- over alle goederen-categorieën in de gehele dijkkring te sommeren.

Op dezelfde manier is figuur 5.10 gemaakt voor het aantal slachtoffers. Wat opvalt is dat de schadecurve bij een waterstand boven de 3 m iets gaat afbuigen. Het aantal slachtoffers daarentegen blijft steeds toenemen.

IJking van deze curven aan de ramp van 1953 is erg moeilijk. Het aantal slachtoffers bij een inundatiediepte van NAP -0,5 m is volgens figuur 5.10 bijvoorbeeld gelijk aan ca. 2000. In 1953 kwamen in de Alblasserwaard nagenoeg geen personen om het leven. Er woonden daar toen echter veel minder mensen, met name in de lage gebieden.

Tabel 5.3 Resulterende veiligheden, basisberekening

inundatieplaats	N_d	$P_{d f}$	S [Mf]	<----T = 1/P _f [jr]---->		
				pers. kans crit.1	maats. kans crit.2	econ. kans crit.3
rivierengebied	9000	0,05	5600	5000	24300	12700
overgangsgebied						
(Jaarsveld)						
A. riv max./zee norm.	9000	0.05	5600	5000	24300	6300
(Schoonhoven)						
A. riv max./zee norm.	5400	0.03	4700			
B. riv lager/zee hoger	1700	0.009	2400	2300	5200	3500
(Gorinchem)						
A. riv. max./zee norm.	45000	0.25	8500	25000	610000	23000
(Sliedrecht)						
A. riv. max./zee norm.	4000	0.02	4100			
B. riv. lager/zee hoger	1500	0.008	2300	1500	2300	2600
deltagebied	1600	0.009	2400	900	800	3500

Met behulp van deze twee grafieken en de gegevens van tabel 5.1 kunnen de criteria van hoofdstuk 5.1 nu worden uitgewerkt. De veiligheid zal daarbij worden uitgedrukt als de herhalingsstijd T van een inundatie, waarbij $T = 1/P_f$. Door invulling van de gegevens van tabel 5.1 kan voor T worden afgeleid:

$$\text{criterium 1: } T = N_d/1.8 \quad (5.4)$$

$$\text{criterium 2: } T = 3(N_d/100)^2 \quad (5.5)$$

$$\text{criterium 3: } T = \frac{N_d + S/10^6}{2,3} \quad (\text{overgangsgebied}) \quad (5.6)$$

$$T = \frac{N_d + S/10^6}{1,15} \quad (\text{rivier- en deltagebied}) \quad (5.7)$$

De resultaten zijn vermeld in tabel 5.3. In het overgangsgebied is aan scenario A een kans toegekend van 67 % en aan scenario B een kans van 33 %. De hoogste van de uit de drie criteria volgende waarden moet als maatgevend worden beschouwd, hetgeen vrijwel steeds het maatschappelijk criterium blijkt te zijn.

Discussie:

Wat in tabel 5.3 het eerste opvalt is de grote waarde van de geëiste herhalingsstijd voor het overgangsgebied bij Gorinchem, met name indien het criterium van de maatschappelijke aanvaardbaarheid wordt gehanteerd: $T = 610000$ jaar. Dit getal ligt twee orden hoger dan de norm van $1/4000$ jaar die nu gehanteerd wordt. De uitkomst wordt veroorzaakt door het grote aantal slachtoffers (45000 ofwel 25 %) bij een maximale inundatiediepte van ca. 5 m. Dit aantal is het gevolg van het feit dat de grafieken voor de overlijdenskans steeds maar blijven toenemen bij toenemende waterstand. Een vraagteken is hierbij wel op zijn plaats. Bij het criterium van de maatschappelijke aanvaardbaarheid telt dan verder het aantal slachtoffers kwadratisch door in de resulterende herhalingsstijd,

Tabel 5.4 Gevoeligheidsanalyse:
 $T(\text{nieuw})/T(\text{basis})$ bij verdubbeling
van de invoerparameter

parameter	rivier- geb.	over- gangsgeb. (Gorinchem)	delta- geb.
<u>criterium 1 (individueel):</u>			
bresbreedte	1.4	2.5	1.2
overlijdenskans rivierinundatie	2	1.4	1
overlijdenskans zee-inundatie	1	1.6	2
<u>criterium 2 (maatschappelijk):</u>			
bresbreedte	2	5	1.6
overlijdenskans rivierinundatie	5	2	1
overlijdenskans zee-inundatie	1	1.4	5
<u>criterium 3 (economisch):</u>			
bresbreedte	1.2	2.5	1.2
overlijdenskans rivierinundatie	1.4	1.6	1
overlijdenskans zee-inundatie	1	1.1	1.4
waarde mensenleven	1.4	2	1.4
schadefactoren	1.2	1.1	1.2
aanlegkosten	2	2	2
gereduceerde rentevoet	2	2	2

waarmee het resultaat is verklaard. De andere criteria zijn minder sterk afhankelijk van het aantal slachtoffers.

Een tweede opvallende uitkomst is de geringe herhalingstijd die hoort bij de inundatie uit stormvloeden. De berekeningen wijzen uit dat er dan veel minder water de Alblasserwaard binnenkomt dan bij inundatie vanuit de rivier. De berekeningen van het inundatieverloop en het aantal slachtoffers worden in grote lijnen bevestigd door de gebeurtenissen van 1953. De uitkomsten kunnen op dit punt dus als realistisch worden beschouwd.

5.3 Gevoeligheidsanalyse

De vele veronderstellingen die aan de analyse van het vorige hoofdstuk ten grondslag liggen rechtvaardigen een nadere analyse van de gevoelheden van het model. In tabel 5.4 is een aantal minder goed bekend zijnde parameters geselecteerd voor dit nadere onderzoek. Nagegaan is welke reductie resulteert voor de herhalingstijd T , indien de betreffende parameter wordt verdubbeld. Gegeven zijn de waarden van $T(\text{nieuw})$ gedeeld door $T(\text{basis})$. Een waarde van 1.0 duidt dus op een totale ongevoeligheid, een waarde van 2.0 op een evenredigheid. Waarden groter dan 2.0 wijzen op een meer dan evenredige gevoeligheid. Onderscheid is gemaakt tussen de verschillende criteria en de verschillende gebieden.

De bresbreedte blijkt een zeer belangrijke parameter te zijn, vooral bij criterium 2 in het overgangsgebied: bijvoorbeeld een reductie van het stroomgat van 200 m naar 100 m leidt tot een herhalingstijd van ca. 120.000 jaar i.p.v. ca. 600.000 jaar. Ook bij de andere criteria is echter sprake van een meer dan evenredige invloed in de herhalingstijd.

Bij het economisch criterium geldt met uitzondering van Gorinchem dat de financiële schade door verlies aan mensenlevens en de materiële schade

van dezelfde orde van grootte zijn. Veranderingen in de betreffende parameters hebben daarom relatief weinig invloed.

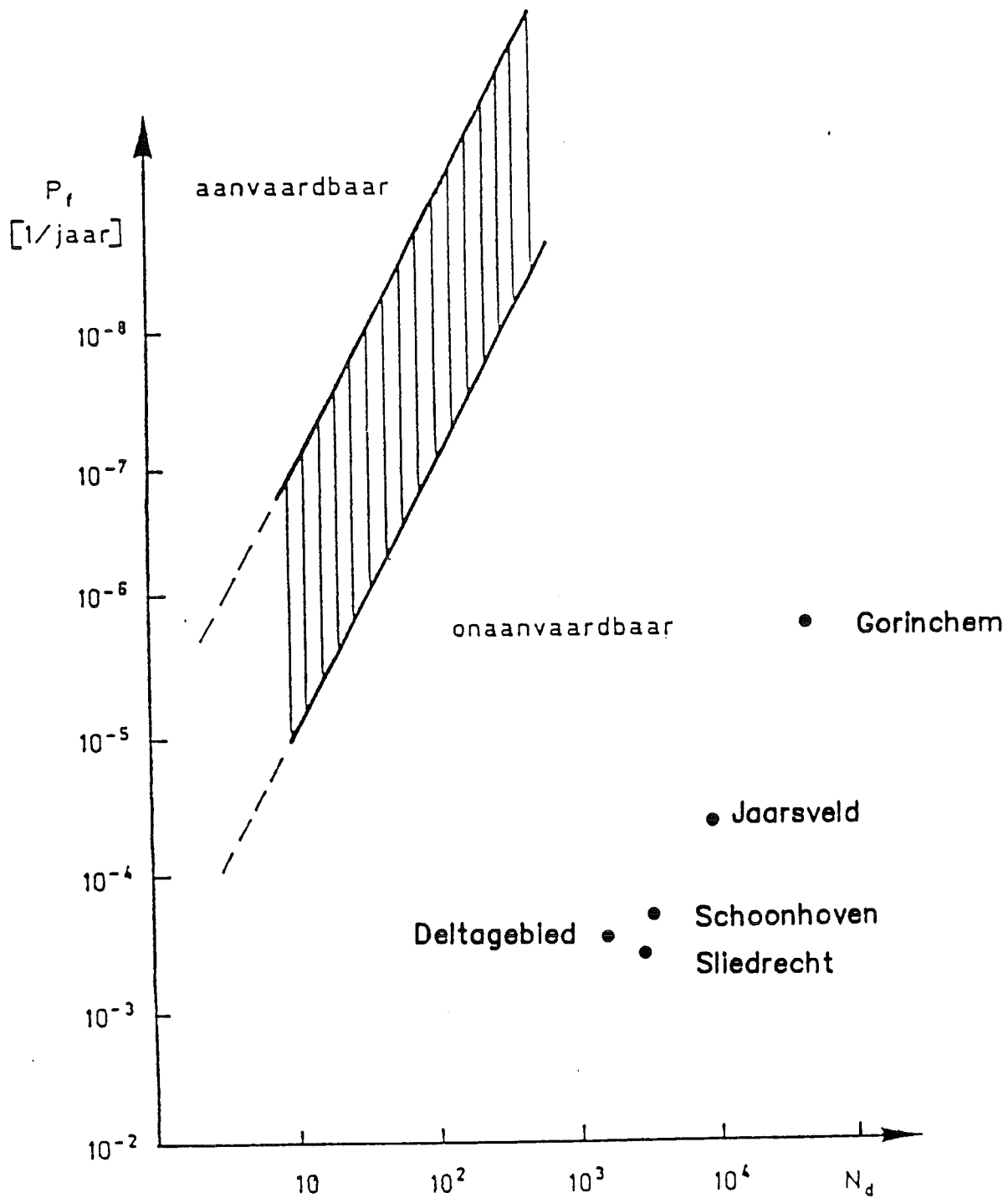


Fig. 6.1 Resultaten Case Study Alblasserwaard, weergegeven in de groepsrisiconorm van VROM, afgeleid uit de Nota LPG Integral (18 233 no.1 en 2)

6 SAMENVATTING, CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN

In dit rapport zijn berekeningen gemaakt voor de bepaling van de gewenste veiligheid van de verschillende waterkeringen rond de dijkkring Albaserwaard/Vijfheerenlanden. Doel was na te gaan waartoe een rechtstreekse toepassing van de huidige beschikbare kennis zou leiden. Globaal resulteerden de volgende herhalingstijden [jaar] voor inundatie:

	indivi- dueel crit.	maatsch. crit.	econom. crit.	maatgevend
rivierengebied	5000	<u>24000</u>	13000	24000
overgangsgebied (Lekzijde)	5000	<u>24000</u>	6000	24000
overgangsgebied (Boven-Merwede)	25000	<u>600000</u>	23000	600000
overgangsgebied (Beneden-Merwede)	1500	2300	<u>2600</u>	2600
deltagebied	900	800	<u>3500</u>	3500

De meest opvallende uitkomst is die voor het overgangsgebied aan de Merwede-zijde bij toepassing van het maatschappelijk-aanvaardbaarheids criterium. De oorzaak is de grote hoeveelheid water die dan beschikbaar is voor inundatie en die leidt tot inundatiedieptes van 4 à 5 m in het dichtstbevolkte gebied van de dijkkring.

Overigens, een kans van eens in de 600000 jaar is wellicht klein voor dijkenbouw. Vergeleken met de normen van het Ministerie van VROM voor industrieel geïnduceerde risico's is dit nog bescheiden. Volgens [2] moet de norm van 1:10000 al worden aangehouden bij 10 slachtoffers. In figuur 6.1 is aangegeven hoe de hierboven gegeven resultaten zich verhouden tot de VROM-norm voor LPG. Een andere kanttekening is dat de kans

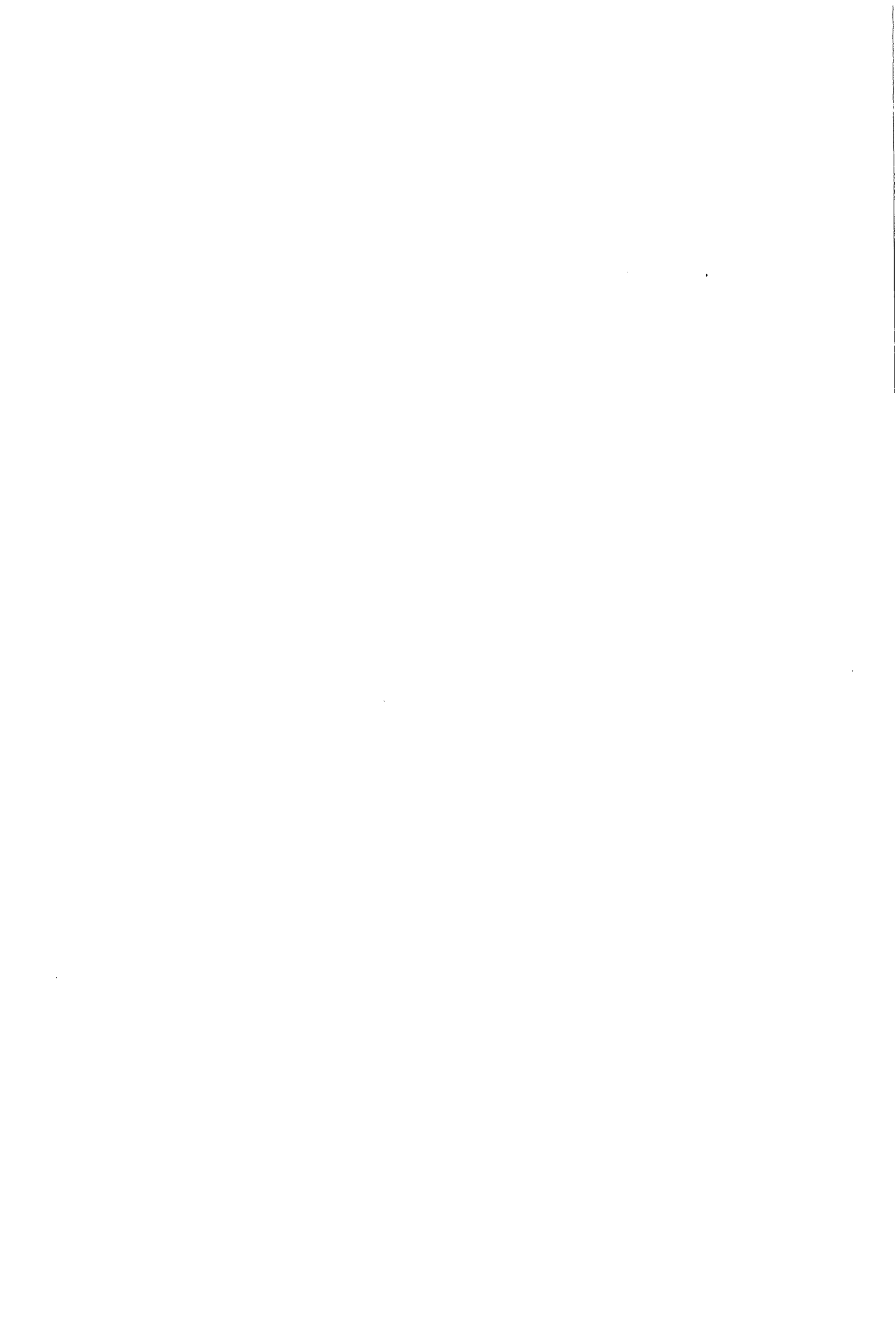
van 1:600000 met een relatief kleine overdijking bereikt kan worden. De kosten van deze extra veiligheid zijn daarom niet zo groot als het getal 1:600000 suggereert.

Een belangrijk punt bij de beschouwing over deze resultaten is de vraag of de gehanteerde relatie tussen het aantal slachtoffers en de inundatiediepte voldoende met de werkelijkheid overeenkomt. Deze relatie is gebaseerd op de waarnemingen bij de ramp in 1953. Het aantal doden wordt door deze relatie geschat op ruim 45 000 ofwel 25 % van de bevolking. Dit lijkt een erg pessimistische veronderstelling voor een inundatie vanuit een rivier in het Nederland van 1989. Opgemerkt wordt dat het maximum aantal slachtoffers bij de ramp van 1953 35 % bedroeg in gemeenten op Goeree-Overflakkee met een inundatiediepte van circa 3.0 m. Relevante vragen hierbij zijn:

- hoeveel mensen worden bij voorbaat geëvacueerd?
- hoeveel verdrinken direct omdat zij zichzelf helemaal niet in veiligheid kunnen brengen?
- hoeveel mensen komen om bij een vluchtpoging?
- hoe lang kan men zonder voedsel, drinken, verwarming, medicijnen?
- hoelang duurt het eer men ca 100 000 mensen na inundatie over een dergelijk groot gebied kan evacueren?

Aanbevolen wordt deze vragen aan een indringende studie te onderwerpen.

Gevoelsmatig lijkt een aantal slachtoffers van 5000 (ca 3%), ook bij inundatie vanuit de Merwede, een redelijke bovengrens. Voorwaarde is dan wel dat er een goed doordacht en operationeel rampenplan bestaat. Indien hiervan uit wordt gegaan, worden de volgende herhalingstijden [jaar] verkregen.



	indivi- dueel crit.	maatsch. crit.	econom. crit.	maatgevend
rivierengebied	3000	8000	<u>9000</u>	9000
overgangsgebied (Lekzijde)	3000	<u>8000</u>	5000	8000
overgangsgebied (Boven-Merwede)	3000	<u>8000</u>	6000	8000
overgangsgebied (Beneden-Merwede)	1500	2300	<u>2600</u>	2600
deltagebied	900	800	<u>3500</u>	3500

Men zou de beide hier gegeven tabellen als onder- en bovengrenzen kunnen zien van de inzichten zoals die op dit moment leven. Uiteraard zullen deze inzichten de komende jaren nog aan wijzigingen onderhevig zijn. Met name op de schatting van het aantal slachtoffers is nader onderzoek sterk gewenst, maar ook zaken als bresgroei en materiële schade dienen onderwerp van studie te blijven. Op een aantal andere punten is verder nog verfijning van de berekening mogelijk. Hierbij valt bijvoorbeeld te denken aan een nauwkeuriger bepaling van het inundatieverloop en het doorrekenen van meer inundatiescenario's.

De interpretatie van de verkregen resultaten is overigens nog enige discussie waard, met name in relatie tot de dijkringgedachte. De gebruikelijke stelling met betrekking tot een dijkring is dat er een getal is dat de veiligheid van de dijkring tot uiting brengt. De hoogte van dit getal zou onder meer afhangen van de gevolgen die door overstrooming worden veroorzaakt. Vervolgens zijn er dan echter twee opvattingen. In de oudste opvatting geldt de aanvaardbare faalkans voor ieder onderdeel van de dijkring afzonderlijk. De faalkans voor de dijkring als geheel is derhalve groter, afhankelijk van de lengte van de dijken en de



mate van correlatie. In de tweede opvatting dienen de faalkansen per mechanisme en per onderdeel van de dijkring zo gedimensioneerd te worden dat de totale kans op falen kleiner is dan de dijkringfaalkans. Deze tweede opvatting heeft de laatste tijd sterk aan invloed gewonnen.

Het resultaat van de tabellen is een nieuwe en complicerende factor in deze discussie. Tot nu toe was er eigenlijk altijd stilzwijgend van uitgegaan dat de schade door doorbraak altijd dezelfde is. Deze studie heeft aangetoond dat dit niet altijd het geval hoeft te zijn. Voor de onderzochte dijkring heeft inundatie verschillende gevolgen in de drie onderscheiden regimes; zelfs binnen één regime zijn de gevolgen van een doorbraak aanzienlijk plaatsafhankelijk. Dit betekent dat ook bij volledig gecorreleerde belasting de acceptabele faalkans van punt tot punt zou kunnen verschillen. Bewust bepaalde stukken overdijken, en hiermee de faalkans op gevaarlijke plekken tot nagenoeg nul terugbrengen, kan een zeer weloverwogen en rationele strategie zijn.

Maar wat is dan de faalkans van de dijkring? Als de uitkomsten van de tweede tabel worden aangehouden, als verder wordt aangenomen dat binnen een regime de hydraulische belastingen volledig afhankelijk zijn en tussen de regimes volledige onafhankelijkheid bestaat, dan volgt:

$$P = P_r + P_o + P_d = 1/9000 + 1/2600 + 1/3500 = 1/1250$$

Het verrassende punt is overigens dat deze uitkomst helemaal niet interessant is! Veel belangrijker is de uitkomst dat in het overgangsgebied bij Gorinchem 1/8000 gehanteerd moet worden, of nog lager, en dit getal komt in bovenstaande optelling niet eens voor. Algemeen geldt dat indien in een stelsel van dijken ergens een plaats voorkomt waar doorbraak niet tot ernstige gevolgen leidt, deze plaats een hoge acceptabele faalkans zal krijgen en daarmee de kans op inundatie voor de hele dijkring domineert. Dit getal heeft echter geen betekenis voor andere delen van het tracé.



Ten slotte nog dit: de gepresenteerde kansen zijn inundatiekansen. Voor dat deel van de dijkring waarvoor een bepaalde waarde geldt, zal dus aangetoond moeten worden dat de gesommeerde faalkans over alle onderdelen en mechanismen hieraan voldoet. Statistische onzekerheden en modelonzekerheden zullen afzonderlijk moeten worden verantwoord, hetzij via introductie van additionele stochasten, hetzij via veiligheidsmarges als waakhogte, partiële veiligheidscoëfficiënten en dergelijke.

Puntsgewijs wordt tot de volgende conclusies gekomen:

1. De rekenmodellen voor het bepalen van het inundatieverloop lijken ondanks hun eenvoudigheid redelijke resultaten op te leveren. Zonodig kunnen in deze modellen overigens gemakkelijk verbeteringen worden ingevoerd, met name ten aanzien van het aantal scenario's dat wordt doorgerekend. Alleen de bresbreedte blijft een moeilijk grijpbare parameter. Een modellering als stochast wordt aanbevolen.
2. Een niet verwacht resultaat is dat de veiligheidsnorm van een dijkring niet zonder meer met een getal gegeven kan worden, maar dat per punt van doorbraak verschillende kansen zouden moeten worden aangehouden.
3. Voor de Alblasserwaard leidt een inundatie die geïnitieerd wordt door een hoge rivierafvoer op de Boven-Merwede tot zeer grote inundatiediepten (4 à 5 m). Voor de Alblasserwaard is inundatie vanuit de rivier dan ook erger dan inundatie vanuit hoogwater op zee. Ondanks het feit dat dit niet strookt met de gangbare opvatting lijkt er toch weinig reden om aan deze conclusie te twifelen.
4. Het rekenmodel voor de bepaling van de kans op overlijden bij gegeven inundatiediepte is sterk maatgevend en vermoedelijk niet betrouwbaar voor inundatie door een rivier in Nederland anno 1989. Nader onderzoek op dit punt is zeer sterk gewenst. Dit is tevens

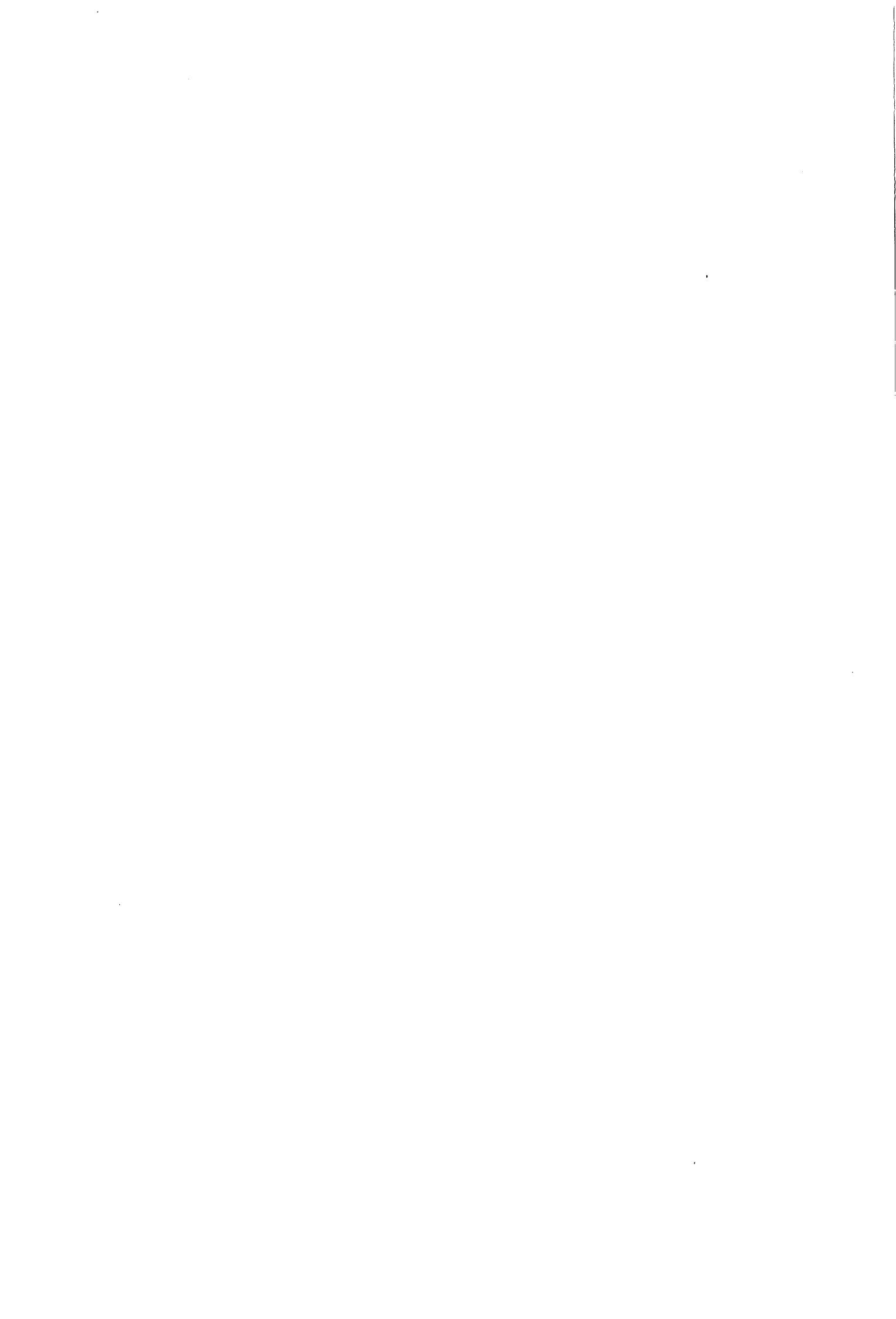


aanleiding om goed doordachte en operationele rampenplannen te ontwikkelen.



LITERATUURLIJST

- [1] Probabilistisch ontwerpen van waterkeringen;
Interim rapport TAW 10, oktober 1985
- [2] Vrijling J.K.
Enkele gedachten aangaande een aanvaardbaar risiconiveau in
Nederland.
TAW 10 rapport, oktober 1985
- [3] Deltacommissie
Het economisch beslissingsprobleem inzake de beveiliging van
Nederland tegen stormvloeden. Rapport Deltacommissie, Den Haag
1960.
- [4] P.G. Kruitwagen, A.J. Wubs
Gatgrootte-ontwikkeling bij dijkdoorbraak t.b.v. inundatiebereke-
ning
30 juni 1987
- [5] P.G. Kruitwagen
Inundatiemodel
- [6] J.W. van Zetten
DBW/RIZA; nota 87.018, maart 1987
- [7] J.J. van Weerden, J.P.F.M. Janssen, J.K. Vrijling.
Effect variatie opzetzungen op de hoogwaterstanden in het noorde-
lijk deltabekken.
DBW/RIZA, nota 87-054, november 1987.



- [8] E.C. Penning-Rowsell, J.P. Chatterton
The benefits of flood alleviation
Saxon House, Teakfield Ltd., Westmead (1987)
- [9] J.A. Duiser
Een verkennend onderzoek naar methoden ter bepaling van de inun-
datieschade bij dijkdoorbraak.
TNO-MT rapport 82-0644

BIJLAGE I: MAXIMALE SCHADE AAN DE DIVERSE CATEGORIEEN

1. WONINGEN

1.1 Eengezinswoningen

a. Vervangingswaarde	f1	75.000.-
b. Inboedels	f1	35.000.-
c. Handel- en dienstverlening	f1	30.000.-
d. Evacuatie	f1	12.000.-

f1 152.000.

1.2 Laag-, middelhoog- en hoogbouwoningen

a. Vervangingswaarde	f1	55.000.-
b. t/m d: zie 1.1	f1	77.000.-

f1 132.000.-

2. BOERDERIJEN

a. Vervangingswaarde	f1	115.000.-
b. t/m d, zie 1.1	f1	77.000.-

f1 192.000.-

3. LANDBOUW

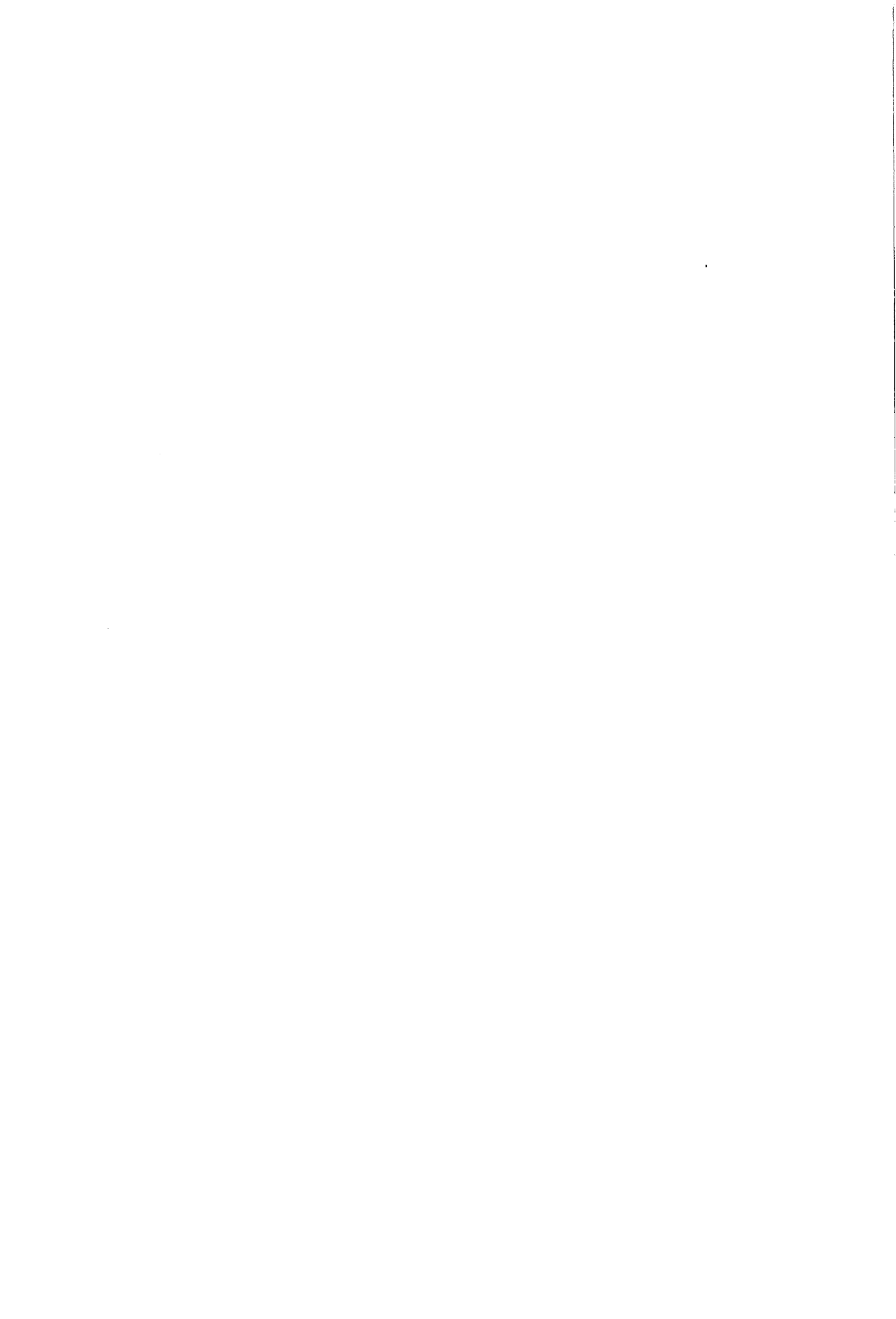
a. Cultuurtechnisch herstel	f1	4.700.-/ha.
b. Gewassen en produkten	f1	5.300.-/ha.
c. Levende have	f1	3.000.-/ha.
d. Inventaris	f1	2.000.-/ha.
E. Bedrijfsmiddelen	f1	600.-/ha.

f1 15.600.-/ha.

4. INDUSTRIE

a. Directe schade	f1	1.300.000.-/ha.
b. Indirecte schade	f1	200.000.-/ha.

f1 1.500.000.-/ha.



5. RECREATIE

a. Kampeerterreinen	f1	1.100.-/ha.
b. Watersportcentra	f1	500.-/ha.
		<hr/>
	f1	1.600.-/ha.

6. WEGEN

6.1 Rijkswegen

De maximale schade is geschat op 15 % van de aanlegkosten.

Bij de bepaling van de schadefactor is er vanuit gegaan dat de wegen niet intensief

bereden worden tijdens inundatie f1 1.000.000.-/km

6.2 Overige wegen

Maximale schade, zie de opmerking bij 6.1 f1 200.000.-/km

7. SPOORWEGEN

De maximale schade is geraamd op 15 % van de aanlegkosten, zie ook bij 6.1

f1 750.000.-/km

8. NUTSBEDRIJVEN

8.1 Waterleidingbedrijf

a. 4 Produktiepompstations en 10 distributiepompestations f1 3.000.000.-

b. Leidingbreuken + ontsmetting f1 5.000.000.-

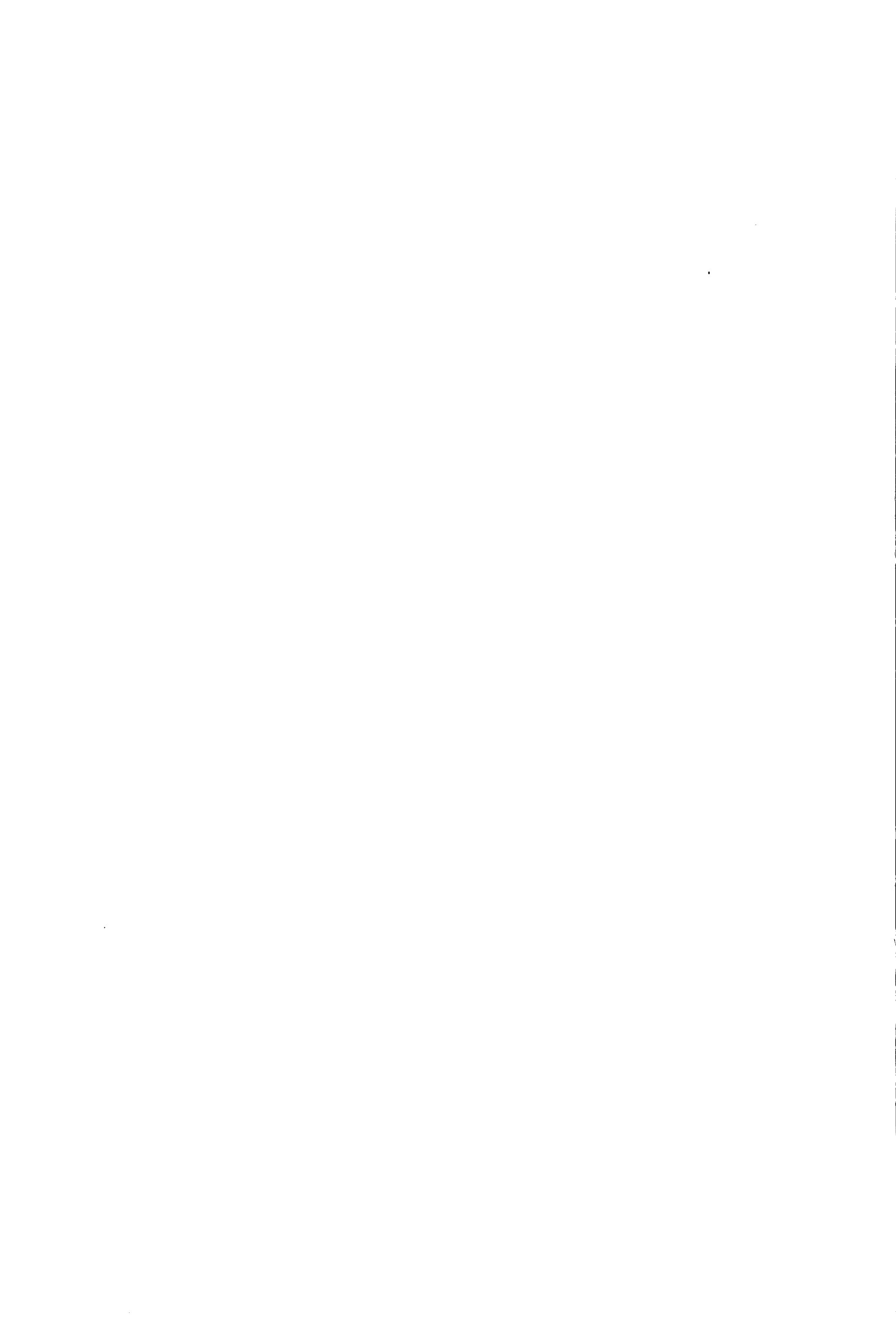
f1 8.000.000.-

8.2 Elektriciteitsbedrijf

Maximale schade aan totaal net f1 200.000.000.-

8.3 Gasbedrijf

Maximale schade aan totaalsysteem f1 30.000.000.-



8.4 Communicatiesystemen

Totale schade (CAI + PTT) f1 280.000.000.-

9. GEMALEN

60 gemalen; totale schade f1 6.000.000.-

10. VERVOERMIDDELEN

Per woning c.q. boerderij f1 10.000.-

11. HOOFDWATERGANGEN

Totaal 800 km; baggerwerk e.d. f1 20.000.000.-

12. BOEZEMKADEN

Herstelwerkzaamheden f1 5.000.000.-

