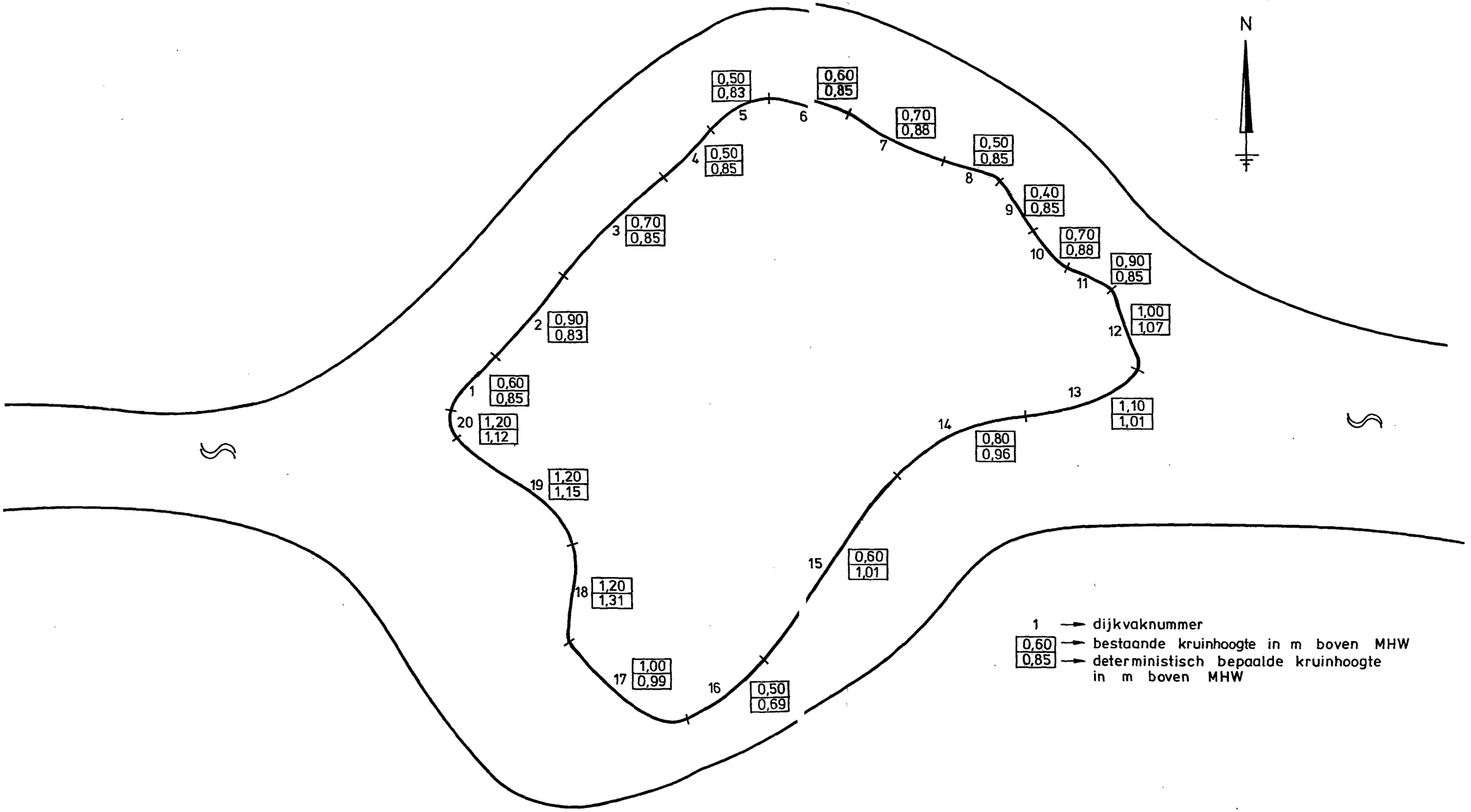


situatie fictieve dijkring voorwerkgroep probabilistische methode				bijlage 2
technische adviescommissie voor de waterkeringen	gem	get	gez	schaal ca. 1:70.000 WERKNR.

rapport
Voorwerkgroep
probabilistische methode
S-79.063

Centrum voor Onderzoek Waterkeringen
Maart 1979
enige correcties aangebracht mei 1980

Inhoud

		Blz.
I	Inleiding	1.1.
II.	Probabilistisch ontwerpen	2.1.
III.	Technische uitwerking	3.1.
IV.	Omschrijving grenstoestanden	4.1.
	1. Overlopen	4.2.
	2. Erosie buitentalud	4.6.
	2a. Kleibekleding	4.6.
	2b. Verdedigd gesloten beloop (asfalt)	4.9.
	2c. Verdedigd open talud (steenzettingen)	4.12.
	2d. Onverdedigd talud (duinen)	4.13.
	2e. Stabiliteitsverlies buitentalud	4.15.
	3. Interne erosie	4.16.
	4. Erosie binnentalud	4.18.
	4a. Stabiliteitsverlies binnentalud	4.18
	4b. Verweking binnentalud	4.21.
	4c. Opdrukken afsluitende lagen	4.23.
	4d. Erosie kleibekleding	4.25.
	5. Afschuiving	4.26.
	6. Kantelen	4.27.
	7. Kwel	4.28.
	8. Andere oorzaken	4.29.
V.	Normniveau	5.1.
VI.	Uitwerking van een grenstoestand	6.1.
	1a. De zeedijk, deterministisch	6.1.
	1b. De zeedijk, probabilistisch	6.4.
	2a. De rivierdijk, deterministisch	6.16.
	2b. De rivierdijk, probabilistisch	6.17.
VII.	Evaluatie- en verder onderzoek	7.1.
	1. Evaluatie	7.1.
	2. Onderzoek	7.4.
	a. Direct te starten onderzoek met overzienbare inspanning en resultaten	7.6.
	b. Onderzoek voorafgegaan door een gevoeligheids-analyse	7.7.

VIII. Conclusies en aanbevelingen 8.1.
1. Conclusies 8.1.
2. Aanbevelingen 8.1.

Bijlagen

1. Foutenboom
2. Fictieve rivierdijkring (situatie) tek.nr. A4/78.603
3. Lijst van verder onderzoek
4. Literatuurlijst

I. Inleiding

Vanouds is de beveiliging van ons land tegen overstromingen zowel door zee- als door rivierwater, een zaak van lijfsbehoud in de meest letterlijke zin geweest. De rijke traditie op het gebied van waterkeringen en het grote aantal mensen dat betrokken is bij aanleg, onderhoud en verbetering van deze werken, vindt hierin zijn oorsprong.
De verscheidenheid aan waterkeringen - zeedijken, rivierdijken, boezemkaden etc. - en de sterk gedecentraliseerde verantwoordelijkheid voor de dijken, heeft het ontstaan van uniforme ontwerpregels en beoordelingscriteria in de weg gestaan. Pas door de Deltacommissie zijn, zij het uitsluitend voor de zeedijken, algemeen geldende aanbevelingen gedaan.

De in de laatste jaren sterk toegenomen kennis op grondmechanisch en waterloopkundig gebied, doet de vraag rijzen of voor het ontwerp van dijken een algemeen geldende ontwerpfilosofie kan worden opgesteld, waaruit ontwerpregels kunnen worden gegeven, gebaseerd op een meer mathematisch-fysische grondslag en gebruikmakend van de recent op het gebied van de constructie-techniek ontwikkelde probabilistische methoden.

Door de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen is een voorwerkgroep "probabilistische methode" ingesteld, waarin zitting hadden:

ir. W.Th.J.N.P. Bakker
ir. H. Brunsveld van Hulten
ir. J.M. Goppel
ir. G. van Loenen
ir. A. Roos
ir. J.J.W. Seijffert
ir. H. Vrijling.

De voorwerkgroep kreeg de opdracht na te gaan of een dergelijke probabilistische benadering van de waterkeringen zinvol kan zijn en welke kennis daarvoor nog ontbreekt. In het voorliggende rapport heeft de voorwerkgroep zich beperkt tot de kunstmatige waterkeringen, opgebouwd uit grond al dan niet voorzien van een bekleding. Constructies, vreemde elementen, etc. zijn niet in de beschouwingen betrokken maar zullen voor een integrale probabilistische benadering t.z.t. wel meegenomen moeten worden.

II. Probabilistisch ontwerpen

Tot voor kort werd als uitgangspunt voor de beveiliging van het land tegen overstroming de hoogst bekende waterstand als norm aangehouden: de dijken dienden deze stand te kunnen keren. Tegenwoordig wordt als uitgangspunt een ontwerppeil gehanteerd, dat is bepaald aan de hand van een extrapolatie voor de opgetreden standen tot een vooraf gekozen ontwerpfrequentie (de overschrijdingskans van het ontwerppeil). De zeedijken dienen bij deze stand nog volledige veiligheid tegen overstroming te bieden (Deltacommissie, 1960). Bij de rivierdijken is dit aspect in het midden gelaten, (Algera, 1956), hoewel in de praktijk dezelfde volledige veiligheid tegen doorbraak bij ontwerp wordt nagestreefd.

Naarmate de problematiek rond de rivierdijkverbetering toenam, werd de druk om krapper te ontwerpen groter. In haar advies aan de Minister van Verkeer en Waterstaat stelt de Commissie Rivierdijken (1972) een ontwerpfrequentie van 1:1250 voor en de toepassing van "uitgekiende" ontwerpen. Langzamerhand worden de geesten van de bij dijkverbeteringen betrokkenen rijp voor het vervangen van de overschrijdingskans van het ontwerppeil als uitgangspunt door de totale inundatiekans van het te beschermen gebied: de probabilistische benadering doet zijn intrede.

Voor inzicht in de probabilistische ontwerpmethode is het nuttig de tot dusverre gevolgde, zogeheten deterministische ontwerpmethode te beschrijven. Bij deze laatste benadering wordt een maatgevende belasting voor de waterkering of onderdelen daarvan vastgesteld.
Deze maatgevende belasting wordt bepaald uit de maatgevende omstandigheden, die zo goed als met de bestaande kennis mogelijk is - maar desalniettemin arbitrair - gekozen worden, veelal een combinatie van ontwerppeil en golfaanval of ontwerppeil met storm.
De toelaatbare belasting voor de kering en onderdelen daarvan (die in het algemeen beneden de werkelijke breukbelasting zal liggen) wordt bepaald aan de hand van onderzoek en vergeleken met de maatgevende belasting. Indien de maatgevende belasting hoger blijkt dan de toelaatbare wordt de waterkering of het betreffende onderdeel onvoldoende veilig geoordeeld.

In fig. 1 is het berekeningsschema van deze benadering weergegeven

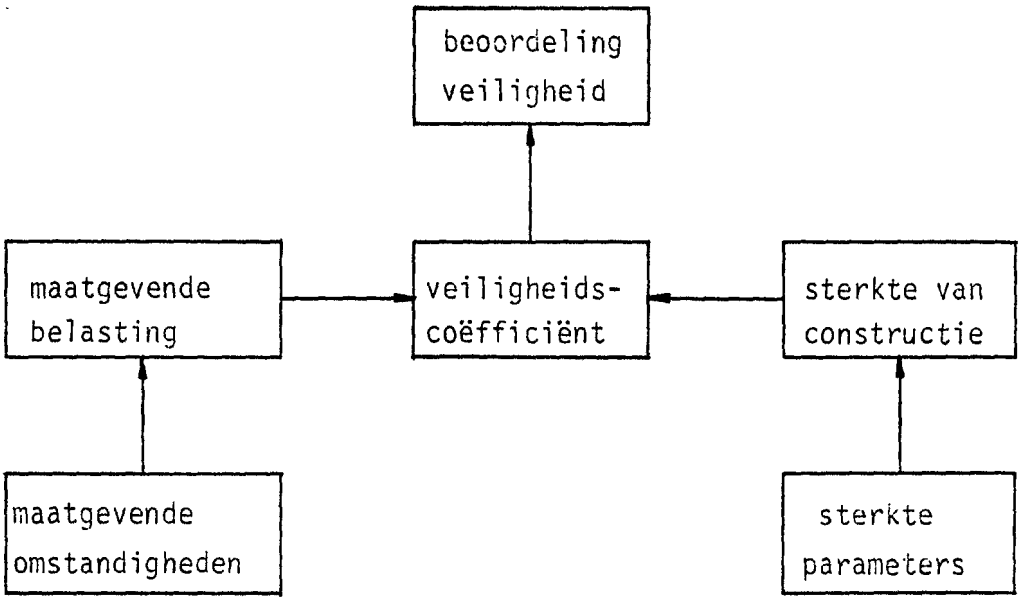


fig. 1 schema deterministische berekening

In de probabilistische benadering worden in beginsel alle oorzaken van een eventuele inundatie in hun onderlinge verband geanalyseerd en uit de bijbehorende afzonderlijke kansen van voorkomen wordt een totale inundatiekans berekend. Daarbij dient onderscheid te worden gemaakt tussen "technische" oorzaken van inundatie en andere, zoals menselijk falen, sabotage, overmacht, etc. Om inzicht te krijgen in alle denkbare oorzaken van inundatie is een foutenboom een goed hulpmiddel, zie fig. 2 waarin een dergelijke boom is weergegeven, zij het in sterk vereenvoudigde vorm.

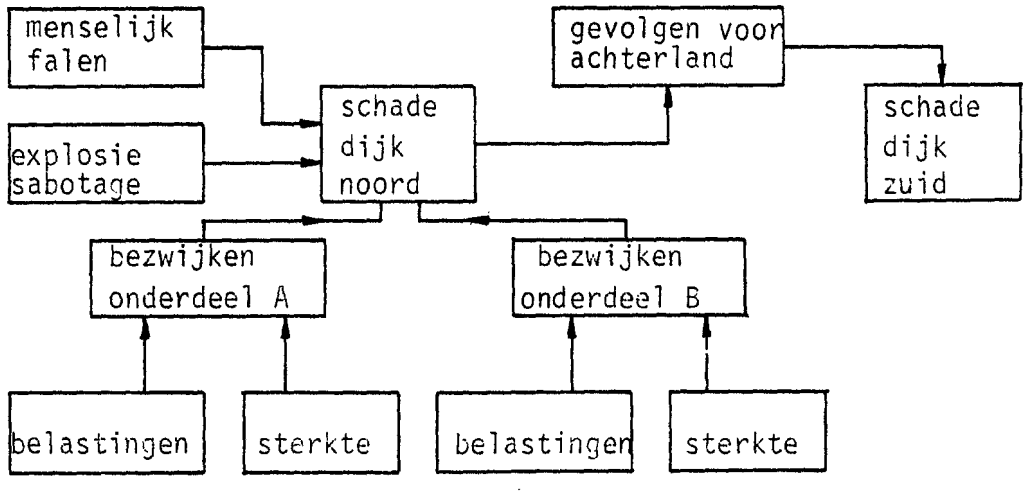


fig. 2 risico-analyse van een polder met behulp van de foutenboom-techniek.

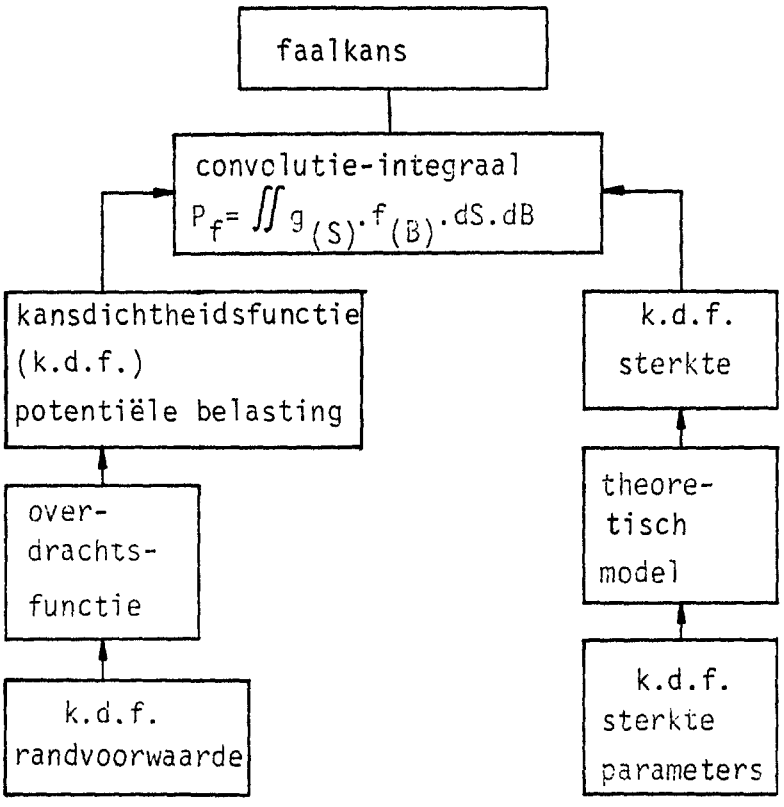


fig. 3 schema probabilistische berekening

Het schema voor een probabilistische berekening van de kans op falen t.g.v. het bezwijken van één van de onderdelen van de constructie is weergegeven in fig. 3.

Voor een groot aantal oorzaken - vooral die welke buiten het technische vlak liggen, zoals directe of indirecte gevolgen van menselijk handelen - is echter geen kans van voorkomen te berekenen. Aangezien een probabilistische benadering slechts kan worden toegepast op die aspecten waarvan een kans op voorkomen kwantitatief is te beschrijven, zal in dit rapport slechts de toepassing van deze benadering voor de technische aspecten worden bezien.

Definities en begrippen waarvan in dit rapport gebruik wordt gemaakt

Hieronder volgt een aantal definities van begrippen waarvan in dit rapport gebruik wordt gemaakt. Het lijkt goed erop te wijzen dat deze begrippen nog volop in beweging zijn en dat aanpassing of verscherping in de toekomst nodig zal kunnen blijken.

1. *Inundatie*

   Onder inundatie wordt verstaan een overstroming van een beschermd gebied zodanig, dat van een calamiteit sprake is, dat wil zeggen dat ernstige schade wordt toegebracht aan personen en/of goederen. Per geval zal men deze omschrijving nader dienen te preciseren.

2. Falen van een waterkering

   Een waterkering faalt wanneer een zodanige toestand optreedt dat inundatie van het achterliggende gebied onvermijdelijk moet worden geacht.

3. Bezwijken van een waterkering

   Een waterkering bezwijkt wanneer daarin plaatselijk of over grotere afstand zodanig grote vervormingen optreden dat kans op falen van de waterkering onaanvaardbaar groot wordt.

4. Mechanisme

   Een mechanisme beschrijft de wijze waarop een constructie in de loop van de tijd respondeert onder invloed van in- en uitwendige omstandigheden.

5. Grenstoestand

   Een grenstoestand definieert een grens waarvan het overschrijden leidt tot ongewenste situaties zoals bijvoorbeeld het falen van de waterkering of het bezwijken van de constructie dan wel van zijn onderdelen.
   Grenstoestanden worden veelal onderscheiden in uiterste grenstoestanden (Ultimate Limit States) en bruikbaarheids-

grenstoestanden (Service-ability Limit States).

Toelichting

Falen/Bezwijken: In veel gevallen zullen falen en bezwijken van een waterkering samengaan. Volgens de hier gegeven definities is het echter ook mogelijk dat de constructie faalt zonder te bezwijken of bezwijkt zonder te falen. Falen zonder bezwijken vindt plaats als inundatie optreedt zuiver als het gevolg van overloop en/of golfoverslag. Bezwijken zonder falen treedt op als de waterkering, bijvoorbeeld als gevolg van een dijkval, duidelijk niet meer in tact is maar geen inundatie voorkomt door een langdurig lage waterstand.

Mechanisme/Grenstoestand: Mechanismen en grenstoestanden kunnen zowel geformuleerd worden voor de gehele constructie als voor onderdelen of bijzondere aspecten. Als zodanig kan het bereiken van een grenstoestand in een bepaald deelsysteem weer een schakel vormen in een mechanisme voor een groter geheel. Neem als voorbeeld het bezwijken van de bekleding van het buitentalud. Bezien vanuit het deelsysteem "bekleding" is dit een (uiterste) grenstoestand veroorzaakt door een mechanisme van overdruk onder de bekleding. Voor de waterkering als geheel is het bezwijken van de bekleding te zien als een schakel in één van de mogelijke mechanismen die tot falen kunnen leiden. Men kan "mechanismen" en "grenstoestanden" in feite dus niet los zien van het systeem of deelsysteem dat men beschouwt.

III. Technische uitwerking

Voor de technische aspecten is op bijlage 1 een foutenboom weergegeven in een meer uitgewerkte vorm.
In deze foutenboom zijn mechanismen te onderkennen waarvan het optreden tot inundatie kan leiden. Voor een probabilistische benadering dient de faalkans per grenstoestand te worden berekend (zie ook fig. 3).

Allereerst worden de fundamentele parameters die een rol spelen bij het mechanisme, de basisvariabelen, verzameld.
De hoofdcategoriën van basisvariabelen zijn "sterkte" en "belasting".
In de categorie "sterkte" horen de materiaaleigenschappen en geometrie thuis. Van deze parameters dient niet alleen de verwachtingswaarde (gemiddelde) maar ook de spreiding en het type kansverdeling te worden gespecificeerd.
In de categorie "belastingen" zijn de basisvariabelen te vinden die als randvoorwaarden voor de constructie zijn op te vatten: golfbeweging, waterstanden, waterspanningen etc. Ook hier dient het stochastisch karakter van elke variabele in aanmerking te worden genomen. Opgemerkt zij dat naast een aantal materiaaleigenschappen ook de geometrie van de constructie van invloed op de belastingen kan zijn: belasting door eigen gewicht, waterspanningen etc.
Zijn de basisvariabelen bekend, dan komen de theoretische modellen aan de orde, waarmee uit de basisvariabelen respectievelijk het weerstandsvermogen van de constructie en de belasting of potentiële bedreiging worden bepaald. De theoretische relaties, die dienen ter bepaling van belastingen uit natuurrandvoorwaarden worden ook wel overdrachtsfuncties genoemd.
De onzekerheden in deze modellen behoren eveneens gekwantificeerd te worden door theoretische oplossingen te vergelijken met de resultaten van een voldoend aantal modelproeven.
Het doel is ook de kansdichtheidsfunctie van de verhouding tussen het werkelijke gedrag van de constructie en het theoretisch voorspelde gedrag te bepalen.
Is m.b.v. het bij één mechanisme behorende theoretisch model uit de kansdichtheidsfuncties der

basisvariabelen de kansdichtheidsfunctie van de sterkte afgeleid en m.b.v. de overdrachtsfuncties uit de natuur-randvoorwaarden de kansdichtheidsfunctie van de potentiële bedreiging (belasting), dan is de laatste stap het bepalen van de faalkans van het beschouwde onderdeel door het oplossen van de convolutie-integraal (Freudenthal, 1966).

$$Pf = \iint f_{(B)} \cdot g_{(S)} \cdot dB.dS$$

waarin

f(B) = de kansdichtheidsfunctie van de potentiële bedreiging (belasting)

g(S) = de kansdichtheidsfunctie van de sterkte

Deze faalkans dient nu te worden toegekend aan het elementje in de foutenboom dat het bestudeerde bezwijkmechanisme symboliseert. Nadat nu voor alle bezwijkmechanismen de faalkans is berekend, kan door de technische aspecten in hun onderlinge samenhang te beschouwen, de totale faalkans worden berekend.
In het voorgaande is er vanuit gegaan, dat er theoretische modellen beschikbaar zijn om uit de natuur-randvoorwaarden de potentiële bedreiging af te leiden en uit de basisvariabelen de sterkte vast te stellen.
Bij een aantal waterbouwkundige problemen is dit echter niet het geval. Deze moeilijkheid kan overwonnen worden door een aantal discrete combinaties van randvoorwaarden in een model van de constructie na te bootsen (zie fig. 3).
Integratie van de gezamenlijke kansdichtheidsfunctie van randvoorwaarden over het gebied, waar ernstige schade aan de constructie optreedt, geeft een indruk van de faalkans.
Door nu de proevenserie te herhalen onder wijziging van de waarde van één der basisvariabelen der sterkte (Ligtenberg, 1973) wordt de invloed van de kansdichtheidsfunctie van de sterkte bepaald (zie fig. 4).

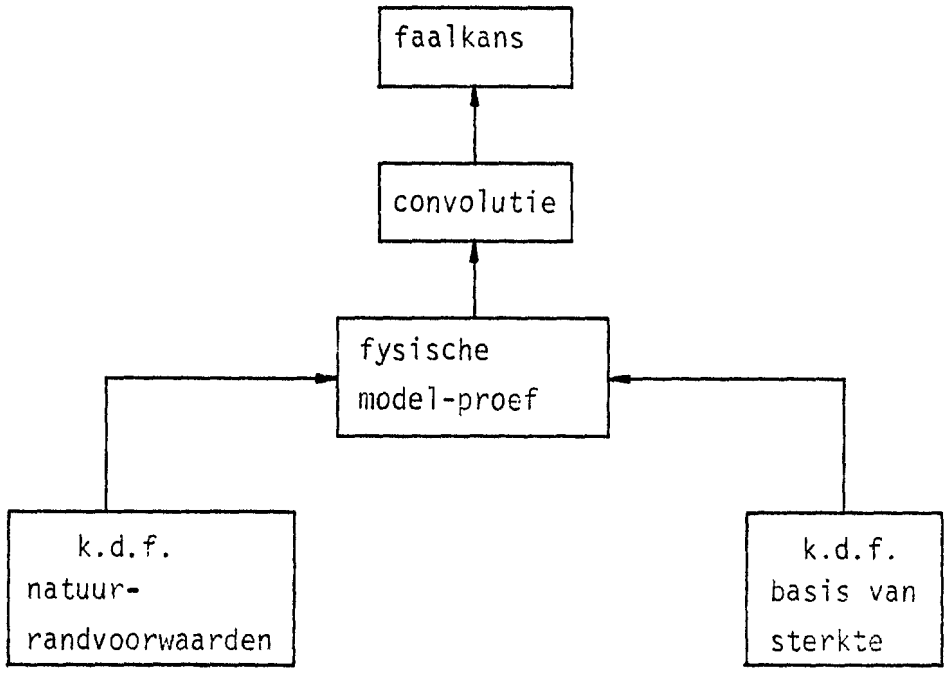


fig. 4 schema probabilistische benadering m.b.v. fysische modelproef.

IV. Omschrijving grenstoestanden

Uit de foutenboom op bijlage 1 blijkt welke bezwijkmechanismen volgens de huidige inzichten van invloed zijn op de technische faalkans van een dijk.
De benodigde kennis voor het beoordelen van de faalkans van de diverse onderdelen en de totale constructie spitst zich toe op de volgende facetten:

1. het bepalen van de relatie tussen het optreden van een grenstoestand en de uiteindelijke kans op doorbraak;
2. het opstellen van (mathematische) modellen voor de sterkte en overdrachtsfuncties voor de belastingen;
3. het bepalen van de kansdichtheidsfuncties van sterkte- en belastingparameters en hun onderlinge samenhang.

In het volgende wordt per grenstoestand aangegeven welke parameters (vermoedelijk) van belang zijn en welke kennis en criteria nog nodig zijn om tot een integrale probabilistische aanpak te komen.

1. Overlopen

Allereerst dient een criterium te worden aangegeven tot welke hoogte een polder mag vollopen (zonder verdere schade aan de waterkering) voordat deze als geïnundeerd wordt beschouwd.

De waterkering functioneert niet meer als het achterliggend gebied volloopt. De "sterkte" parameters zijn.

a. oppervlakte van het beschermde gebied
b. toelaatbare inundatiediepte
c. bemalingscapaciteit en duur

Van deze parameters heeft alleen de laatste een zekere k.d.f. (uitvallen gemalen, capaciteit afhankelijk van opvoerhoogte etc.), die per polder of dijkring bepaald zou moeten worden. Het mathematisch "sterkte"-model zou dan de totale opvang-capaciteit worden, t.w. ab + ct, waarin t = tijdsduur van bemaling.

Met behulp van deze norm en de overige te bepalen sterkte parameters dient de k.d.f. van de opvangcapaciteit te worden bepaald.



fig. 5 grenstoestand "overlopen"

De "belasting" wordt bepaald door:
x. geometrie (oploop)
y. waterstand voor de dijk
z. golfhoogte voor de dijk

De k.d.f. van de parameters y en z dient te worden bepaald, evenals een eventuele correlatie.
Zodra de waterstand boven de dijkkruin uitkomt, treedt een volkomen overlaat in werking waarvoor de afvoer per breedte eenheid $q = m. \frac{2}{3} (H-h) \sqrt{\frac{2}{3} g(H-h)}$, met

m = afvoercoëfficiënt
H = waterstand
h = kruinhoogte

Bij lagere waterstanden kan in combinatie met golfaanval overslag optreden.



fig. 6 grenstoestand "overslag"

Gezien de sterke invloed van de waakhoogte op de hoeveelheid overslag (halvering van de 2% waakhoogte geeft ca. tienmaal zoveel overslaande golven, maar ca. honderdmaal zoveel overslag) is de k.d.f. van de waterstand van groot belang. Voor zeedijken zijn daarvoor overschrijdingslijnen van de waterstanden nodig en inzicht in buistoten en -oscillaties. Voor de rivierdijken betekent dat inzicht in overschrijdingskansen en verdelingen van afvoergolfvorm (te Lobith voor Rijn en zijn takken,te Borgharen voor de Maas), waaruit de waterstanden langs de rivier berekend moeten worden. De invloed van de topvervlakking, de Chézy-waarden van het rivierbed, ijsgang, eventuele doorbraken bovenstrooms, stuwbedrijf etc. op deze standen moet daarbij verwerkt worden in een k.d.f. van waterstanden langs de rivieren.

Voor keringen langs afgesloten bekkens kunnen, naast de stilwaterstandsfrequenties, vooral de (dynamische) opwaaiingseffecten van belang zijn. Toevallige lokale storingen in windvelden kunnen daarbij grote invloed hebben.

De correlatie tussen hoge rivierafvoeren en weersomstandigheden, vooral windsnelheden, dient te worden onderzocht, waarna omrekening naar golfbewegingen kan geschieden. Daarbij komen problemen aan de orde als golfopwekking door wind, golfdemping en -vervorming op ondiep water.

De relatie tussen golfbeweging en overslag zal nader onderzocht moeten worden. Voor betrekkelijk eenvoudige gevallen blijkt uit "golfoploop en golfoverslag" (TAW 1971) een verband tussen

h_d/H_{50} en $\frac{2\pi\bar{q}\bar{T}}{H_{50}L}$, waarin

h_d = waakhoogte
H_{50} = golfhoogte
$\bar{T}$ = gemiddelde golfperiode
L = gemiddelde golflengte
$\bar{q}$ = gemiddelde hoeveelheid overslaand water in m^2/s.

Voor het maken van een betrouwbare berekening is toetsing van deze resultaten, gelet op de uitvoering van M 544 (door wind beïnvloede regelmatige golven), noodzakelijk. Daarbij zou tevens de spreiding in de resultaten geanalyseerd dienen te worden: met name de kans op overschrijding van bepaalde overslaghoeveelheden binnen relatief korte perioden kan van belang zijn, b.v. tijdens kortdurende waterstandsvariaties e.d.
Verder is onderzoek naar overslag bij scheef invallende golven noodzakelijk en de invloed van bermen. Meer specifieke (projectgerichte) onderzoeken dienen (nog) niet door de TAW aangeslingerd te worden.

Gezien de invloed van de waakhoogte dient ook de afwijking van de juiste kruinhoogte onderzocht te worden. Onderscheid kan daarbij gemaakt worden in toevallige afwijkingen (bouwtoleranties, uitgevoerd onderhoud etc.) en systematische afwijkingen (zettingen, NAP-daling, klink, verwering van veen etc.). Zo mogelijk dient ook de spreiding rond verwachtingswaarden voor deze laatste categorie aangegeven te worden.

Met behulp van deze onderzoeken moet het mogelijk zijn per dijkvak (i.v.m. plaatselijk afwijkende geometrie) de overdrachtsfunctie te bepalen en daaruit de k.d.f. van de totale overslag per dijkring per hoogwatergolf c.q. stormvloed. Combinatie van deze belasting met de situatie geeft de faalkans voor dit mechanisme.

Overigens wordt het gehele probleem een stuk eenvoudiger, maar ook minder genuanceerd, indien niet als criterium inundatie van de polder tot een bepaald niveau wordt aangehouden, maar b.v. een maximaal overslag debiet per m' dijklengte. Een uitspraak hierover moet dan wel gedaan worden.

2. Erosie buitentalud



fig. 7 grenstoestand "erosie buitentalud"

2a. Kleibekleding

Als eerste zal een criterium voor de erosie van een kleilaag geformuleerd moeten worden. Mag erosie optreden en zo ja tot welke omvang.
Uit de voorlopige resultaten van door het LGM verricht onderzoek, blijkt de erosiebestendigheid van een kale kleibekleding tegen te vallen. De verwachting is dat van de aanwezige grasmat een bijzonder gunstige werking uitgaat, hetzij door "wapening", hetzij door vermindering van de "grenslaag"turbulenties in overstortend water etc.
Een (arbitrair) erosiecriterium zou als volgt kunnen luiden: de dijk wordt geacht te zijn doorgebroken zodra erosie van de grasmat optreedt, danwel ter plaatse van een kale plek een ontgronding van 0,5 m diepte optreedt.
In dat geval kan het onderzoek zich toespitsen op die twee aspecten.

Voor de erosiebestendigheid van een kleibekleding met grasmat zijn geen duidelijke parameters aan te wijzen; een aantal factoren die wellicht invloed hebben zijn:

a. lengte v/h gras
b. spruit-dichtheid
c. bewortelingsdiepte
d. cohesie van de klei
e. inwendige wrijvingshoek
f. structuur
g. dikte, etc.

Het theoretisch model volgens welke deze parameters in een sterkte kunnen worden omgerekend, ontbreekt volledig en zal eerst ontwikkeld moeten worden.

De belasting is afhankelijk van:

x. waterstand
y. golfbeweging (hoogte H, periode T en richting θ)
z. geometrie

Uit deze parameters zal via nu nog onbekend overdrachts-functies de belasting bepaald moeten worden.

Allereerst zal een oriënterend onderzoek naar het mechanisme moeten uitwijzen of erosie bij hogere stroomsnelheden geleidelijk, eventueel progressief toeneemt, of dat overschrijding van een kritieke grens (b.v. erosie van de grasmat) leidt tot plotselinge bezwijken. In het eerste geval is de mate van erosie n.l. afhankelijk van de duur van de stroom/golfaanval, zodat de opzet van verder onderzoek daarop gericht zal zijn.

Gelet op het gecompliceerde karakter van het te onderzoeken verschijnsel, zijn laboratoriumproeven op ware grootte nodig. Of ook de belasting door golfaanval op ware grootte nagebootst moet worden (delta-goot WL), danwel door karakteristieke stroomsnelheden en laagdikten gerealiseerd kan worden (stroomgoot of golftunnel) is nu nog niet duidelijk. Vooralsnog lijkt het de meeste kans van slagen te hebben om een groot aantal monsters te beproeven onder verschillende golfomstandigheden (zie fig. 4), teneinde op die manier een indruk te krijgen van de uiteindelijke bezwijkkans en de invloed van de eerder genoemde parameters daarop.
Indien het mocht lukken deze invloeden in een mathematisch model te beschrijven, dan kunnen deze als afzonderlijke variaties worden verdisconteerd in een k.d.f. van sterkte en belasting. Daarvoor zal zowel laboratorium als veldonderzoek naar de k.d.f.'s van deze parameters noodzakelijk zijn.

Vooruitlopend op de ontwikkeling van het probabilistische rekenmodel voor deze grenstoestand, kan wellicht rechtstreeks door modelonderzoek de sterkte van bekledingen worden uitgedrukt in een golfhoogte die nog juist geen schade veroorzaakt. Een sterk vereenvoudigd model lijkt daarmee mogelijk.

2b. Verdedigd gesloten beloop (asfalt)

Eerst zal het bezwijken van de constructie gedefinieerd moeten worden. De huidige praktijk kent daarvoor twee grenstoestanden: het schuifcriterium en het opdruk-criterium.
Het eerste houdt in dat t.g.v. hoge waterspanningen onder de bekleding bij laag buitenwater, hetzij t.g.v. golfaanval, hetzij bij vallend water, de opneembare schuifweerstand langs het talud terugvalt en de bekleding wil afschuiven.
In extreme gevallen is het mogelijk dat de overdruk zo groot wordt dat de bekleding wordt opgedrukt, het tweede criterium.
Het plaatselijk overschrijden van het eerste criterium zal leiden tot plaatselijk trekspanningen in de bekleding, hetgeen niet onaanvaardbaar wordt geacht, terwijl het overschrijden van het tweede criterium zal leiden tot trekspanningen over een groot traject en mogelijk scheurvorming, hetgeen ten allen tijde onaanvaardbaar wordt geacht.

In formulevorm:

Schuifcriterium: $f\left\{(H\rho_w g + d\rho_a g)\cos\alpha - u\right\} \geq d\rho_w g \sin\alpha$

opdrukcriterium $(H\rho_w g + d\rho_w g)\cos\alpha \geq u.$

De sterkte van de bekleding zal in deze gevallen afhangen van:

a. dikte (d)
b. volumieke massa (ρ_a)
c. geometrie (taludhelling α)

terwijl de belasting wordt gevormd door de momentane waterstand boven de bekleding (H) en de waterdruk onder tegen de bekleding (u), die weer afhangen van:

w. geometrie
x. golfbeweging
y. waterstandsverloop
z. doorlatendheden

De spreiding in de sterkte parameters a, b en c zal weinig onderzoek vergen: uit de praktijk moeten over deze aspecten voldoende gegevens bekend zijn om een analyse te maken van

de opgetreden bouwtoleranties.
Ten aanzien van de belastingparameters zal met name de momentane waterstandsvariaties onder golfaanval op zeedijken en snelle val van het water onderzocht moeten worden. Voor de berekening van de waterspanningen onder de bekleding zal een betrouwbaar mathematisch of analoog model ontwikkeld moeten worden waarin naast de invloed van elastische en freatische berging, tevens grondwaterstroming door onvolledig verzadigde zones nagebootst kan worden. Voor dit laatste facet zal nog de nodige fundamentele studie verricht moeten worden.

De bekleding zal eveneens bezwijken indien ten gevolge van de belastingen (zowel uit- als inwendige overdruk) daarop de trekspanningen in de bekleding de breukspanning overschrijden.
Voor inwendige overdruk zij verwezen naar het voorgaande; de opneembare spanningen onder uitwendige belastingen hangen ondermeer samen met de sterkte parameters:

a. breukspanning
b. dikte bekleding
c. elasticiteitsmodulus bekleding
d. elasticiteit/beddingsconstanten ondergrond
e. volumieke massa bekleding,

terwijl mogelijk nog andere parameters van belang zijn (geometrie, volumieke massa ondergrond, plasticiteitsgrens).

Als belastingparameters kunnen worden genoemd:

w. waterstandsverloop
x. golfbeweging
y. geometrie
z. doorlatendheden (inw. waterdruk)

Hoewel veel onderzoek op dit gebied wordt verricht, is een mathematisch of analoog model nog niet beschikbaar. Een sterk vereenvoudigde relatie tussen golfhoogten, taludhelling, elasticiteitsmodulus ondergrond en vereiste (asfalt-)bekledingsdikte wordt in het Voorlopig Rapport vermeld (werkgroep gesloten dijksbekledingen 1961).
Aangezien dynamische belastingen in de ondergrond zettingsvloeiingen kunnen veroorzaken waardoor een eventueel opgesteld

model niet meer toepasbaar zou kunnen zijn, is allereerst onderzoek nodig naar de mogelijkheid van dit verschijnsel, (pakkingsdichtheden en verzadigingsgraden) zodat het verdere onderzoek daarop kan worden afgestemd. Daarna dient de aandacht op de reactie van de ondergrond op de golfbelasting te worden gericht, waarvan de vorm, grootte en duur reeds in een eerder stadium onderzocht kunnen worden.

2c. Verdedigd open talud (steenzettingen)

Voor open bekledingen van los gezette elementen, is het vaststellen van een eenduidig criterium voor bezwijken een moeilijke, maar dringende zaak. Tijdens vrijwel elke stormvloed van enige importantie wordt op meerdere plaatsen langs de kust schade aan steenzettingen aangericht, zonder dat deze aanleiding tot doorbraak, laat staan inundatie is geweest. Overigens heeft de ervaring geleerd dat een eenmaal begonnen schade zich snel kan uitbreiden, zodat de nodige voorzichtigheid in acht genomen moet worden.

Hoewel afschuiven en opdrukken als mechanismen niet uitgesloten mogen worden, zal het belastingmodel toch sterk afwijken van dat onder 2.b genoemd, omdat de waterspanning onder tegen de bekleding veel meer door de waterbeweging op het talud wordt beïnvloed. Pogingen om tot een beschrijving van de mogelijke bezwijkmechanismen te komen hebben tot dusverre geen resultaat gehad.
Om deze reden wordt nu in een schaalmodel getracht verbanden te vinden tussen bezwijken en sterkte parameters als:

a. dikte bekleding
b. oppervlakte van bekledingselementen
c. volumieke massa
d. wrijvingscoëfficiënten
e. geometrie
f. funderingsdikte
g. doorlatendheid fundering

en belasting parameters als:

x. golfbeweging (H, T en θ)
y. geometrie
z. waterstand

Voor een probabilistische benadering zal het uiteindelijk noodzakelijk zijn om in een fysisch model door het variëren van alle parameters de invloed daarvan op het bezwijken na te gaan, zodat na het bepalen van de k.d.f.'s van de relevante parameters de uiteindelijke bezwijkkans van de bekleding kan worden berekend.

2.d. Onverdedigd talud (duinen)

Het grootste verschil tussen een dijk en een duin, als waterkering bezien, betreft het golfkerende mechanisme.
In zijn uiterste vorm bestaat een waterkering, waarin een duin is opgenomen uit een flauw aflopend strand-en vooroever gedeelte, waarop de golven de gelegenheid hebben tot geleidelijke breking, zodanig dat bij het duin zelf slechts de golfenergie vernietigd wordt van de reeds ten dele gebroken golven. Deze golven zijn volgens de beschikbare theorie ter orde van grootte van de (stil-) waterhoogte voor de duinvoet, doch in de praktijk groter. De energievernietiging vindt voor een groot gedeelte plaats door terugkaatsing van de golf tegen de onder natuurlijk talud staande zeezijde van de zeereep, waarbij de hydrodynamisch maximale steilheid en golfhoogte van de golf ter plaatse wordt overschreden en verdere breking optreedt; gezien het steile talud is de golfoploop van geringere betekenis.
Het buitentalud wordt niet geacht tegen de golfaanval bestand te zijn; de verdediging bestaat hieruit, dat het duin dusdanig erodeert, dat het strand een landwaarts oplopend "stormvloedprofiel" aanneemt; hierbij komt de duinvoet al retirerend hoger te liggen, totdat slechts een zeer geringe golfhoogte voor de duinvoet overblijft. Volgens de heersende filosofie wordt het overblijvende duin - waaraan alleen de eis wordt gesteld dat het minimaal 10 m breed is ter hoogte van het ontwerppeil-stilzwijgend geacht hydrologisch-grondmechanisch stabiel en voldoende ondoorlatend te zijn geen overslag te vertonen en dus geen aanval op het binnentalud te verkrijgen.
Daarentegen heeft een dijk een veel flauwer buitentalud; waar in het extreme geval (diep voorland) de ongebroken golf opbreekt; de golfenergievernietiging wordt - naast een betrekkelijk geringe terugkaatsing - verkregen door breking op het talud, waarbij grote golfoploop kan vóórkomen en waarbij getolereerd wordt dat een klein percentage golven overslag vertoont. De eigenschappen van het binnentalud dat geacht wordt in stand te blijven, zijn dus essentiëel voor de standzekerheid van de waterkering.
Tot op heden wordt een dijk in principe geacht zowel qua taludbekleding als qua grondmechanisch-hydrologisch gedrag in stand te blijven bij de ontwerpomstandigheden. Of dit het geval is bij een dijksontwerp vormt meestal punt van onderzoek; daarnaast wordt bij het beheer van een dijk de toestand waarin de dijk

zich bevindt zo nauwlettend als praktisch mogelijk is in het oog gehouden (dit in tegenstelling tot de landzijde van een waterkerend duin).
Een tussenvorm tussen een duin en een dijk wordt gevonden in een duin met duinvoetverdediging; deze zeewering wordt bij frequent vóórkomende stormen geacht als dijk te fungeren; beschouwt men de maatgevende stormomstandigheden, dan wordt het waterkerend vermogen getoetst op dezelfde wijze als een duin, m.a.w. de duinvoetverdediging wordt niet aanwezig geacht.
Een essentiëel verschil tussen een waterkerend duin en een dijk wordt tevens gevonden in het gedrag in de tijd. Het waterkerend vermogen van een dijk neemt in de loop van de tijd af door zetting en zeespiegelrijzing; dit zijn echter praktisch steeds graduele kleine veranderingen t.o.v. de veranderingen die het waterkerend vermogen van een duin kan ondergaan t.g.v. aanwas of erosie.

Zover bekend heeft tot op heden niemand een dijk als "duin" of een duin als dijk "berekend". Dat wil zeggen, dat de verborgen veiligheid, welke in een dijk (zeker bij hoog voorland) aanwezig kan zijn nadat de bekleding van het buitentalud door golfaanval vernietigd is en het in de dijk opgesloten zand een duinafslag-profiel gaat vormen[1)] nooit in de beschouwingen betreffende de dijksdimensionering is betrokken. Theoretisch zou de golf-oploop kleiner moeten worden als de bekleding vernietigd is en zich een afslagprofiel heeft kunnen vormen.
Anderszins is de Voorlopige Richtlijn voor duinafslag van de TAW zeer luchthartig waar het golfoverslag betreft. Aan de hoogte van het duin dat blijft staan boven het ontwerppeil wordt geen enkele eis gesteld; zelfs de golf set-up wordt niet in de beschouwingen betrokken!

Uit het bovenstaande volgt, dat het erg gemakkelijk is een duin te dimensioneren, dat aan de TAW-richtlijn voldoet, doch wanneer men het van een bekleding zou voorzien allerminst als "dijk" aan de richtlijnen gegeven door de Deltacommissie zou voldoen.
Een probabilistische aanpak lijkt een zeer rationele wijze om de beide berekeningsmethoden aan elkaar te koppelen.

1) aannemend, dat de dysfunctionerende bekleding geen verstorend element vormt.

In de foutenboom zou boven "erosie buitentalud" horen te worden vermeld: "afslagprofiel voldoet niet aan TAW-richtlijn". "Erosie buitentalud" zou door "te grote erosie buitentalud" moeten worden vervangen.

2.e. Stabiliteitsverlies buitentalud.

De beschrijving van deze grenstoestand verloopt analoog aan het stabiliteitsverlies van het binnentalud, welke onder 4a zal worden besproken. De stabiliteit van het buitentalud wordt daarbij nog beïnvloed door de ligging van de vooroever, welke in sommige gevallen aan belangrijke veranderingen onderhevig kan zijn. Op de vele manieren waarop die veranderingen tot stand kunnen komen wordt hier niet verder ingegaan. Slechts zij het bijzonder geval van de oeverval vermeld, waarbij de verandering zeer plotseling is en waarbij direct stabiliteitsverlies van het buitentalud het gevolg kan zijn.

3. Interne erosie

Na het gereedkomen van een beschrijving van het verschijnsel "piping", zal de grenstoestand van bezwijken nauw omschreven moeten worden.

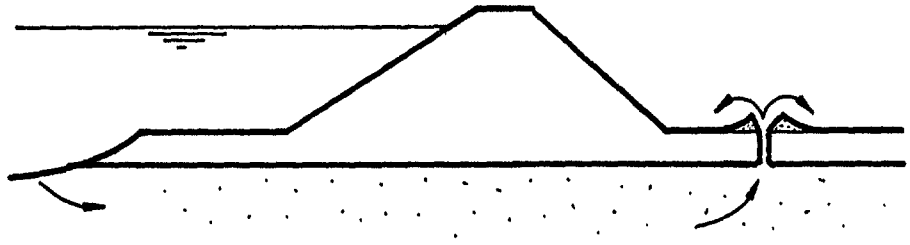


fig. 8 grenstoestand "piping"

Wordt de dijk geacht te zijn bezweken zodra zich een gang begint te ontwikkelen, zodra meer dan b.v. 1 m^3 zand uit de wel is afgevoerd, of zodra het achterliggende gebied tot inundatiepeil is volgelopen?

In het eerste geval zal verder onderzoek niet op de tijdsafhankelijke ontwikkeling van de gang behoeven te richten, waardoor een relatief eenvoudige opzet wordt verkregen.

Bij een eerste benadering lijkt de sterkte afhankelijk van:

a. korrelverdelingen
b. c en ϕ waarden
c. geometrie

Hoe deze parameters in een model kunnen worden weergegeven is niet duidelijk; mogelijk zijn er nog meer.

Belastingparameters zijn (o.a.):

x. waterstand
y. doorlatendheden
z. geometrie

Als belasting dient de grondwaterbeweging (uittreeverhang) in een mathematisch model te worden bepaald; aangezien de stroming door relatief goed doorlatende zandlagen maatgevend is, kan met een eenvoudig rekenmodel worden volstaan: semipermanente stroming, de freatische en elastische berging is te verwaarlozen.

Uitgaande van de gebruikelijke schematisaties, zouden door waarnemingen in de praktijk de (toevallige) afwijkingen van het berekende stromingsbeeld vastgelegd moeten worden.

Tot dusverre wordt voor de grenstoestand interne erosie een vereenvoudigd model toegepast, waarin de sterkte van de constructie wordt geparameteriseerd door de kortste kwelweglengte (L) en een coëfficiënt (C_w) voor de grondeigenschappen, terwijl de belasting wordt weergegeven door het verval H. Deze relatie luidt voor de grenstoestand $\frac{L}{C_w} = H$, of ook

$$\frac{L_v + 1/3\ L_H}{C_L} = H.$$

Bij hantering van dit eenvoudige mathematische model $\frac{L}{C_w} = H$, zou een probabilistische benadering mogelijk worden indien naast de k.d.f. van H ook die van C_w en L bekend is. Deze laatste maat is vrijwel exact te bepalen bij het ontbreken van afdichtende kleilagen buitendijks, d.w.z. bij waarden van L die in het kritieke gebied liggen. Bij de aanwezigheid van afdichtende lagen is L zeer groot, maar kunnen lokale doorgravingen voorkomen. De kans daarop dient dan bepaald te worden, danwel door intensief onderzoek per project geelimineerd te worden.
Dit laatste is geen, het eerste mogelijk wel een taak voor de TAW.

4. Erosie binnentalud en kruin

4a. Stabiliteitsverlies.

De stabiliteit tegen afschuiven van het binnentalud wordt beoordeeld aan de hand van een evenwichtsfactor bepaald volgens één van de daarvoor beschikbare methoden, die gebruik maken van c en ϕ-waarden bepaald op grond van cel- en triaxiaalproeven.
Uitgaande van gemiddelde grondparameters wordt door verschillende instituten en diensten bij gebruik van de methode Bishop een minimale evenwichtsfactor vereist variërend van 1,15 tot 1,50. Op dit ogenblik bestaat hierover nog geen consensus.
De gevolgen van een eventuele afschuiving worden echter niet in rekening gebracht, m.a.w. bij een diepe afschuiving die direct tot doorbraak leidt - b.v. ter plaatse van een wiel - wordt dezelfde evenwichtsfactor geeist als bij oppervlakkige afschuivingen die het waterkerend vermogen van de dijk nauwelijks afbreuk doen.



fig. 9 grenstoestand "afschuiving binnentalud"

Onderzocht dient te worden in hoeverre een dergelijke ondiepe afschuiving inleiding kan zijn tot verder stabiliteitsverlies: blijft de afgeschoven grond liggen onder een helling $tg\phi$?
Voor de uiteindelijke omvang van de afschuiving(en) dient te worden aangegeven wanneer de dijk wordt geacht te falen: bijvoorbeeld afschuiving tot binnenkruinlijn, halverwege de kruin of buitenkruinlijn.

In de gebruikelijke benaderingen wordt ervan uitgegaan dat een eventuele afschuiving optreedt langs een veelal cirkelvormig glijvlak, waarbij de grenstoestand wordt gekarakteriseerd door $M_A = M_W$ (aandrijvend moment = weerstrevend moment). In deze visie is M_A de belasting, terwijl M_W de sterkte van de dijk vormt.

Het aandrijvend moment is echter nauwelijks afhankelijk van de feitelijke belasting (hoogwater); hooguit vindt enige gewichtstoename door toestromend grondwater plaats.
De feitelijke belasting veroorzaakt echter verhoogde waterspanningen, waardoor de opneembare schuifkracht terugloopt.
Afschuivingen t.g.v. indringend overslaand water (of regenwater) worden eveneens veroorzaakt door de verhoging van de waterspanningen of stromingsdruk (Edelman 1960).

Voor een probabilistische benadering verdient het aanbeveling de sterkte van de constructie uit te drukken in:

a. geometrie
b. volumieke massa
c. cohesie
d. inw. wrijvingshoek

terwijl de belasting (n.l. de waterspanningen) gekarakteriseerd zou moeten worden door parameters:

w. geometrie
x. doorlatendheden
y. waterstand.
z. infiltratie door overslag en regenval

Wordt echter het klassieke glijvlakmodel gevolgd, dan blijkt de sterkte van de dijk af te hangen van de volgende parameters:

a. geometrie
b. volumieke massa (ρ)
c. doorlatendheden
d. waterstand
e. cohesie (c)
f. inwendige wrijvingshoek ($tg\phi$)

Het weerstrevend moment wordt voor een cirkelvormig glijvlak lopend van A naar B berekend volgens

$M_W = \int_A^B \vec{K}.R^2 d\phi$, waarin R = straal, $Rd\phi$ = segmentje van de cirkelboog

en $\vec{K}$ = passieve schuifweerstand = $c + (\sigma_g - u)\ tg\phi$, met u = waterspanning. Voor de berekening van deze schuifweerstand bestaan

verschillende rekenprogramma's (zie litt. Bishop, Hoogenboom e.a.). Het aandrijvend moment hangt af van:

w. geometrie
x. volumieke massa
y. doorlatendheden
z. waterstand, en wordt berekend met $M_A = \phi_V a.\rho_g.dV$ over het

door het glijvlak omsloten oppervlak, waarin a de horizontale projectie van de afstand tot het middelpunt van de cirkel is.

De spreiding rond de "gemiddelde" waarden van de relevante parameters waarmee de stabiliteitsberekening wordt uitgevoerd, dient bekend te zijn om de kans dat een afschuiving langs het glijvlak optreedt, te berekenen. Het onderzoek naar een aantal daarvan ligt meer op de weg van de TAW, zoals:

- onderzoek naar de spreiding van doorlatendheden, volumieke massa, cohesie en inwendige wrijvingshoek in een laag,
- onderzoek naar de relatie tussen laboratoriumresultaten en grondmechanische eigenschappen in het prototype, en de resultaten van verschillende proefprocedures onderling,
- onderzoek naar complicerende factoren als spanningspad, middelste hoofdspanning en anisotropie en de invloed daarvan op het grondevenwicht,
- onderzoek naar de elastische berging in zand,
- onderzoek naar de freatische berging
- onderzoek naar niet permanente stroming in slecht doorlatende grond (bepaling consolidatiecoëfficiënten).
- onderzoek naar reologische eigenschappen (kruip).

Onderzoek naar de afwijkingen van laagverdelingen lijkt gezien het locale karakter van deze afwijkingen in eerste instantie meer project gebonden; wel zou de TAW aan kunnen geven hoe deze afwijkingen op zinnige wijze in een "spreiding" vallen te verdisconteren. Hetzelfde geldt voor spreiding in grondmechanische eigenschappen binnen een laag, waarvoor in de "Leidraad voor ontwerp, beheer en onderhoud van constructies en vreemde objecten in, op en nabij waterkeringen" (TAW 1976), reeds een aanbeveling wordt gedaan hoe met een dergelijke spreiding rekening te houden.

4b. Verweking

Ook voor dit mechanisme geldt dat eerst de mogelijke gevolgen van verweking en uitspoeling bezien dienen te worden. In het algemeen zal cohesief materiaal niet worden uitgespoeld, wel zullen dan oppervlakkige (of diepere) afschuivingen kunnen ontstaan (zie stabiliteit). Cohesieloos materiaal zal daarentegen gaan uitvloeien tot onder een bepaald talud. Aangegeven zal moeten worden hoever verweking mag gaan totdat de dijk bezweken wordt geacht, omdat een verweking of ondiepe afschuiving zijn invloed op het waterspanningsverloop zal hebben, waardoor na aanpassing nieuwe vervormingen zullen kunnen optreden.

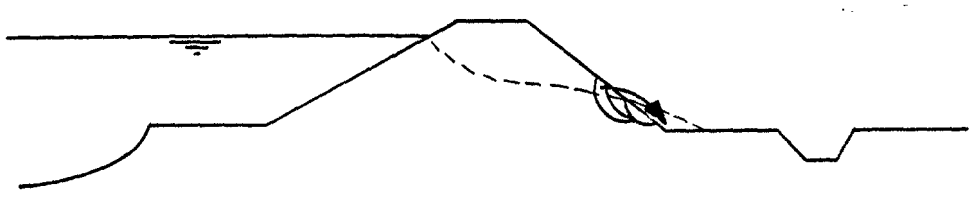


fig. 10 grenstoestand verweking binnentalud

In het geval van cohesieloos materiaal wordt de sterkte bepaald door:

a. geometrie
b. inw. wrijvingshoek (ϕ)
c. volumieke massa

terwijl de belasting wordt gevormd door de waterspanningen, die afhankelijk zijn van:

x. geometrie
y. doorlatendheden
z. waterstand.

Het talud zal bij horizontaal uittredend water uitvloeien tot aan de hoogte van het uittreepunt van de freatische lijn, indien de taludhelling α groter is dan $\frac{1}{2}\ \phi$.

Voor de bepaling van de uiteindelijke omvang van de vloeiing is onderzoek noodzakelijk naar de helling waaronder het verweekte materiaal tot rust komt en de snelheid waarmee de freatische lijn zich aanpast aan een opgetreden verweking. Een aantal van de resultaten van onderzoeken die bij het voorgaande (stabiliteitsverlies binnentalud) nodig zijn bevonden, zullen ook bij het aspect verweking gebruikt worden.

4c. Opdrukken afsluitende lagen

Het opdrukken van een samenhangend pakket is op zichzelf beschouwd niet van invloed op de stabiliteit van de dijk, omdat onder die omstandigheden reeds bij de stabiliteitsberekening gerekend is met het volledig ontbreken van schuifweerstand langs het diepere gedeelte van het glijvlak. Wel kan het aanleiding zijn tot interne erosie (er komt ruimte voor de verplaatsing van materiaal). Ofschoon het verschijnsel van opdrukken vrij eenvoudig in een model is weer te geven, zijn de gevolgen voor de totale inundatiekans minder gemakkelijk aan te geven. Een duidelijk bezwijkcriterium zou hier het punt van opdrukken kunnen zijn.

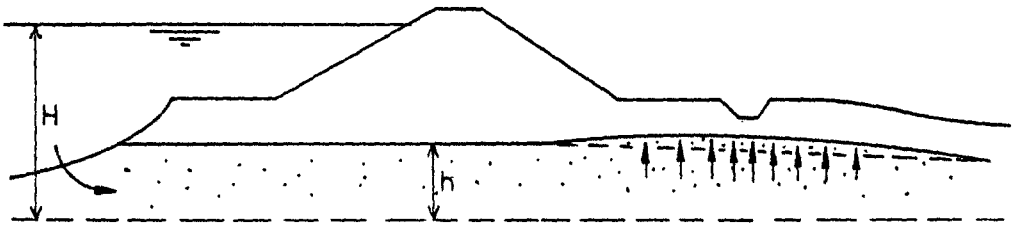


fig. 11 grenstoestand "opdrukken afsluitende lagen"

De sterkte wordt dan bepaald door:

a. dikte samenhangend pakket

b. volumieke massa van deze laag (of lagen)

waaruit het gewicht volgt, n.l. $\sum_{i=1}^{n} g.\rho_i.d_i$.

De belasting wordt gevormd door de waterdruk onder tegen het samenhangende pakket en hangt uitsluitend af van:

x. waterstand voor de dijk (H)

y. doorlatendheden

z. geometrie.

Uit deze gegevens is te berekenen dat de waterdruk tegen de onderzijde van het samenhangende pakket, maximaal $\rho_w g$ (H-h) kan bedragen, waarin h de hoogte van de onderzijde van het samenhangende pakket is; eventuele reducties zijn afhankelijk van de geometrie en de doorlatendheden.

Onderzoek naar de spreiding in volumieke massa's laagdikten en doorlatendheden (zie ook 4) enerzijds en naar de k.d.f. van de waterstand anderzijds zal nodig zijn.

4d. erosie kleibekleding

Ten gevolge van overslaand water zal de kleibekleding van het binnentalud aangetast kunnen worden. Hoewel de omstandigheden waaronder zulks zich zal voordoen duidelijk verschillen van die op het buitentalud - geen stroming in twee richtingen - zullen zowel de sterkte- als de belastingparameters dezelfde zijn als die bij mechanisme 2a. Ook het sterktemodel zal gelijk zijn, zodat uitsluitend extra onderzoek naar de overdrachtsfunctie voor de belastingen nodig zal zijn. Dit houdt in dat het onderzoek naar dit mechanisme gebruik zal moeten maken van resultaten die verkregen worden bij de uitvoering van het onderzoek zoals dat is omschreven bij erosie buitentalud, kleibekleding (2a).

5. Afschuiving

Zodra de horizontale waterdruk tegen de kering de opneembare schuifkracht overschrijdt, zal de kering in zijn geheel verplaatst worden.

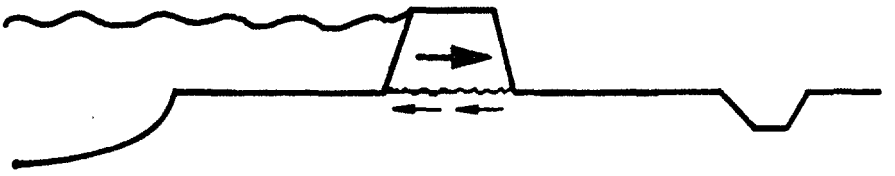


fig. 12 grenstoestand "afschuiving"

De sterkte hangt in dat geval af van:

a. geometrie
b. volumieke massa van de kering
c. wrijvingseigenschappen (c en tgϕ)
d. waterspanningen in de dijk

De enige belastingparameter is dan de waterstand (H) voor de dijk. Een probabilistische aanpak voor deze grenstoestand, die onder in ons land gebruikelijke omstandigheden niet zal voorkomen, kan gebaseerd worden op onderzoek, noodzakelijk voor grenstoestand "stabiliteitsverlies binnentalud" (4a).

6. Kantelen.

Indien de waterkering zich gedraagt als een starre constructie op slappe grond, zal t.g.v. de horizontale waterdruk en kantelmoment optreden, dat aan de binnenteen grondbreuk kan veroorzaken. Dit verschijnsel zal zich bij waterkeringen uit grond niet voordoen; anders ligt dat bij stenen dammen, bijzondere constructies etc. Volledigheidshalve is dit echter vermeld.



fig. 13 grenstoestand "kantelen"

De sterkte van de ondergrond wordt gekarakteriseerd door:

a. de beddingsconstante k,
b. oppervlakte dragend vlak,
c. evenwichtsdraagvermogen van de bodem.

de belasting hangt af van:

x. gewicht en stijfheid van de kerende constructie
y. geometrie
z. waterstand (H)

Nader onderzoek naar dit verschijnsel (met name de beddingsconstanten) lijkt in het kader van de probabilistische benadering vooralsnog weinig urgent.

7. Kwel

De hoeveelheid kwelwater tijdens hoogwater wordt pas interessant indien de polder ten gevolge daarvan inundeert. Deze hoeveelheid zou dan bij de grenstoestand "overlopen" (1) als aanvullende belasting meegenomen dienen te worden;

Deze belasting is afhankelijk van:

v. geometrie (v)
w. doorlatendheden (k)
x. dijklengte
y. waterstand voor de dijk (hoogte en druk)
z. waterstand binnendijks (h)

De sterkte wordt in dit geval beïnvloed door:
a. geometrie van de dijk
b. doorlatendheden dijk en ondergrond
c. oppervlakte van het beschermde gebied
d. toelaatbare inundatiediepte
e. bemalingscapaciteit en duur.

Bij een verdeling van de dijk in n vakken van een meter breed kan het kweldebiet worden berekend per meter verval (y-z), b.v. in een electrisch analogon. De totale hoeveelheid kwel is dan gelijk aan $\sum_{i=1}^{n} f_{(v,k)_i} . (H_i - n_i)$.

Wel moet onderzocht worden of bij overschrijding van een bepaalde grenswaarde van $(H_i - h_i)$, het veronderstelde verband tussen kwel enerzijds en geometrie en doorlatendheden anderzijds - de functie $f_{(v,k)_i}$ - niet discontinu is (piping, opdrukken afsluitende lagen etc.).

Opgemerkt zij dat vooral bij boezemkaden nogal eens plotseling grote kwel kan optreden na droge perioden (uitdroging en scheurvorming, verwering van veen) of juist natte perioden in combinatie met regen. Ook hiernaar zal onderzoek noodzakelijk zijn.

8. Andere oorzaken

Naast gebeurtenissen die zijn weergegeven bij de technische aspecten, kunnen ook andere aanleiding zijn tot het onderlopen van een polder (zie fig. 2).
In het algemeen onderscheidt men twee categorieën ongewenste gebeurtenissen, naast de "technische" kans op falen.
Deze twee categorieën zijn grove nalatigheid en overmacht.

Grove nalatigheid

Bij grove nalatigheid is sprake van opzettelijke of onopzettelijk onzorgvuldig gedrag van verantwoordelijk personeel. Er zijn verder twee niveau's te onderscheiden waarop grove nalatigheid de veilige taakvervulling van een constructie nadelig kan beïnvloeden.
Ten eerste kan grove nalatigheid tijdens de bouw van de constructie de sterkte van een onderdeel verminderen op een wijze, die buiten de eerder genoemde kansdichtheidsfunctie van de sterkte valt. Ter illustratie het volgende voorbeeld.
Bij de bouw van een brug raakte de stortploeg tijdens de laatste stort voor Kerstmis zonder cement. Omdat het personeel naar huis wilde werd de bekisting gevuld met schrale beton, afgedicht met een laagje gewone beton. De brug bezweek.
Ten tweede kan grove nalatigheid bij de bediening of het onderhoud van de voltooide constructie de aanleiding zijn tot onverwacht falen.
Een voorbeeld van onopzettelijk onzorgvuldig gedrag bij de bediening van een voltooide constructie is het volgende. Tijdens de zomer is de samenstelling van de ploeg, die de coupure in een havendijk afsluit, gewijzigd. Door een misverstand wordt de nieuwe voorman niet op de hoogte gesteld van een naderende stormvloed en stroomt de polder onder.
Hoewel een ontwerper niet verantwoordelijk gesteld kan worden voor de gevolgen van onzorgvuldig gedrag van anderen, toont met name het tweede voorbeeld aan, dat de keuze van een ontwerpalternatief de gevolgen van onzorgvuldig gedrag kan beïnvloeden.
De mate waarin de keuze van een alternatief, de kans op een ongewenste gebeurtenis ten gevolge van onzorgvuldige bediening of onderhoud vergroot, volgt uit een foutenboom.

Overmacht

De wet verstaat onder overmacht, gebeurtenissen die niet voortvloeien uit grove nalatigheid of onzorgvuldigheid, zoals meteoriet- en bliksem-inslag, oorlogshandelingen, aardbevingen, sabotage etc.
Hoewel het onderscheid duidelijk lijkt, is enige oplettendheid vereist, omdat hetgeen als overmacht beoordeeld wordt, kan variëren met tijd en plaats. Een stormramp van de omvang van 1953 zou door de mensen, die rond 1600 ons land bevolkten, zeker als overmacht gekwalificeerd zijn. Doch als een stormvloed van dit niveau in 1980 optreedt met ernstige gevolgen, zal dit zeker resulteren in een beschuldiging van grove nalatigheid aan het adres van de beheerders en toezichthouders. Het technisch vermogen en de welvaart van een samenleving bepalen dus mede, welke risico's als overmacht worden geaccepteerd.
Anderzijds varieert hetgeen men opvat als overmacht met de plaats. Over een aardbeving zal men in Nederland niet lang debatteren, doch in Japan kan de constructeur van een gebouw dat tijdens een matige aardbeving bezwijkt, op weinig clementie rekenen.
Uit deze voorbeelden blijkt, dat de frequentie waarmee een gebeurtenis ter plaatse optreedt ook een rol speelt bij de beoordeling. Gebeurtenissen met een herhalingstijd, die veel langer is dan een mensenleven rangschikt men gemakkelijk onder overmacht. Indien een fenomeen met ernstige consequenties zich echter enkele malen binnen een mensenleeftijd herhaalt en het binnen het technisch en economisch vermogen van een samenleving ligt zich er tegen te beschermen, zal een beroep op overmacht worden afgewezen. In het gebied tussen de beide uitersten is het oordeel moeilijk.

V. Normniveau

Maatschappelijke en sociale aspecten van het risico

Het leven dwingt de mens voortdurend een compromis te zoeken tussen nagestreefde voordelen en de daaraan verbonden risico's. Zolang deze afwegingen niet verder reiken dan de persoonlijke sfeer, worden ze in het algemeen snel gemaakt.
De mate van risico die een individu accepteert, hangt onder meer af van zijn leeftijd en zijn persoonlijke instelling, doch ook de volgende factoren spelen een rol:

1. De mate waarin het risico vrijwillig wordt geaccepteerd in het licht van persoonlijk voordeel of van buitenaf wordt opgelegd.
2. De herkenbaarheid van het risico.
3. De aard van de gevolgen.
4. Het maatschappelijk voordeel, verbonden aan het trotseren van het risico.
5. De mogelijkheden om het risico te beperken.
6. De historische achtergrond van het risico.

Uit vrijetijdsbestedingen als diepzee-duiken en bergbeklimmen blijkt, dat sommige mensen vrijwillig risico's nemen, die niet geaccepteerd zouden worden indien ze van buitenaf werden opgelegd. Per definitie geldt dit alleen voor risico's die als zodanig worden herkend.
Mensen kunnen worden blootgesteld aan veel grotere risico's indien hun de middelen ontbreken hun situatie als gevaarlijk te herkennen.
Uit de reacties van de nieuwsmedia en de politiek blijkt steeds weer, dat de risico-aversie sterk toeneemt met de omvang van het rampzalige voorval. Eén ongeval waarbij 50 slachtoffers te betreuren zijn krijgt meer publiciteit dan een aantal kleinere ongevallen waarbij telkens twee of drie doden vallen.
Een belangrijk punt in de publieke beoordeling van risico's is de mate van maatschappelijk voordeel, dat behaald wordt door het trotseren van het risico.
Het feit dat een bevolking, die haar zonen in een oorlog

stuurt, heftig reageert op een stijging van het sterftecijfer bij kleine medische ingrepen, toont dit aan.
Deze reactie wordt nog versterkt door de wetenschap, dat er in het geval van medische ingrepen mogelijkheden zijn het risico te beperken. Tot slot speelt ook de historische achtergrond van het risico een bepaalde doch moeilijk te kwantificeren rol.
Een korte beschouwing van de ongevallen-statistiek op bijgaande tabel geeft een indruk van het maatschappelijke risico in Nederland. Het blijkt dat de ongevallen

Sterfte t.g.v. ongevallen

In huis	2176		
Op straat	134		
Spoorweg-overgang	36		
Openbare gebouwen	20		
Gesticht Inricht.	79		
Openb. water	377		
		2822	2.10^{-4}
Fabriek	106		
Aan boord	2		
Op zee	1		
Zee- en luchthavens	8		
Trein-ongevallen	67		
In 't veld	24		
		208	$5.5.10^{-5}$
Auto-ongevallen	2270		
Sport en vrije tijd	33		
		2303	$1.65.10^{-4}$
Onbekend	229	229	$1.64.10^{-5}$
		5562	$4.0.10^{-4}$

met dodelijke afloop in twee hoofdoorzaken uiteen vallen; ongelukken thuis en auto-ongelukken, die elk ongeveer 2500 doden per jaar eisen (CBS 1976). De kans op een ongeval in één van deze categorieën is gemiddeld per Nederlander 2.10^{-4} per jaar.
De kans op een ongeval in fabrieken, aan boord van schepen, op haventerreinen en tijdens treinreizen is veel kleiner, zelfs indien dit aantal ongevallen betrokken wordt op de werkende beroepsbevolking blijft het risico beperkt tot $5.5.10^{-5}$ per jaar.

In de internationale literatuur wordt het risico beschouwd als de som van drie componenten:

1. Het basisrisico, dat is het onvermijdelijke minimum risico dat een lid van de gemeenschap moet accepteren. Op de grootte van dit risico heeft hij geen invloed en derden kunnen er niet voor aansprakelijk gesteld worden. Het is de laatste dicennia de plicht van regerings-instanties geworden dit risico op een maatschappelijk aanvaardbaar niveau te houden.
2. Het vrijwillige risico, dat alle risico's omvat die binnen de invloedssfeer van het individu vallen en waarvan hij beseft dat ze uit zijn aktiviteiten voortvloeien.
3. Het aansprakelijkheidsrisico, dat van toepassing is op die gevallen waar de schuld van een verantwoordelijke instantie aanwijsbaar is.

Omdat het moeilijk is het totale risico onaanvechtbaar over de drie componenten te verdelen, kiest men vaak een tussen-oplossing.
Aan elke component door ongeveer één derde van het totale risico toe te kennen,zodat het basis-risico-niveau in Nederland ongeveer gesteld kan worden op

$$\frac{1}{3} \cdot \frac{5562}{14.10^6} = 1.33 * 10^{-4} \text{ per jaar.}$$

Naast een opsplitsing in componenten, zou ook een onderzoek naar de regionale verdeling van het risico over Nederland van belang kunnen zijn.

Een normniveau voor het risico, dat constructies bezwijken kan niet zonder meer worden afgeleid uit het hierboven genoemde basis-risico-niveau.
Correcties moeten worden aangebracht voor de aard en de omvang van de gevolgen en voor de mate, waarin van vrijwillig gebruik van de constructie sprake is. Tenslotte speelt de mogelijkheid om het risico te beperken een rol, evenals de historische achtergrond.

Een praktisch normniveau voor de bezwijkkans van civiele constructies, zou gevonden kunnen worden door als uitgangspunt te kiezen, dat een dergelijke constructie geen noemens-

waardige vergroting van het basisrisico mag vormen. De toevoeging aan het persoonlijk basisrisico mag b.v. ten hoogste 10^{-5} per jaar bedragen.
Het aanvaardbare groepsrisico wordt nu benaderd door:

$$\frac{10^{-5}}{\text{groepsomvang}} \qquad \text{per jaar}$$

De ervaring, dat de ernst van een ongeval meestal meer dan evenredig toeneemt met het aantal slachtoffers, en overwegingen van andere aard maken dat dit groepsrisico beleidsmatig nog aanpassing behoeft.
Door invoering van een beleidsfactor β is het aanvaardbare groepsrisico vast te stellen op: $\beta * \frac{10^{-5}}{\text{groepsomvang}}$ per jaar.

Misschien dient ook de reeds genoemde regionale spreiding van het risico in aanmerking te worden genomen.

Bovenstaande gedachte is uiteraard niet meer dan een illustratie; over normen voor aanvaardbare groepsrisico's dient een uitgebreide discussie te worden gevoerd.

Econometrische berekening van het optimale risico-niveau

De theoretische methoden om het economisch optimale risico-niveau te berekenen zijn reeds lang bekend.
In het rapport van de Deltacommissie voert het Mathematisch Centrum een berekening van de optimale hoogte der zeedijken uit. De gang van deze berekening, die misschien in het verleden te weinig aandacht heeft gekregen, is als volgt:

Men veronderstelt, dat de nieuwbouw-kosten van een kunstwerk ten dele een functie zijn van de nagestreefde veiligheid.
Hoe groter de veiligheid, des te hoger de kosten.
Doch anderzijds daalt met de toenemende veiligheid de schade-verwachting.
Het optimale risico-niveau is nu dát niveau, waarvoor de som van nieuwbouw-kosten en gekapitaliseerde schade-verwachting minimaal is.

pf = faalkans v.d. constructie

Tk = totale nieuwbouw-kosten

Ts = totale schade

Gs = schade t.g.v. het bezwijken van de constructie

VP = verzekeringspremie of schadeverwachting

i = rentevoet

N = levensduur v.d. constructie

$Tk = C_0 + pf * C_1$

Ts = Tk + Gs

VP = pf * Ts

de doelstellingsfunctie:

$$\text{minimaliseer} \quad Tk + \sum_{n=1}^{N} \frac{VP}{(1+i)^n}$$

Een groot probleem doet zich voor bij de vaststelling van de schade, die het gevolg is van het bezwijken van de constructie, omdat ten behoeve van de berekening ook het verlies van mensenlevens in geld moet worden uitgedrukt. Hier wordt opnieuw het terrein van de vorige paragraaf betreden.

VI. Uitwerking van een grenstoestand

Ter illustratie van het voorafgaande is getracht om de kruinhoogte van zowel een zeedijk als een rivierdijk probabilistisch te berekenen en de resultaten daarvan te vergelijken met de tot dusverre gebruikelijke berekeningsmethoden. Aangezien andere grenstoestanden zich (nog) niet lenen voor een cijfermatige uitwerking, is uitsluitend de 2%-golfoploop bekeken. Als ontwerpnorm is voor de zeedijk een overschrijdingskans van $2.5.10^{-4}$ per jaar en voor de rivierdijk 8.10^{-4} per jaar aangenomen.

Voor de zeedijk is een fictieve dijk bestudeerd met een buitentalud onder 1:6, die ter plaatse van de afdamming van de Oosterschelde is gesitueerd gedacht, d.w.z. georiënteerd op de stormstreek. Ter vergelijking is tevens een zeedijk bekeken die van de storm af is gelegen.
Voor de rivierdijk is een fictieve dijkring beschouwd met variërende strijklengten voor de dijk en wisselende kruinhoogten. In dit geval is getracht de totale inundatiekans voor de dijkring te berekenen, ervan uitgaande dat inundatie altijd en uitsluitend optreedt indien ergens langs de dijkring het 2%-overslagcriterium wordt overschreden.
Aan de getalswaarde van de resultaten van deze berekeningen dient geen grote betekenis te worden gehecht; het doel is uitsluitend om de mogelijkheid van de rekenmethode te illustreren en een kwalitatieve indruk van de mogelijke gevolgen te geven.

1.a. De zeedijk, deterministisch

Bij de bepaling van kruinshoogten langs de kust wordt geen vaste berekeningsmethode gevolgd (COW 1977), zodat de volgende methode is gekozen.
Als ontwerppeil is conform de richtlijnen van de Deltacommissie een waterstand aangehouden met een overschrijdingskans van $2{,}5.10^{-4}$ maal/jaar.
Volgens nota W9-N-76.001 (DED 1976) bedraagt de bij deze waterstand behorende significante golfhoogte in de Roompot 4.75 m à 5.25 m. De gemiddelde golfperiode is dan 7,7 s en de periode met de hoogste energiedichtheid van het golfspectrum ligt tussen 12 en 14 s.

Voor de golfoploop is als overdrachtsfunctie een formule toegepast uit het rapport "Golfoploop en Golfoverslag" (TAW 1971):

$$Z_{(2\%)} = 0{,}7.\hat{T}\sqrt{g\,H_s}\ \mathrm{tg}\,\alpha$$

waarin $\hat{T}$ = topperiode v.h. golfspectrum

g = zwaartekrachtsversnelling

H_s = significante golfhoogte

$\mathrm{tg}\alpha$ = taludhelling, hier 1:6 verondersteld.

Voor de dijk op het zuidoosten wordt de als minimum in rekening te brengen aanbevolen hoogte van 0,50 m aangehouden.
Voor bui-oscillaties en buistoten zijn amplitudes van resp. 24 en 25 cm aangehouden.
Een bijzonderheid is dat de Deltacommissie aanbeveelt niet de gehele amplitude van de buistoot in de waakhoogte op te nemen indien de dijk tevens is blootgesteld aan golfaanval. De geadviseerde reductie is:

$$\frac{B}{B + \alpha.G}$$

waarin B = buistoot

G = golfoploop

α = coëfficiënt $\frac{1}{3}$ à $\frac{1}{5}$

Met behulp van deze gegevens is de minimale kruinhoogte van de dijk te berekenen. Daarnaast zijn in de uiteindelijke kruinhoogteberekening nog een drietal effecten verwerkt, n.l. de relatieve zeespiegelrijzing (NAP - daling), zettingen van de ondergrond op lange termijn en klink van het ophoogmateriaal.
Voor NAP-daling en zettingen op lange termijn wordt door de Deltacommissie 0,50 m overhoogte aanbevolen, tenzij uit grondmechanisch onderzoek een grotere overhoogte noodzakelijk blijkt.
In aansluiting op de (eerder uitgevoerde) berekening die op blz. 6.13 e.v. wordt weergegeven is in deze berekening 0,25 m aangenomen.
De klink dient aan de hand van grondmechanisch onderzoek te worden bepaald, maar is in dit geval op 0,50 m aangenomen.

De kruinhoogte wordt dan als volgt:

	Berekening	Roompot dijk	Dijk op z.o.
Waterstand	$2.5.10^{-4}$	NAP+5,50 m	NAP+5,50 m
Golfoploop	$0,7.12\sqrt{10.5}.\frac{1}{6}$	9,90 m	0,50 m
Bui-oscillatie		0,24 m	0,24 m
Buistoot	$\frac{0,25}{0,25 + \frac{1}{5} . 9,90} * 0,25$	0,05 m	0,18 m
Ontwerphoogte		15,69 m	6,42 m
NAP-daling Zettingen }		0,25 m	0,25 m
klink		0,50 m	0,50 m
Aanleghoogte		NAP + 16,44 m	NAP +7,17 m

Wordt in plaats van de oploopformule $0,7\ \hat{T}\sqrt{gH_s}\ tg\alpha$ de beter bekende formule $Z_{(2\%)} = 8\ H_s\ tg\alpha$ aangehouden, dan wordt de oploophoogte $Z_{(2\%)} = 6,70$ gevonden, zodat de aanleghoogte voor de Roompotdijk op NAP + 13,24 m zou komen.

In de hierna volgende paragraaf worden uitdrukkingen van het volgende type gebruikt:

$$P_r(HW) = \int_{HW_1}^{HW_2} f(HW)\ d(HW)$$

$f(HW)$ is de kansdichtheidsfunctie van HW (HW is de waterstand)

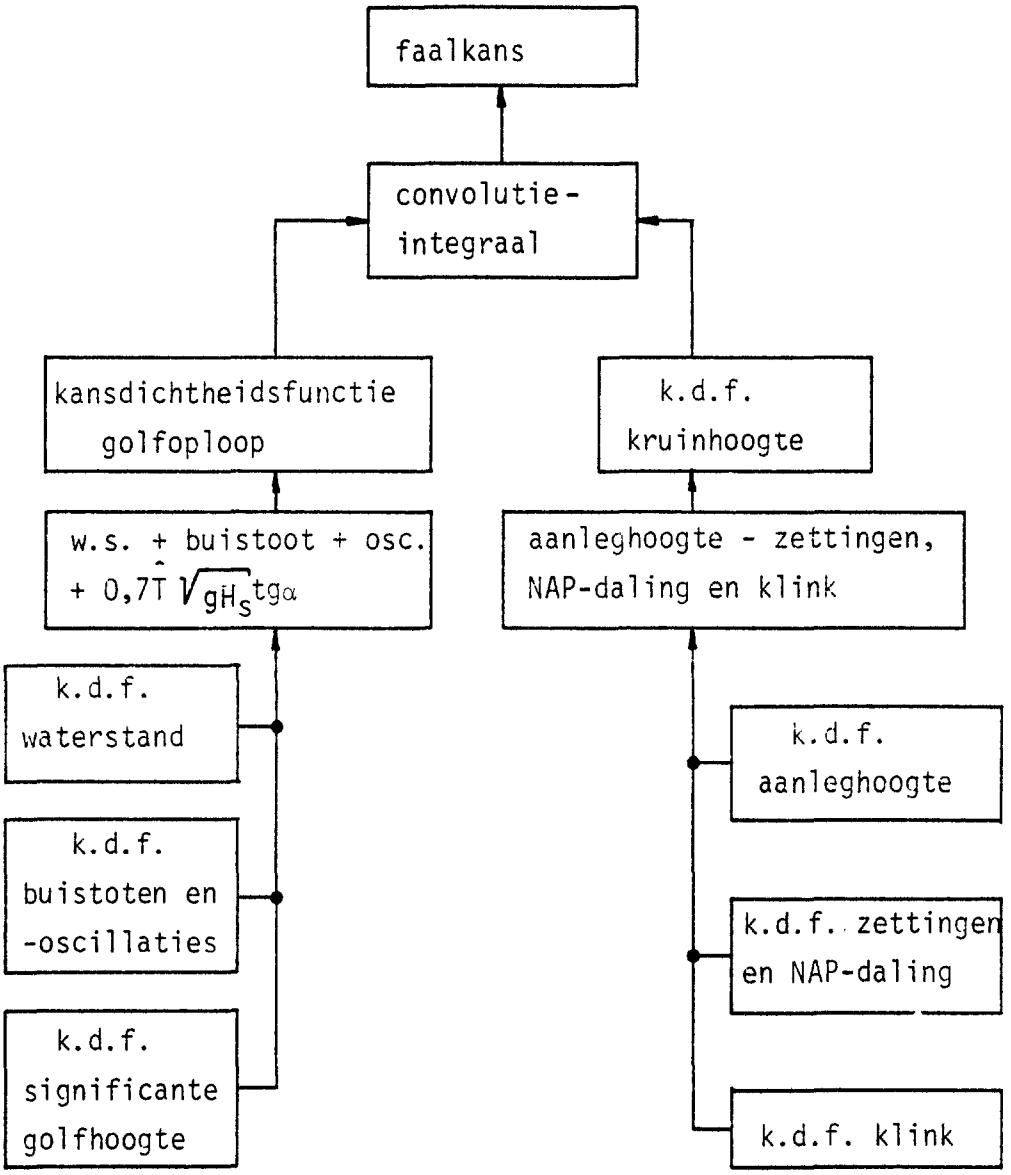
$P_r(HW)$ is hier de kans dat een waterstand optreedt die tussen de grenzen HW_1 en HW_2 ligt.

De kansdichtheid is: de kans van optreden van een bepaalde numerieke waarde van een gegeven stochastische variabele (in dit geval de waterstand), per eenheid waarin die variabele wordt uitgedrukt (hier b.v. per m).

Met de uitdrukking $f(HW|H_s = H_s)$ wordt bedoeld: de kansdichtheidsfunctie van de waterstand HW onder de voorwaarde dat de stochastische variabele H_s (H_s is de golfhoogte) de numerieke waarde H_s aanneemt.

1b. De zeedijk, probabilistisch

Het schema van de berekening is weergegeven in onderstaande figuur, die overigens een specifieke uitwerking van het algemene principe van fig. 2 is.



De natuurvoorwaarde

De kansdichtheidsfunctie van stormvloedstanden wordt afgeleid uit de HW-overschrijdingslijn, nadat een correctie heeft plaatsgehad voor de invloed van de Deltawerken.
De onnauwkeurigheid die het gevolg is van de sterke extrapolatie van de overschrijdingslijn wordt gesteld op:

$$\sigma_{HW} = (HW - 2{,}25) * 0{,}11$$

Voor de schatting van de grootte van de standaard afwijking wordt verwezen naar Deltarapport.
De studie naar het golfbeeld in de monding van de Oosterschelde heeft aangetoond dat de golfenergie in het tracé van de dijk voortvloeit uit twee bronnen.

1. Laagfrequente golfenergie dringt vanuit de Noordzee door in de monding. Deze energie wordt, afhankelijk van de waterstand door het banken gebied meer of minder sterk gedempt.
2. Lokale windvelden wekken hoogfrequente golfenergie op in de monding van de Oosterschelde.

Onderstaand schema geeft de samenhang der natuurverschijnselen weer.

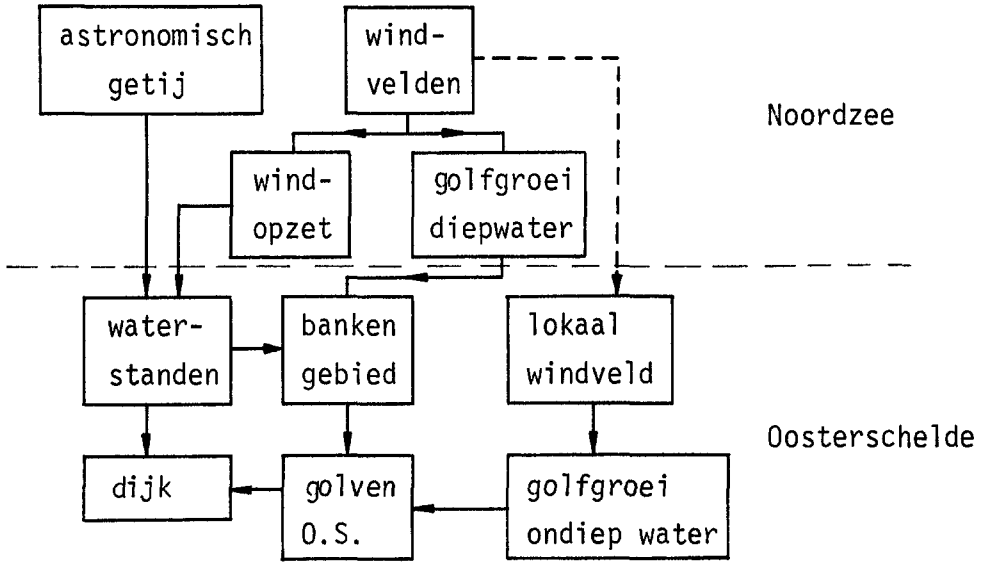
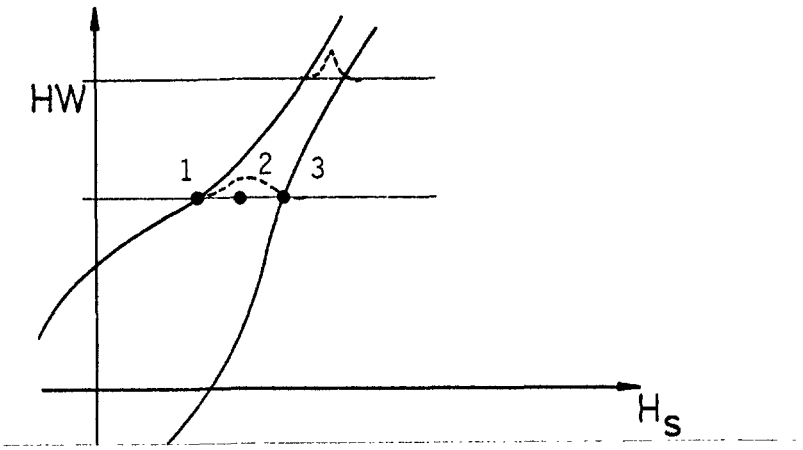


fig. 15 model ter voorspelling van het golfbeeld in de Oosterschelde monding.

Het resultaat is dat de significante golfhoogte gecorreleerd is aan de waterstand.



1, 2 & 3 Spectrumtypen (zie fig. 17)

fig. 16 de voorwaardelijke kansdichtheidsfunctie $f(H_s | \underline{HW} = HW)$

M.b.v. berekeningen gebaseerd op het schema van fig. 16 kan de voorwaardelijke kansdichtheidsfunctie van de significante golfhoogten numeriek worden vastgesteld.

$$f(H_s | \underline{HW} = HW)$$

Tevens wordt de vorm van het golfspectrum als functie van waterstand en significante golfhoogte vastgelegd.

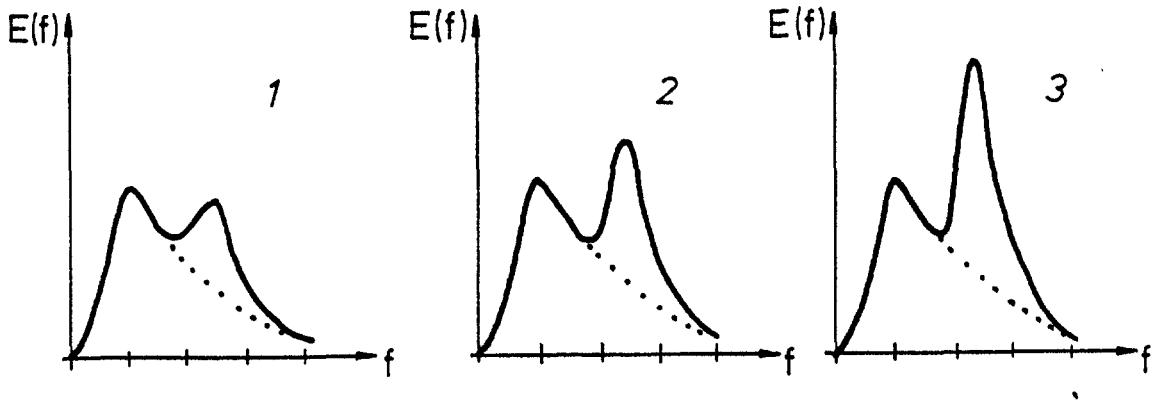


fig. 17 het golfspectrum in de Oosterscheldemonding.

De tweetoppigheid van het spectrum weerspiegelt het feit dat de golfenergie afkomstig is uit twee bronnen.

Buistoten zijn éénmalige geprononceerde verheffingen van de zeespiegel.
Bij gebrek aan statistisch materiaal wordt een normale verdeling aangehouden met als parameter waarde.

$$\mu_B = 0{,}15 \text{ m}$$
$$\sigma_B = 0{,}05 \text{ m}$$

Bui-oscillaties zijn onregelmatige golvingen rond het stilwaterniveau met een periode van 10-50 min.
Voor de kansdichtheidsfunctie van momentane waterniveau's geldt

$$f(Bo) = \frac{1}{\sqrt{2\pi m_o}} e^{-\frac{Bo^2}{2m_o}}$$

waarin $\sqrt{m_o} = 0{,}08$ m.

Indien nu gedurende een twee uren aanhoudend stormvloed hoogwater het aantal bui-oscillaties op $\frac{2.60}{10} = 12$ wordt geschat, geldt

voor de kansdichtheidsfunctie van de hoogste maxima

$$f(Bo_{max}) = \frac{Bo}{m_o} .N.e^{-\frac{Bo^2}{2m_o}} . e^{-N.e^{-\frac{Bo^2}{2m_o}}}$$

waarin N = 12

Deze kdf kan benaderd worden door een normale verdeling met als parameters

$$\mu_{Bo} = 0{,}18 \text{ m}$$
$$\sigma_{Bo} = 0{,}04 \text{ m}$$

De overdrachtsfuncties

Gegronde kennis van golfoploop t.g.v. onregelmatige golven is schaars.
Om toch de berekeningen te kunnen voltooien is de volgende formule aangehouden.

$$Z_s = \frac{\text{corr.}}{1,40} \cdot \hat{T} \sqrt{g\, H_s} \cdot \operatorname{tg}\alpha$$

$$\text{corr.} = 0,48 + 0,37\, \varepsilon$$

met $$\varepsilon = \sqrt{\frac{m_0 m_4 - m_2^2}{m_0\, m_4}}$$

waarin ε = relatieve spectrumbreedte

$m_n = n^e$ moment van het spectrum

Z_s = significante golfoploop

corr. = correctie factor volgens blz. 7 van "golfoploop en golfoverslag"

$\hat{T}$ = periode met de maximale energiedichtheid.

Voorts is verondersteld dat de golfoplopen binnen een golfbeeld Rayleigh verdeeld zijn.

De kansdichtheidsfunctie van de belasting

Allereerst wordt de natuurrandvoorwaarden teruggebracht tot drie dimensies door de buistoten, de bui-oscillaties en de onnauwkeurigheid van de HW frequentielijn te combineren tot één variabele, BOS. indien onafhankelijkheid wordt verondersteld geldt

$$\mu_{Bos} = 0,15 + 0,18 = 0,33$$

$$\sigma_{Bos} = \sqrt{0,05^2 + 0,04^2 + \sigma_{HW}^2}$$

De drie dimensies van de natuurrandvoorwaarden ruimte zijn nu HW, BOS, H_s

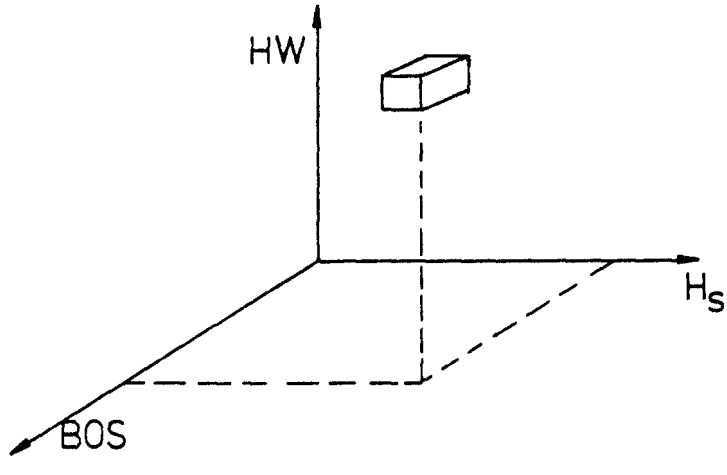


fig. 18 de natuurrandvoorwaarden ruimte

Ten behoeve van de numerieke procedures wordt nu de ruimte ingedeeld in blokjes

$$HW - \Delta HW \leq \underline{HW} < HW + \Delta HW$$
$$H_s - \Delta H_s \leq \underline{H_s} < H_s + \Delta H_s$$
$$BOS - \Delta BOS \leq \underline{BOS} < BOS + \Delta BOS$$

Zo'n blokje wordt een belastingstoestand genoemd.
De voorkomenskans van een blokje is nu het produkt van de volgende drie termen.

$$Pr(HW) = \int_{HW-\Delta HW}^{HW+\Delta HW} f(HW).dHW$$

$$Pr(BOS) = \int_{BOS-\Delta BOS}^{BOS+\Delta BOS} h(BOS|\underline{HW} = HW).dBOS$$

$$Pr(H_s) = \int_{H_s-\Delta H_s}^{H_s+\Delta H_s} g(H_s|\underline{HW} = HW)\, dH_s$$

$$Pr(\text{belastingstoestand}) = Pr(HW) * Pr(BOS) * Pr(H_s)$$

Voor elke belastingstoestand wordt nu het stilwaterniveau berekend.

$$SWL = HW + BOS$$

Vervolgens wordt m.b.v. de overdrachtsfunctie de significante golfoploop vastgesteld.
De potentiële bedreiging t.g.v. de belastingstoestand is nu

$$POTB = SWL + \underline{z}$$

waarin $\underline{z}$ = de rayleigh verdeelde golfoploop

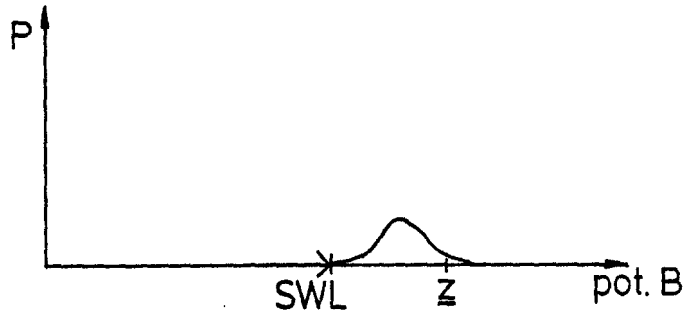


fig. 19 de kansdichtheidsfunctie van de potentiële bedreiging voor één belastingstoestand.

$$f(z_{(max)}) = \frac{4z}{(z_s)^2} .N.e^{-2(\frac{z}{z_s})^2} .e^{-N.e^{-2(\frac{z}{z_s})^2}}$$

waarin N = het aantal golven tijdens het stormvloed hoogwater.

De kans op een pot. bedreiging t.g.v. deze ene belastingstoestand is

$$Pr(POTB) = Pr(belastingstoest.) * f(z_{(max)}) * \Delta z$$

$$= Pr(belastingstoest.) * f(POTB - SWL) * \Delta z$$

Het figuurtje wordt nu weggezet in het SWL - $z_{(max)}$ vlak.

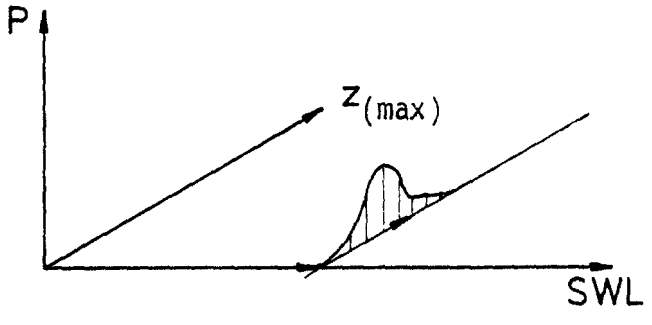


fig. 20 kansdichtheidsfunctie van de potentiële bedreiging (bij één bepaalde SWL)

Door deze procedure voor alle belastingstoestanden te herhalen ontstaat de twee-dimensionale kdf van stilwaterniveau's en golfoplopen.

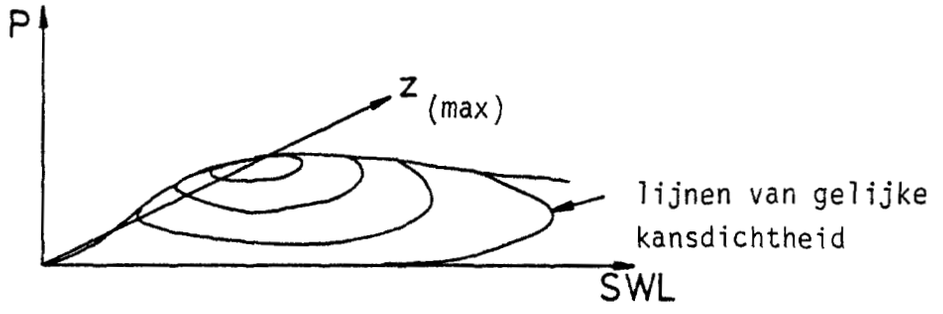


fig. 21 kansdichtheidsfunctie van de potentiële bedreiging (kansberg)

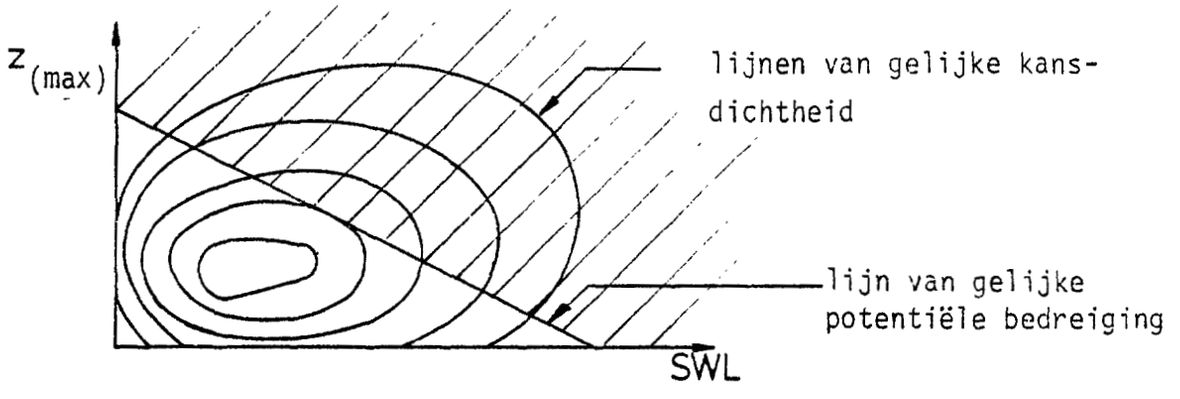


fig. 21a kansdichtheidsfunctie van de potentiële bedreiging (kansberg)

Trek nu in het SWL - $z_{(max)}$ vlak lijnen van gelijke potentiële bedreiging

$$POTB = SWL + z_{(max)}$$

De overschrijdingskans van een bepaalde potentiële bedreiging is nu de inhoud van de "kansberg" buiten deze lijn.

$$Pr(\underline{POTB}>POTB) = \iint P(SWL, z_{(max)})\ dSWL.d\ z_{(max)}$$

$$Pr(\underline{POTB}>POTB) = F_{POTB}\ (POTB)$$

Herhaling van deze procedure levert de POTB overschrijdingslijn. zie fig. 22.

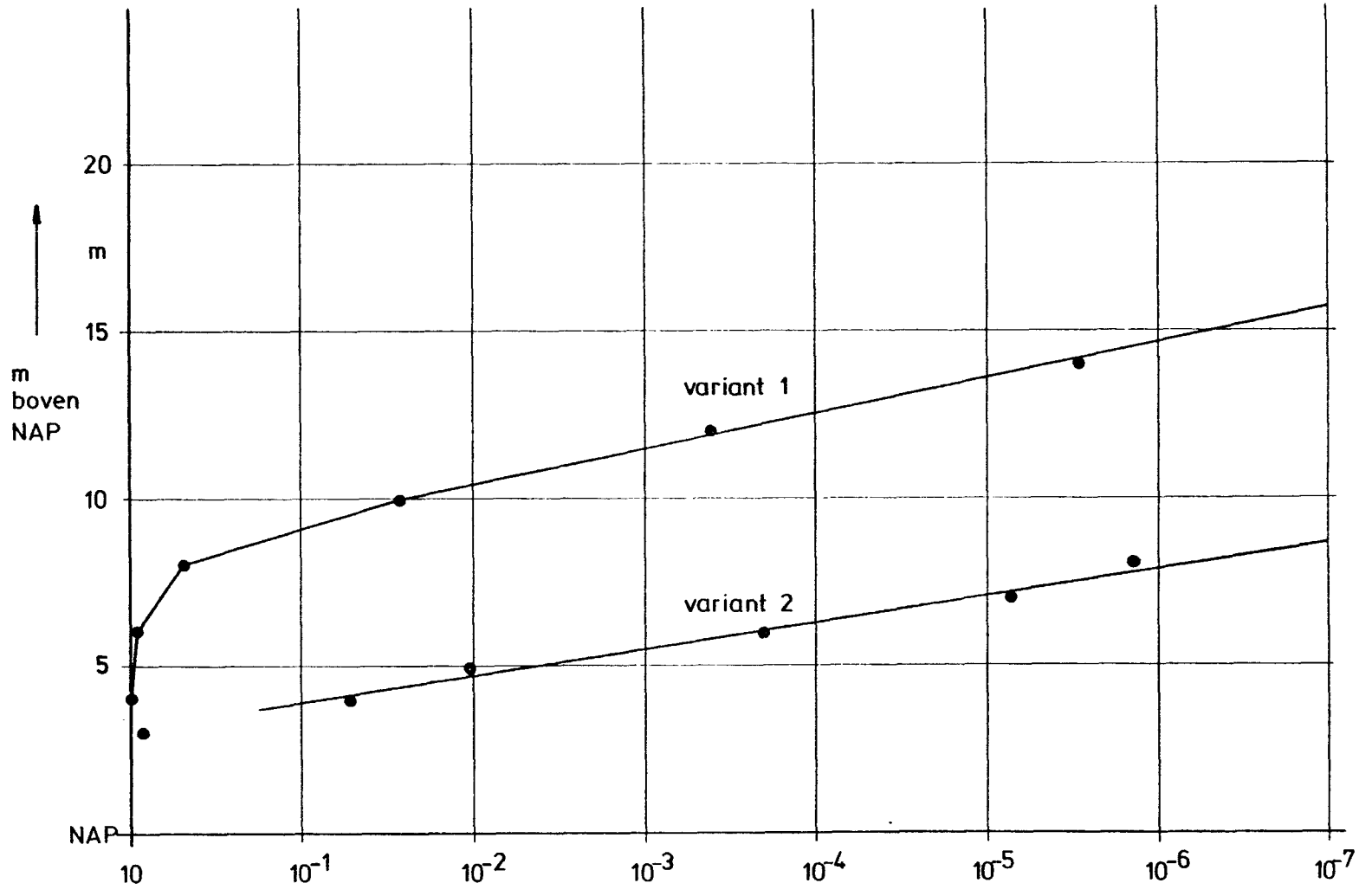


fig. 22 overschrijdingslijn potentiële bedreiging

Uit deze overschrijdingslijn kan uiteraard de potentiële bedreiging met een overschrijdingskans van $2,5 * 10^{-4}$ maal/jaar worden afgelezen.
In onderstaande tabel worden de getalwaarden voor de twee genoemde dijkvarianten gegeven. De berekeningen zijn daarbij tweemaal uitgevoerd; zowel met als zonder onnauwkeurigheid rond de Hw overschrijdingslijn.

	variant 1	variant 2
exclusief onnauwkeurigheid	12,04 + NAP	5,71 + NAP
inclusief onnauwkeurigheid	12,21 + NAP	5,95 + NAP
deterministische waarde	15,69 + NAP	6,42 + NAP

Een interessant experiment is nu de berekende overschrijdingslijn van de potentiële bedreiging, die als een nauwkeuriger beschrijving van de realiteit mag worden opgevat, te combineren met de eerder gepresenteerde deterministische dijkontwerpen. Er moet nu rekening mee gehouden worden dat op een bepaald punt in de toekomst de effecten, die in de overhoogte van de dijk zijn verdisconteerd, in zekere mate zijn opgetreden. Met andere woorden de aanlegkruinhoogte is niet meer aanwezig. De geldende hoogte wordt in onderstaande tabel bij wijze van voorbeeld benaderd.

	μ_1	μ_2	σ	determin. waarde
kruinhoogte	16,44	7,17		
klink	- 0,35	-0,35	0,10	0,50
zetting	- 0,07	-0,07	0,02	} 0,25
NAP-daling	- 0,10	-0,10	$0,02^5$	
bouwtolerantie	- 0,00	-0,00	0,10	
	15,92	6,65	$0,14^5$	

Op het moment dat de storm optreedt kan de kruinhoogte van variant 1 benaderd worden door een normale verdeling met

$$\mu = 15{,}92 \text{ m} + \text{NAP} \qquad \sigma = 0{,}14^5 \text{ m}$$

Voor dijkvariant 2, geldt

$$\mu = 6{,}65 \text{ m} + \text{NAP} \qquad \sigma = 0{,}14^5 \text{ m}$$

Door middel van de convolutie-integraal is nu de kans dat de dijk faalt volgens de grenstoestand overslag (variant 1) of overloop (variant 2) te berekenen (fig. 23).

$$\text{faalkans} = \int_0^{+\infty} F_{POTB}(POTB) \cdot f_{dijkhoogte}(POTB)\, d\,POTB$$

$$= \int_0^{+\infty} e^{\frac{8{,}36-POTB}{0{,}452}} \cdot \frac{1}{0{,}145\sqrt{2\pi}} \; e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{15{,}92-POTB}{0{,}145}\right)^2} d\,POTB$$

De oplossing is:

	variant 1	variant 2
faalkans	$5{,}8 * 10^{-8}$	$4{,}1.10^{-5}$

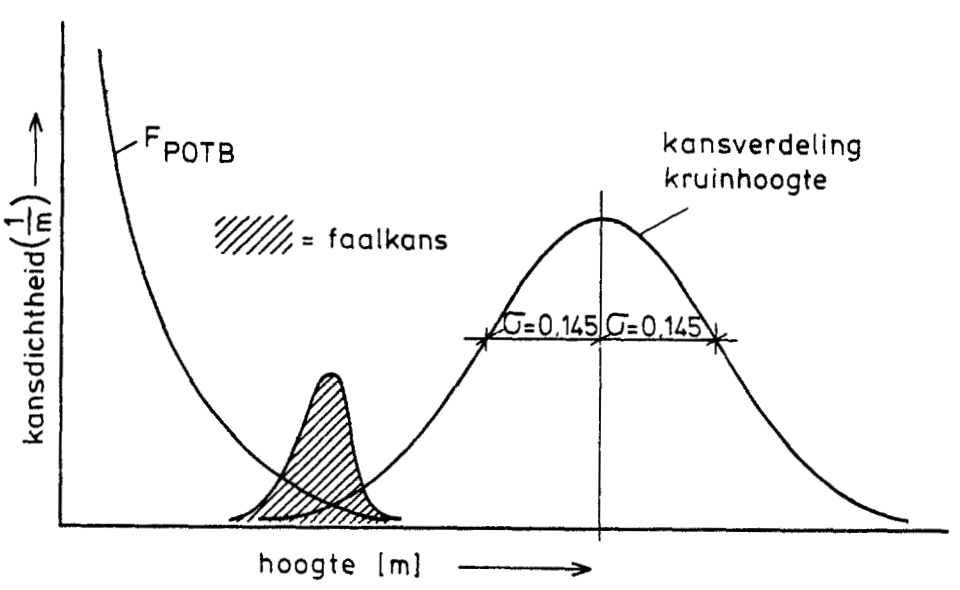


fig. 23 convolutie van potentiële bedreiging en kruinhoogte

Uit de berekeningen blijkt, dat de kans op golfoverslag voor de deterministisch ontworpen fictieve Roompotdijk ongeveer $5{,}8 * 10^{-8}$ per jaar bedraagt.
De kans op overlopen voor een op dezelfde grondslagen ontworpen dijk op het zuidoosten (geen golfoploop) blijkt echter $4{,}1 * 10^{-5}$ per jaar te zijn.
Hiermede is onder de geldende veronderstellingen aangetoond, dat een niet op de stormsector gelegen dijk, waar de potentiële bedreiging uitsluitend wordt gevormd door de waterstand, buistoten en buioscillaties, een tenminste 1000 x grotere kans op bezwijken heeft. Immers overlopen leidt met grote waarschijnlijkheid tot doorbraak terwijl enige golfoverslag nog wel toelaatbaar kan zijn. Men ziet dus, dat de gebruikelijke methode van kruinhoogtebepaling niet zonder meer tot een evenwichtig dijkontwerp leidt. In de probabilistische methode is overigens nog niet verwerkt dat een dijkring uit meer dan een sectie bestaat, welke allen te samen bekeken zouden moeten worden.

2a. De rivierdijk, deterministisch

De beschouwde dijkring is weergegeven op bijlage 2.
Aangezien bij de berekeningen uitsluitend de kruinhoogten t.o.v. de rivierstand van belang zijn, zijn alle hoogtematen gegeven in meters t.o.v. MHW, de maatgevende waterstand behorend bij de ontwerpafvoergolf met een overschrijdingskans van 8.10^{-4} (norm Commissie Rivierdijken).
Bij de tot dusverre gebruikelijke kruinhoogteberekeningen wordt de kruin minimaal op MHW + 0,50 m gelegd; indien meer dan 0,50 m golfoploop wordt verwacht, wordt deze in rekening gebracht, d.w.z. de kruin komt op MHW + $z_{(2\%)}$. In het onderhavige geval is voor de golfoploop de H_s bij windsnelheid (uit alle richtingen) u = 12 m/s bepaald uit de golfvoorspellingsgrafieken van Bretschneider (1970) en de oploop berekend met $z_{(2\%)} = 8\ H_s\ tg\alpha$, met $tg\alpha$ = 1:3. In verband met de te verwachten golfsteilheden wordt het gebruik van deze oploopformule hier aanvaardbaar geacht.
De minimaal aan te houden kruinhoogten zijn op bijlage 2 vermeld.

2b. De rivierdijk, probabilistisch

Bij de probabilistische benadering van de rivierdijkring zijn slechts twee natuurrandvoorwaarden beschouwd, waterstand en wind, waarbij de wind wordt beschreven door twee parameters, n.l. snelheid en richting. Voor de berekening is gebruik gemaakt van het schema zoals dat in fig. 4 is weergegeven: met behulp van dezelfde overdrachtsfuncties wind - golven - golfoploop als voor de deterministische berekening (Bretschneider en 8 H tgα) is voor een groot aantal hoogwatergolven, windsnelheden en -richtingen bezien of gedurende minimaal 1 uur 2%-golfoverslag al dan niet plaatsvond.
Uit de samengestelde kansverdelingen is uiteindelijk de faalkans van de dijkring bepaald.
Opgemerkt zij, dat door het grote aantal vrijheden in de kruinhoogte het optimaliseren van het ontwerp een probleem apart is (iteratie), dat in verband met de beschikbare tijd en mankracht achterwege is gebleven. In deze berekening wordt de kruinhoogte per dijksectie als vast gegeven ingevoerd. In tegenstelling tot de berekening in 6.1.b. wordt geen rekening gehouden met de toevallige variaties in de kruinhoogte.

de randvoorwaarde waterstand

Om de berekeningen eenvoudig te houden is verondersteld dat het waterstandsverloop tijdens de optredende afvoergolven gekarakteriseerd kan worden door telkens dezelfde H-t-relatie zo te verschuiven dat $H_{max.}$ overeenkomt met de top stand (fig. 24).

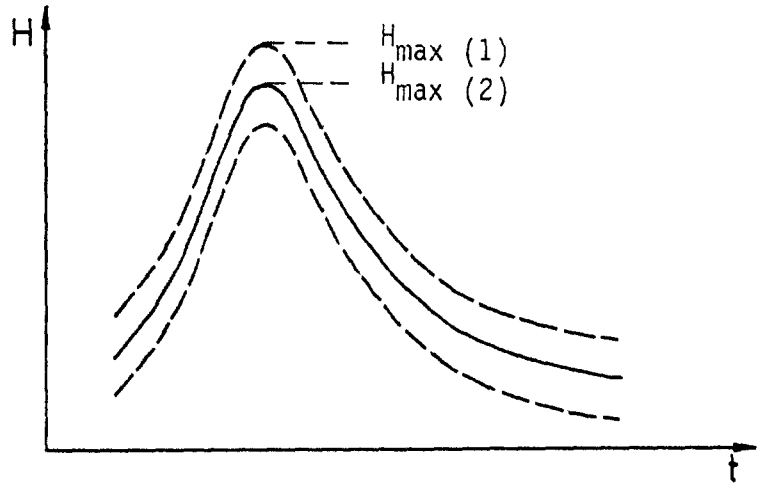


fig. 24 H-t-relatie bij variabele H_{max}

De overschrijdingskans van $H_{max.}$ is gelijk aan 8.10^{-4} voor H_{max} = MHW, terwijl de decimeringshoogte 0,50 m is verondersteld (overschrijdingskans H_{max} = MHW - 0,50 is 8.10^{-3}, lineair neg. exponentiële verdeling).

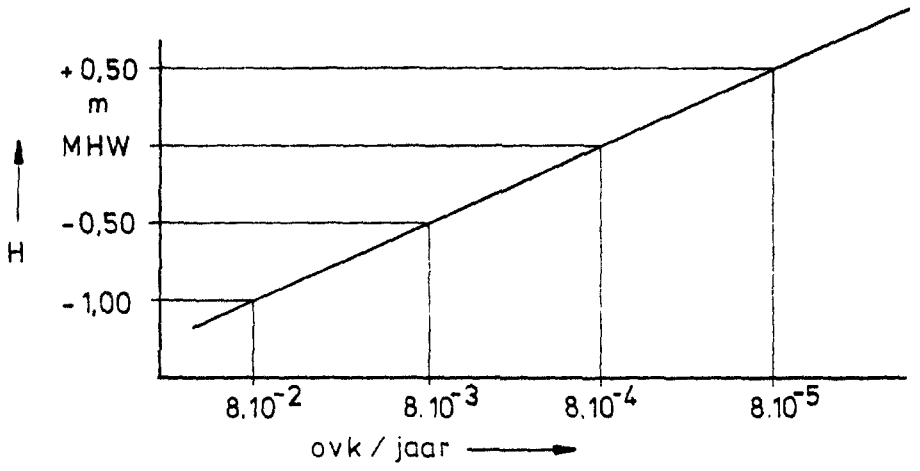


fig. 25 overschrijdingslijn van hoge waterstanden (log schaal)

Als waterstandsverloop zijn die afvoergolven ingevoerd met H_{max} = MHW + k.0,10 m (waarin k een geheel getal is), waarbij de kans op het voorkomen van een dergelijke afvoergolf gelijk is genomen aan $P_{(MHW+k.0,10\ m - 0,05\ m \leq H_{max} \leq MHW+k.0,10\ m + 0,05\ m)}$.

de randvoorwaarde wind

Verondersteld is dat falen van de dijk optreedt, zodra gedurende 1 uur of langer 2% golfoverslag optreedt.
Aangezien echter de windsnelheden en -richtingen per uur niet onafhankelijk variëren, is als enigszins willekeurige aanname verondersteld dat de maximaal opgetreden uursgemiddelde windsnelheden per dag wel onafhankelijk zijn.
De richtingscorrelatie voor deze dagelijkse maxima is eveneens getracht in de berekening te betrekken, door het overschrijden van een windsnelheid u_i uit twee aanliggende sectoren op dezelfde dag in mindering te brengen op de overschrijdingskans van u_i uit beide richtingen afzonderlijk.

Uit de windgegevens van het KNMI voor Herwijnen (rivierengebied) en de Bilt, is een omrekeningsfactor per windrichting beschouwd, waardoor het beschikbare statistische materiaal voor dit laatste station gebruikt kon worden voor het rivierengebied (fig. 26).

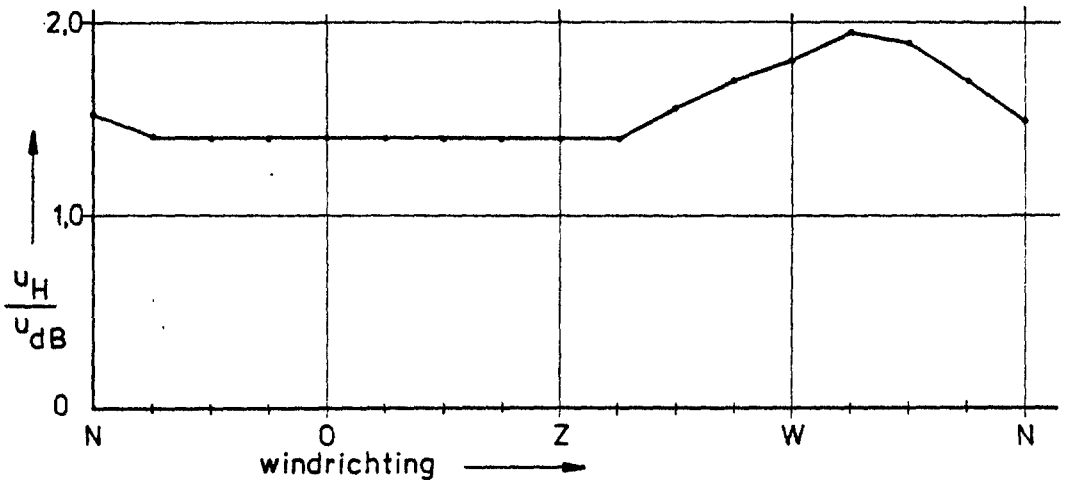


fig. 26 relatie windsnelheid te Herwijnen en de Bilt

Uit het statistische materiaal voor de Bilt, is het aantal dagen gedurende een tienjarige periode (1961/1970) te berekenen waarop per windrichting een willekeurige uursgemiddelde windsnelheid is overschreden. Aangezien per dag de windsnelheid u = 0 m/s uit meerdere richtingen is overschreden, bedraagt het over de windrichtingen gesommeerde aantal dagen waarop u > 0 is geweest meer dan het drievoudige van het totaal aantal dagen.

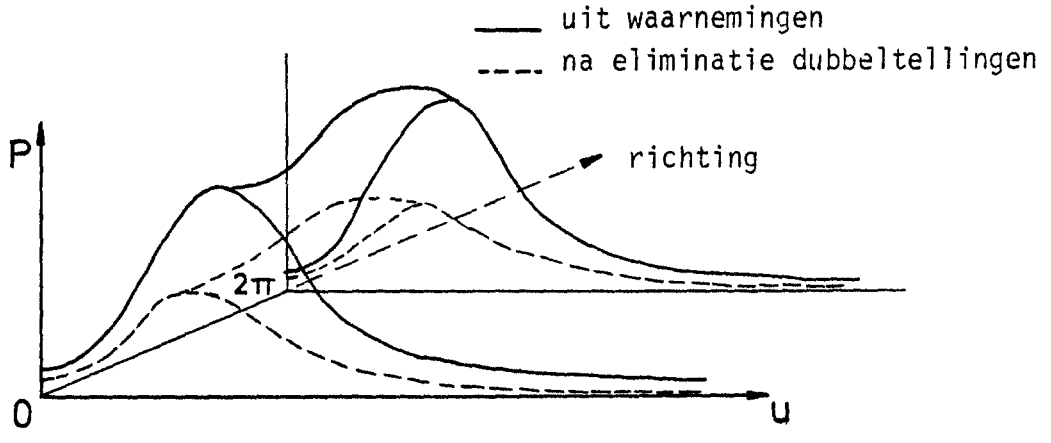


fig. 27 kansdichtheidsfunctie van windsnelheden en richtingen

De inhoud van het kanslichaam in fig. 27 is groter dan 1 en dient derhalve gereduceerd te worden. Dit is reeds vrijwel te bereiken door de dubbeltellingen van overschrijdingen uit naastliggende windrichtingen te schrappen; het restant (de totale inhoud is dan ongeveer gelijk aan 1,2) ligt derhalve in dubbeltelling van snelheden uit niet - aanliggende windrichtingen, die verondersteld zijn te zijn opgetreden bij zeer zwakke, sterk variërende windvelden, die voor de onderhavige situatie niet van belang zijn (fig. 28).

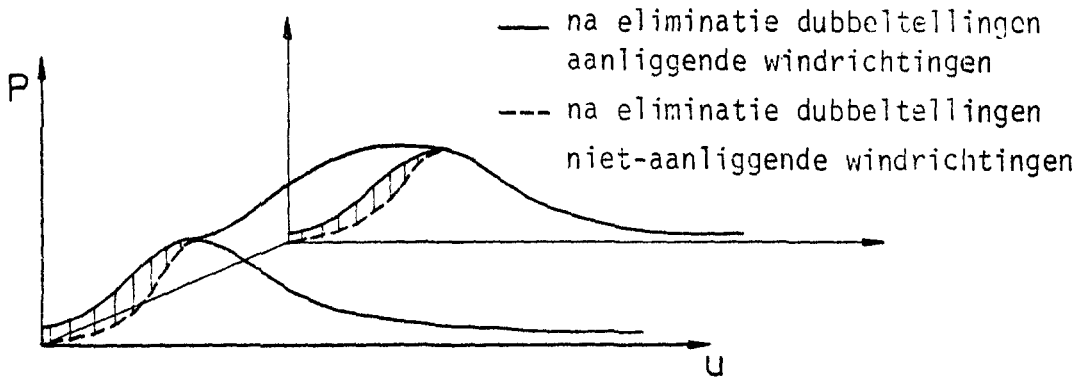


fig. 28 volledig genormeerde kansdichtheidsfunctie

De faalkans

Uitgaande van de gekozen (fictieve) situatie, is bij een aantal vaste waterstanden op de rivier berekend bij welke kritieke windsnelheden uit de verschillende richtingen ergens langs de dijkring 2%-golfoverslag zal optreden. Deze lijnen van u_{kr} zijn uitgezet in fig. 29 (potentiële bedreiging).

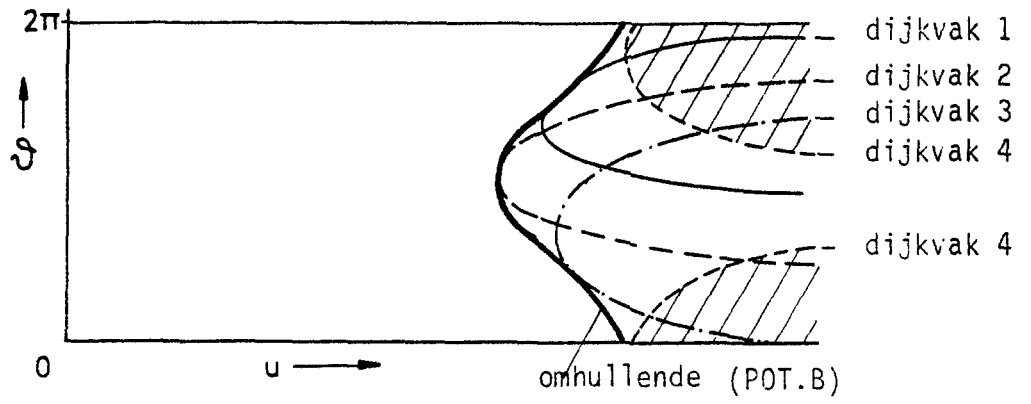


fig. 29 kritieke combinatie van windsnelheid en -richting per dijkvak bij een bepaalde waterstand

De kans op voorkomen van een kritische combinatie is te bepalen uit de inhoud van de kansberg boven dit kritische gebied (zie ook fig. 27). Voor de onderzochte situatie blijkt (fig. 30) het verband tussen de waterstand en de overschrijdingskans van 2% oploop per dag.

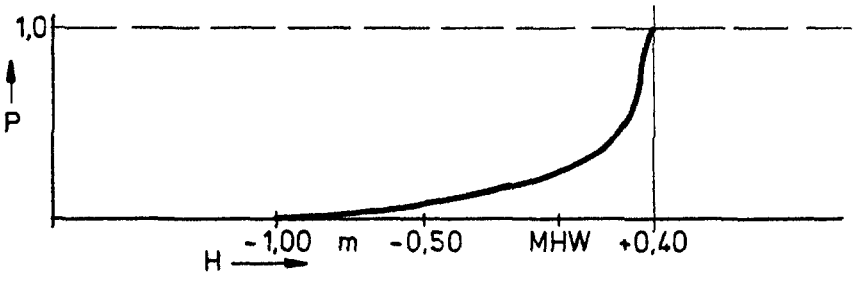


fig. 30 relatie tussen de kans op een kritieke golfoploop op een dag en de waterstand.

De kans op overschrijding bij MHW + 0,40 m = 1, omdat dan de dijk op zijn relatief laagste punt overloopt.
Uitgaande van het waterstandsverloop per afvoergolf als hiervoor vermeld (fig 24) is deze verdeeld in een aantal dagen, waarvan per dag een gemiddelde waterstand is bepaald (fig. 31).

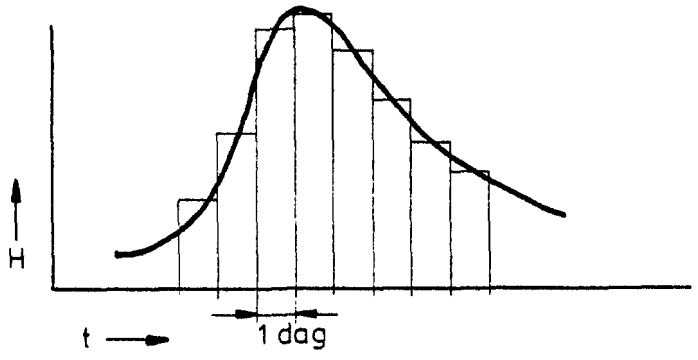


fig. 31 geschematiseerd afvoerverloop

De faalkans per dag is dan gelijk aan de faalkans $P_{(f)}$ bij deze gemiddelde H verondersteld. Per afvoergolf is de

kans op falen $1 - \prod_{i=1}^{n} (1 - P_{(f)_i})$. Vermenigvuldigd met de

kans op de desbetreffende afvoergolf,

$P_{(MHW+k.0,1\ m\ -\ 0,05\ m \leq H_{max} < MHW+k.0,1\ m\ +\ 0,05\ m)}$ levert dit de faalkans voor deze golf. Sommatie over alle relevante waarden voor k, die in dit geval van -12 tot +4 lopen, levert de totale faalkans (zie tabel), die ca. $4{,}6.10^{-3}$ bedraagt.

Ter vergelijking is tevens de dijkring met deterministische bepaalde dijkhoogte doorgerekend. Daaruit blijkt de faalkans in dat geval $2{,}6.10^{-3}$ te bedragen.

Berekening totale doorbraakkans van de bestaande dijkring

H_{max} in m t.o.v. MHW	$P_{(H-0,05<H_{max}<H+0,05)}$ kansdichtheid	$P_{Zkr/\underline{H}}$ $(1-\pi_p)$	$P_{doorbraak} \times 10^{-4}$
-1,30	$14,7.10^{-2}$	0	0
-1,20	$9,5.10^{-2}$	0,001	0,95
-1,10	$5,8.10^{-2}$	0,003	1,74
-1,00	$3,8.10^{-2}$	0,010	3,80
-0,90	$2,4.10^{-2}$	0,018	4,28
-0,80	$14,7.10^{-3}$	0,030	4,41
-0,70	$9,5.10^{-3}$	0,041	3,90
-0,60	$5,8.10^{-3}$	0,066	3,83
-0,50	$3,8.10^{-3}$	0,099	3,76
-0,40	$2,4.10^{-3}$	0,140	3,33
-0,30	$14,7.10^{-4}$	0,205	3,01
-0,20	$9,5.10^{-4}$	0,299	2,84
-0,10	$5,8.10^{-4}$	0,435	2,52
0	$3,8.10^{-4}$	0,600	2,28
+0,10	$2,4.10^{-4}$	0,770	1,83
+0,20	$14,7.10^{-5}$	0,816	1,35
+0,30	$9,5.10^{-5}$	0,972	0,92
>0,40	$1,6.10^{-4}$	1,000	1,60
			$46,3.10^{-4}$ Σ

VII. Evaluatie en verder onderzoek

Op grond van een evaluatie van het voorgaande zal nu worden nagegaan welke mogelijkheden de probabilistische methode lijkt te bieden en op welke wijze dit resultaat is te bereiken.

1. Evaluatie

Geconcludeerd mag worden dat het in principe mogelijk moet zijn om de integrale bezwijkkans van een waterkering en daarmee de inundatiekans van een polder in een getal uit te drukken. Voordat een dergelijke berekening gemaakt kan worden dient echter nog een groot aantal problemen opgelost te worden.

De gegeven voorbeelden voor berekening van kruinhoogten zijn veelbelovend als men het resultaat beziet ten opzichte van de tot nu toe gehanteerde methoden. Het onder één noemer brengen van de kansen van voorkomen van hoge waterstanden en golfoploop geeft een veel duidelijker zicht op de kwantitatieve onzekerheidsmarges. Een nauwkeuriger dimensioneren van de dijkhoogte wordt mogelijk, waardoor bij een gelijkblijvende veiligheidseis minder overdimensionering zal plaatsvinden.

Beschouwt men het verkregen rekenresultaat echter in het licht van een probabilistische benadering van de totale bezwijkkans van een waterkering dan moet dit resultaat helaas sterk gerelativeerd worden. Dit zal worden toegelicht aan de hand van de foutenboom op bijlage 1.
De foutenboom geeft een beeld van de samenhang van verschillende grenstoestanden die kunnen leiden tot het falen van de waterkering.
Men ziet daarin dat de grenstoestanden "overloop" en "golfoverslag", die in feite de enige grenstoestanden zijn die met de huidige stand van de techniek volledig probabilistisch doorgerekend kunnen worden, een vrij geïsoleerde tak in de foutenboom vormen. Indien "golfoverslag" de aanzet is voor het alsnog doorbreken van de dijk, of indien andere faalmechanismen tot dijkdoorbraak leiden, dan heeft men te maken met grenstoestanden waarvoor een probabilistische aanpak

nog niet mogelijk is.
Tussen de verschillende grenstoestanden treden ook vele nog niet voldoende bekende wisselwerkingen op. Voor iedere grenstoestand zijn betrekkingen nodig die het verband tussen de parameters, de sterkte en de belasting weergeven en vervolgens zijn per sterkte- en belastings-parameter de kansdichtheidsverdelingen nodig. Dat het nog aan deze gegevens ontbreekt blijkt uit hoofdstuk IV. Bovendien is de gegeven foutenboom niet compleet en ontbreken met name (overeenkomstig de beperkingen van dit rapport) de bijzondere constructies en vreemde elementen in waterkeringen (Sluizen, havenkades, pijpleidingen, coupures). Een complete foutenboom is echter wel een voorwaarde voor een volledige probabilistische berekening.
Vereenvoudiging van de foutenboom door het weglaten van minder belangrijke grenstoestanden zal pas toelaatbaar zijn indien de kans op overschrijding veel kleiner is (1/100 à 1/1000) dan de ontwerpfrequentie. Omgekeerd is het niet ondenkbaar dat er één tak in de foutenboom zit die voor de kans op bezwijken zo sterk overheerst, dat een toespitsing op deze ene tak toelaatbaar is. In dat geval treedt een sterke vereenvoudiging van de probabilistische benadering op.

In de uitgewerkte rekenvoorbeelden is vooralsnog uitgegaan van het 2%-oploopcriterium als bezwijkcriterium voor de dijk. Het zal inmiddels duidelijk zijn dat het overschrijden van dit criterium niet altijd tot bezwijken van de dijk hoeft te leiden, noch dat "overslag" rechtstreeks tot inundatie of een ramptoestand hoeft te leiden. Bij een volledige probabilistische berekening zal daardoor de te hanteren norm noch tot een ontwerp-waterstand, noch tot een golfoverslagcriterium beperkt kunnen blijven. De aanwezige reserves zullen gekwantificeerd moeten worden om tot een berekende faalkans te komen die kan worden vergeleken met een norm voor een algemeen ongewenste toestand. Hiervoor zou gedacht kunnen worden aan een nadere definitie van "bezwijken" of "inunderen".
Het bovenstaande houdt in dat het te keren waterniveau, dat het voornaamste toetsingscriterium is in de normstelling die door de Deltacommissie is gegeven, niet meer als zodanig voldoet. Er zullen derhalve nieuwe toetsingscriteria aangegeven moeten worden

waarvoor, ook indien in principe dezelfde veiligheid wordt nagestreefd, opnieuw normen vastgesteld moeten worden.

2. Onderzoek

Eerder is reeds geconstateerd dat er nog een groot aantal problemen moet worden opgelost alvorens een integrale bezwijkkans van een waterkering berekend kan worden.
In het navolgende zal een indicatie worden gegeven van het nodige onderzoek.
Een algemene indicatie van belangrijke onderzoeksgebieden kan afgeleid worden uit de foutenboom (bijlage 1). Volgens de dik getrokken lijnen kan daarbij, gezien vanuit de top van de foutenboom, de volgende hoofdindeling worden gemaakt:

1. Natuurrandvoorwaarden
2. Erosie buitentalud en teenconstructie
3. Erosie van kruin en binnentalud
4. Interne erosie en kruinzakking.

Verder komen onder in de foutenboom enkele parameters in vrijwel alle takken voor. Deze parameters behoren tot twee belangrijke onderzoeksgebieden:

5. Grondwaterstromingen en -drukken.
6. Grondmechanische sterkteparameters.

De foutenboom is te globaal om de onderlinge prioriteit tussen de onderzoeksgebieden aan te geven.
Evenmin kan hieruit worden afgeleid of de nadruk bij het onderzoek moet liggen op (statistische) beschrijving van natuurgegevens, op (fysisch) modelonderzoek of op het ontwikkelen van theoretisch/numerieke modellen. Dit hangt o.a. af van de stand van de huidige kennis en de snelheid in de ontwikkeling van nieuwe methoden en hulpmiddelen.
Een dergelijke prioriteitstelling zal daarom in sterke mate gebaseerd moeten zijn op inzicht en intuïtie.

Volgens de bovenstaande indeling in onderzoeksgebieden is een lijst opgesteld met te verrichten onderzoek ten behoeve van een volledige probabilistische aanpak. Daarbij is tevens een indicatie van de urgentie van het onderzoek aangegeven. Een hoge urgentie kan daarbij om twee redenen voorkomen:

a. het betreft een mechanisme hoog in de foutenboom.
b. het betreft een onderzoek dat de basis moet vormen voor studie van een aantal mechanismen.

Een schatting van de omvang (mankracht, kosten en duur) van het onderzoek volgens deze lijst is niet uitgewerkt omdat die in dit stadium nog niet is te overzien (bijlage 3a). Van een aantal grenstoestanden zijn de modellen die sterkte en belasting beschrijven nog niet bekend. Een dergelijke beschrijving is echter onontbeerlijk om de daarbij optredende parameters op een probabilistische wijze te kunnen beschrijven. Wel is het mogelijk om de lijst van onderzoeken te vergelijken met lopende onderzoeksprogramma's.
Hierbij blijkt dat de bestaande onderzoeksprogramma's in sterke mate aansluiten op de opgestelde lijst.
De meeste onderzoeken zijn terug te vinden in het bestaande programma van de TAW, behalve die betreffende de natuurrandvoorwaarden, welke in belangrijke mate worden voorzien in de programma's van het Toegepast Onderzoek Waterstaat en van de Raad van Overleg voor Oceanografisch Onderzoek.

Het afzien van de schatting van de omvang van onderzoek t.b.v. een volledige probabilistische benadering behoeft nog een nadere toelichting.
Uit het voorgaande is niet alleen duidelijk geworden dat de weg naar een volledige probabilistische aanpak lang is, maar tevens dat de daarop gerichte onderzoeksgebieden in sterke mate kunnen aansluiten op het lopende onderzoek. Bovendien blijkt uit de gegeven rekenvoorbeelden dat een aanpak op onderdelen tot direct bruikbare resultaten kan leiden. Deze resultaten kunnen dan gebruikt worden als een verbetering van de bestaande, in principe deterministische, ontwerp-techniek met probabilistische elementen.

Een logische gevolgtrekking uit het bovenstaande lijkt een fase-gewijze aanpak voor het onderzoek gericht op het probabilistische ontwerpen, waarbij geen grotere stappen worden genomen dan die waarvan de omvang en het vermoedelijke resultaat zijn te overzien.

Voor deze fase-gewijze aanpak zullen hierna onder a en b twee mogelijkheden worden aangegeven:

a. Direct te starten onderzoek met overzienbare inspanning en resultaten.

Voor het onderzoek naar de grenstoestanden "overloop" en "golfoverslag" is, in aansluiting op de gegeven rekenvoorbeelden, nu reeds een ruwe schatting te maken van het onderzoeksprogramma dat nodig is om deze grenstoestanden volledig probabilistisch door te rekenen.
Dit is dan ook op bijlage 3^b gedaan voor waterkeringen langs zee.
Voor waterkeringen langs de rivieren is op bijlage 3^b een aanzet gegeven, echter nog zonder kwantificering van de omvang van het onderzoek omdat daarvoor nog niet voldoende informatie beschikbaar was.
Uit de lijst op bijlage 3^b voor de waterkeringen aan zee kunnen de volgende conclusies getrokken worden:
Over de meest relevante onderzoeksonderwerpen is al een redelijke kennis beschikbaar of is door onderzoek een redelijke verbetering op korte termijn te bereiken.
Het onderzoeksprogramma zal aan inspanning enkele tientallen manjaren vragen en de kosten zouden in de orde van 10 à 20 miljoen gulden kunnen liggen. De termijn waarop het onderzoek verwezenlijkt kan worden wordt op enkele jaren geschat.

Ondanks de redelijk gunstige mogelijkheden voor het onderzoek zijn er voor de bovengenoemde aanpak enkele belangrijke bezwaren aan te wijzen indien het streven gericht is op een volledige probabilistische aanpak. In feite geldt hier hetzelfde voorbehoud als onder 1. van dit hoofdstuk is aangevoerd m.b.t. de resultaten van de uitgewerkte rekenvoorbeelden: slechts aan een beperkt deel van de foutenboom wordt veel aandacht besteed, terwijl nog te weinig bekend is over de onderlinge verhouding tussen de takken van de boom in de totale faalkans.
Daarom is gezocht naar een tweede manier om het onderzoek aan te pakken.

b. Onderzoek voorafgegaan door een gevoeligheidsanalyse

Hierbij worden allereerst alle faalmechanismen op een rij gezet. Dit kan bijvoorbeeld gedaan worden aan de hand van een bestaande dijkring waarin sluizen, havens, dijken en andere constructies en vreemde elementen voorkomen (zie figuur 32).
Daarna wordt op grond van beschikbare kennis nagegaan welke bezwijkmechanismen af kunnen vallen omdat hun aandeel in de totale faalkans verwaarloosbaar is. Een belangrijk hulpmiddel kan daarbij zijn een onderzoek in hoeverre criteria, gesteld door uitvoering en toekomstig onderhoud de vormgeving en constructie van de waterkering reeds zodanig beïnvloeden, dat daardoor de kans van optreden van sommige faalmechanismen verwaarloosbaar klein wordt.
Nadat aldus de relevante faalmechanismen zijn geselecteerd kan daarop een gevoeligheidsanalyse worden toegepast waarbij op grond van bestaande kennis wordt afgetast welke de grootste bijdrage hebben in de totale faalkans van de waterkering.
Voor de belangrijkste faalmechanismen kan dan onderzoek worden gestart om de modellen met belastings- en sterkteparameters uit te werken.

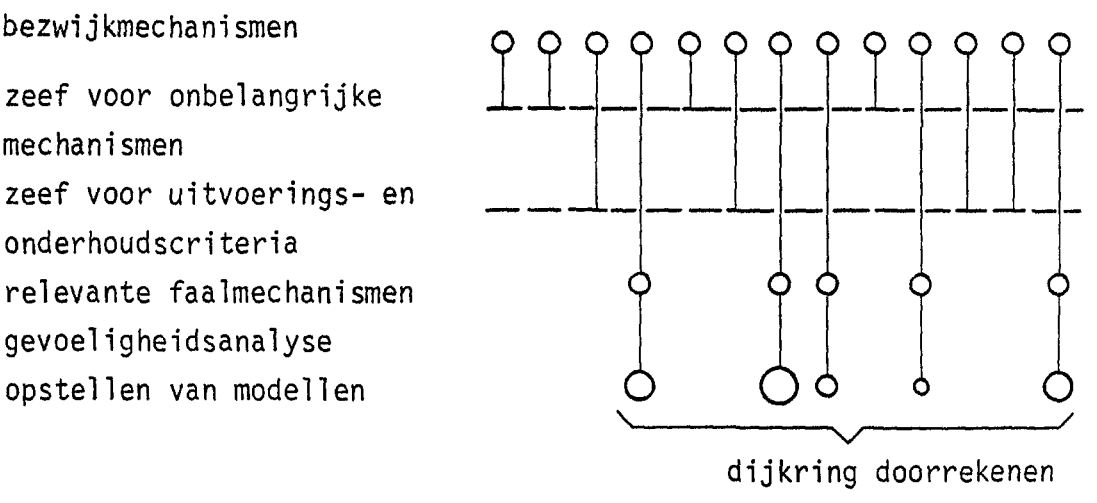


fig. 32

Met behulp van de uitgewerkte modellen kan dan de faalkans van een dijkring doorgerekend worden.
In eerste instantie zou het uitwerken van de modellen en het doorrekenen toegepast kunnen worden op een zeer eenvoudig geval, bijvoorbeeld een hypothetisch eiland in zee.
De volgende stap is dan de toepassing op een eenvoudige bestaande dijkring en als dat is verwezenlijkt kan gedacht worden aan toepassing op een gecompliceerde dijkring.

De praktische uitwerking van de gevoeligheidsanalyse en de toepassing op een hypothetische of zeer eenvoudige dijkring, waarbij men zich beperkt tot 1^e-orde modellen (dat wil zeggen met verwaarlozing van gecompliceerde wisselwerkingen tussen de faalmechanismen) zou uitgevoerd kunnen worden door een werkgroep van beperkte omvang.
Daarvan is naar schatting na een termijn van twee jaar resultaat te verwachten.
Deze tweede aanpak voldoet beter aan het gestelde doel om uiteindelijk te komen tot een volledig probabilistisch dijkontwerp.

Tenslotte zal getracht worden te schatten welk nuttig effect van het onderzoek verwacht mag worden en welke extra inspanning en kosten daarvoor geleverd moeten worden.

Het nuttig effect van de toepassing van een probabilistische methode moet vooral gevonden worden in het beter beheersen van het stelsel van onzekerheden bij het ontwerpen van waterkeringen. Het is mogelijk dat onvermoede risico's worden opgespoord door de probabilistische aanpak. In dat geval zou het resultaat een veiliger waterkering opleveren.
Wat wellicht vaker voor zal komen is dat de ontwerper, zich bewust van onzekerheden, construeert op grond van aannamen die aan de veilige kant zijn gekozen. In dat geval vindt een overdimensionering plaats en kan een probabilistische aanpak tot besparingen in aanleg en onderhoud van de waterkering leiden.
Een ander resultaat dat mag worden verwacht is dat beheersing van de verschillende faalmechanismen en hun bijdrage in de totale faalkans de mogelijkheid biedt om de veiligheid van afwijkende en onconventionele waterkeringsconstructies te

vergelijken met de bestaande.
Dit is een vereiste bij bijvoorbeeld het toepassen van "uitgekiende ontwerpen" voor rivierdijken en biedt in andere gevallen de mogelijkheid tot optimalisering van ontwerpen, waarbij ook het toekomstig onderhoud kan worden betrokken.

De inspanning (mankracht, kosten) die het onderzoek vraagt kan variëren, afhankelijk van de keuze die wordt gemaakt t.a.v. gewenst resultaat op korte of lange termijn.
Het gaat hierbij om een extra inspanning die uitgaat boven het bestaande onderzoek t.b.v. waterkeringen.
Tevens is het onderzoek grensverleggend.
Dat wil zeggen dat het een duidelijke sturing en begeleiding vraagt, en dat de resultaten niet tevoren vaststaan en pas tot besparingen leiden als er voor de resultaten een toepassing wordt gevonden.
Indien de beschikbare tijd,mankracht en financiën voor gelijksoortig onderzoek niet vergroot worden dan zal toevoeging van nieuw onderzoek ten koste gaan van ander, reeds op het programma staand onderzoek. In dat geval is een afweging nodig van het nieuwe onderzoek tegenover de bestaande programma's, om de effectiviteit van de geleverde inspanning te waarborgen. Het antwoord op de vraag óf deze afweging nodig is en hoe deze moet plaatsvinden valt buiten de strekking van dit rapport.

VIII. Conclusies en aanbevelingen

1. conclusies

a. In beginsel is het mogelijk om met behulp van een probabilistische ontwerp-techniek tot ontwerpen voor waterkeringen te komen, maar de weg naar een integrale toepassing is moeizaam.

b. Via een gefaseerde aanpak is er uitzicht op bruikbare resultaten die op korte termijn kunnen leiden tot een verbetering van de bestaande, in principe nog deterministische ontwerp-techniek.

c. De probabilistische ontwerp-techniek noodzaakt tot herziening van de normstelling, zoals die door de Deltacommissie is aangegeven. (Voor de deterministische ontwerp-techniek kunnen de deltanormen gehandhaafd blijven).

d. Voor de aanpak van het op een probabilistisch ontwerp gericht onderzoek worden twee mogelijkheden aangegeven:
1e Op korte termijn uitwerken van een probabilistische berekening van de grenstoestanden "overloop" en "golfoverslag" en
2e Het uitvoeren van een gevoeligheidsanalyse van faalmechanismen en het uitwerken van modellen die het mogelijk maken om de faalkans van een eenvoudige dijkring probabilistisch door te rekenen.

Alleen de tweede mogelijkheid geeft in feite een aanzet tot een volledig probabilistisch dijkontwerp in de toekomst.

2. aanbevelingen

a. Het instellen van een definitieve Werkgroep Probabilistische Ontwerpmethoden voor Waterkeringen. Deze werkgroep zou de volgende taak kunnen krijgen:

Het vervaardigen van ontwerp- en/of veiligheidsvoorschriften voor waterkerende constructies op Nederlands grondgebied, gebaseerd op een probabilistische aanpak.
Deze voorschriften moeten aan de volgende eisen voldoen:

1. Het nader omschrijven of definiëren van de begrippen "waterkerende constructie" en van het door de constructie beschermde gebied.

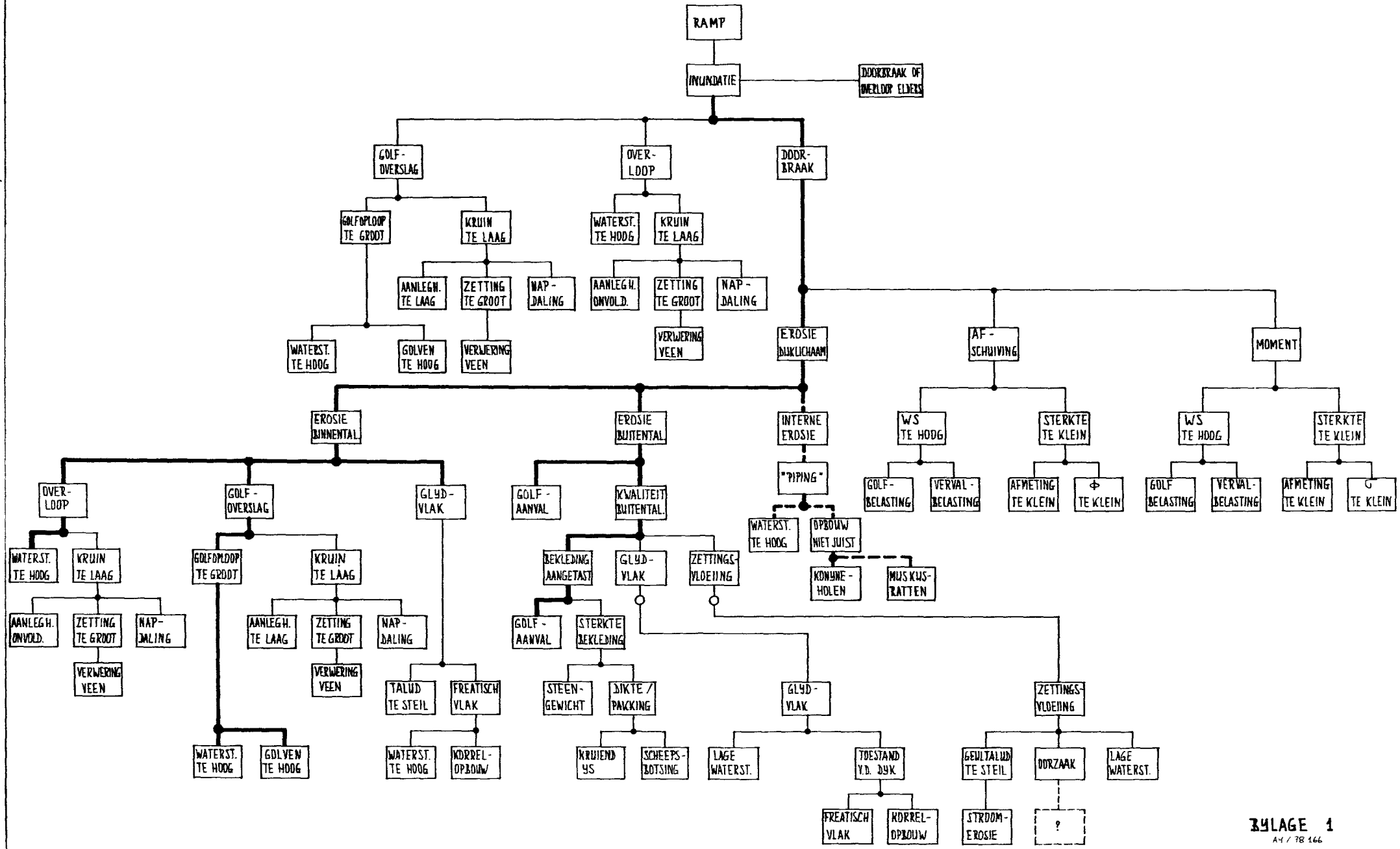
2. Het definiëren van het falen van de waterkerende constructie.
3. Het aangeven van een berekeningsmethode voor de totale kans op falen van een waterkerende constructie.
4. Het aangeven van normen betreffende de toelaatbare kans op falen van de waterkerende constructie.
5. De voorschriften moeten binnen een redelijke termijn ter beschikking komen; in de ad 3 genoemde berekeningsmethode moet de wetenschappelijke kennis op het moment van de publicatie zo goed mogelijk zijn verwerkt.
6. In de voorschriften moet de mogelijkheid worden opengelaten tot een periodieke aanpassing aan de stand der wetenschap op termijnen van de orde van grootte van 5 jaar.

Voor de aanpak van het onderzoek dat tot de in ad 3 genoemde berekeningsmethode moet leiden kan de werkgroep gebruik maken van de conclusies onder d van de vorige paragraaf. Verder zou de werkgroep zich bij de sturing van het onderzoek en bij het opstellen van de voorschriften kunnen laten leiden door de vraag in hoeverre het mogelijk is de extra kennis te benutten als winst in extra veiligheid of dimensionering van waterkeringen, zoals reeds in het laatste deel van hoofdstuk VII is toegelicht.

In de bovenomschreven taak van de werkgroep zijn o.a. genoemd:
- Het opstellen van voorschriften
- Het definiëren van falen van een waterkering
- Het aangeven van normen voor de kans op falen.

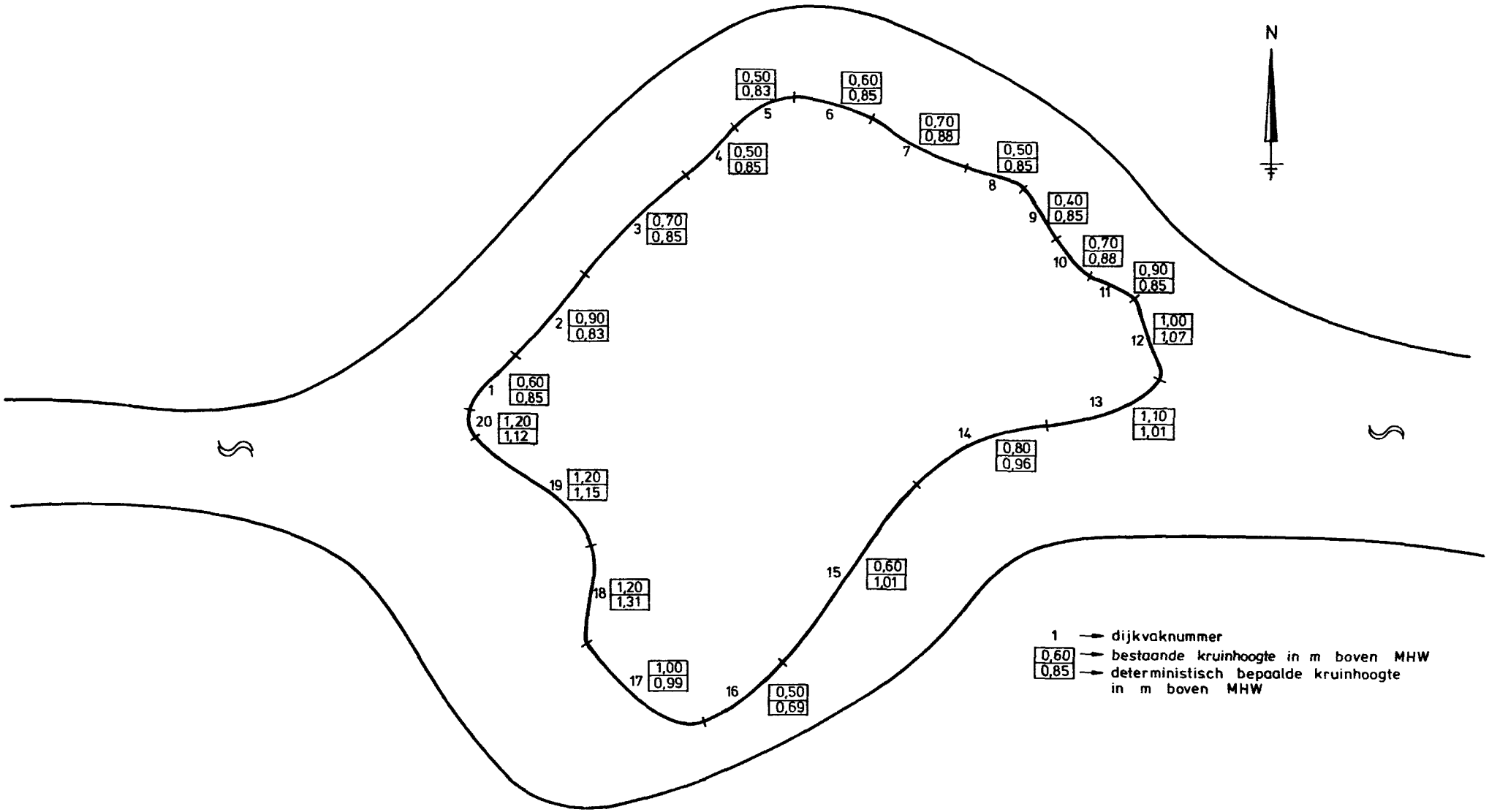
Deze werkzaamheden raken ten sterkste het beleid ten aanzien van de veiligheid van waterkeringen. Om in deze zinvolle aanbevelingen te doen aan de TAW is het noodzakelijk dat tijdig een toetsing plaatsvindt aan het beleid van de verantwoordelijke waterkeringbeheerders. Hoewel de TAW formeel een technische adviescommissie is beschikt deze wel over voldoende vertegenwoordigers vanwege de waterkeringbeheerders om dit probleemveld te kunnen overzien. Het lijkt dan ook nuttig dat hiervan gebruik wordt gemaakt in de fase waarin de normen en voorschriften worden opgesteld.

Zoals reeds enige keren is vermeld zal een volledige probabilistische ontwerp-methode nog niet op korte termijn beschikbaar komen. Niettemin kan een toepassing van deze ontwerp-methode op deelgebieden soms tot verrassende resultaten leiden.
Het verdient dan ook aanbeveling om de ontwerp-filosofie die aan deze methode ten grondslag ligt meer bekendheid te geven onder de huidige waterkeringbeheerders en -ontwerpers. Misschien zou een wat ruimere verspreiding van deze nota onder belangstellenden daartoe een bijdrage kunnen leveren.



BYLAGE 1

A4 / 78 166



situatie fictieve dijkring voorwerkgroep probabilistische methode				**bijlage** 2	
technische adviescommissie voor de waterkeringen	gem	get 12/78	gez	**schaal** ca. 1:70.000	
				A4	WERKNR TEK NR 78.603

Onderzoeksgebieden met urgentie-aanduiding

Natuurrandvoorwaarden	urgentie:		onderzoek door:
waterstanden	1	*	WWOA, WWZO, DDWT
windsterkten en -richtingen	1	*	KNMI
golfklimaat	1		KO, KNMI
onderl. afhankelijkheid en tijdsduur van maatgevende waarden	1		diverse inst.
seiches	2		
golfopwekking door wind	2		KNMI, TH
invloed voorland op golven	2		WWKZ, TH
invloed stroming op golven	3		TOW
invloed bodemrefractie op golven	3		TOW
golfopzet	3		WWKZ, TH
golfoploop	1		TAW 1
invloed golfrichting/scheve inval	2		WWKZ, WWFA, TH
invloed bermen, ruwheid e.d.	3		TAW 1, DDWT
golfoverslag - kwantiteit	1		TAW 1
golfklappen	2		TAW 1 + 4, WWKZ
Erosie buitentalud met voorland			
afschuiving	2		
soorten bekleding (open/gesloten, asfaltbeton/ steen, wisselwerking met ondergrond)	3		TAW 1 + 4
overgang harde bekleding naar gras	2		TAW 4
duinen	2		TAW 5
teenconstructies	3		
stroomerosie (voorland)	4		WWKZ
Interne erosie			
zandmeevoerende wellen	2		TAW 2
muskusratten	4		TAW 11
Erosie kruin en binnentalud			
afschuiving	2		TAW 3
erosiebestendigheid klei met gras	2		TAW 4
verweking door infiltratie	2		
verdediging tegen overloop	3		

<u>Kruinzakking</u>			
zetting ondergrond	3		
zetting dijklichaam	3		
bouwtolerantie	4		
verwering van veen	3		TAW 3
<u>Stabiliteit grondlichaam</u>			
algehele afschuiving	1		TAW 3
beproevingsmethoden c en ϕ-waarden	2		TAW 3
ontw. geavanceerde glijvlakberekeningen	3	*	TAW 3
zettingsvloeiing	2		DDWT, WWKZ
afschuivingsproeven	3	*	
complicaties theoretisch bezwijkgedrag	3		TAW 3
<u>Grondwater</u>			
drukverdeling bij grenstoestanden	2		
overdrukken bij grenstoestanden	2		
ontwikkelen rekenmodel	3	*	TAW 2, DDWT, LGM
bepalen van doorlatendheden (peilbuizennet)	3		
stroming in onverzadigde zone	3		
situering afdichtende lagen	4		
verdrogingsverschijnselen	4		

Verklaring gebruikte afkortingen en symbolen:
Urgentie in 4 klassen: schatting
*: reeds redelijk bruikbare gegevens/methoden beschikbaar.
Onderzoeksinstellingen:
WWOA: RWS, Dir. Wat. & Wat., Operationele Afdeling
WWZO: RWS, Dir. Wat. & Wat., District Zuid-Oost
WWKZ: RWS, Dir. Wat. & Wat., District Kust en Zee
WWFA: RWS, Dir. Wat. & Wat., Fysische Afdeling
DDWT: RWS, Deltadienst, Waterloopkundige Afdeling
KO : RWS, Afdeling Kustonderzoek (DD en Wat. & Wat.)
TOW : RWS, Toegepast Onderzoek Waterstaat
KNMI: Koninklijk Nederlands Meteorologisch Instituut
LGM : Laboratorium voor Grondmechanica, Delft
TH : TH-Delft, Afdeling Civiele Techniek
TAW : Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen-diverse werkgroepen.

Noodzakelijk onderzoek voor een probabilistische benadering van de grenstoestanden "overloop" en "golfoverslag".

	relatief belang	waardering bestaande kennis	kans op verbetering op korte termijn	nodige mankracht in manjaren	nodige kosten xf10^6
I. Waterkeringen aan zee					
A. Overschrijdingslijn waterstanden met betrouwbaarheidsintervallen.					
- fysische achtergronden	-	o	-		
- plaatselijke afwijkingen van negatieve exponentiële verdeling	o	-	+	4	1
- lognormale verdeling stormvloedsduur	+	-	o	2	½
- frequentieverdeling windrichtingen en -sterkten	+	o	-		
- statistische evaluatie van klimaat-invloeden.	o	-	o	?	
B. Buistoten en -oscillaties.					
- fysische achtergronden (meteorologische oorzaken)	o	-	o		
- kansverdelingen	o	o	o	10	2
- resonanties	o	+	-		
C. Golfomstandigheden.					
- relaties met waterstand, windsnelheden, -richtingen en -duur (zie A)	+	o	-	2	½
- relatie wind met golfspectrum en -richting	+	-	o	5	1
- invloed voorland, scheve inval e.d.	+	-	o	5	4
- refractie, invloed stroming	+	o	-	2	½

	relatief belang	waardering bestaande kennis	kans op verbetering op korte termijn	nodige mankracht in manjaren	nodige kosten xf10^6
D. Overdrachtsfuncties van randvoorwaarden naar golfoploop en -overslag.					
- beschrijving golfoverslag	+	o	+	3	1½
- invloed vorm waterkering	+	-	+	5	4
- invloed golfspectrum	+	o	+	1	½
E. Kruindaling op lange termijn					
- NAP-daling	-	o	-		
- zetting ondergrond	o	o	o	5	3
- klink aangebracht materiaal	-	+	-		
- bouwtolerantie	-	-	+	½	

verklaring gebruikte symbolen:

+ hoogste waardering
o middelste waardering
- laagste waardering

Met name de gegeven getalswaarden moeten gezien worden als een grove schatting.

II. Rivierdijken	relatief belang
A. Overschrijdingslijn waterstanden met betrouwbaarheidsintervallen.	
- verdeling en grootte van afvoergolven	+
- verdelingen afvoergolfvormen	+
- berekening waterstanden uit afvoer	
. chézy-coëfficiënten	+
. bedligging	o
. bergende breedten	o
. ijsgang	+
. begroeiing	o
. bediening sluizen en stuwen	+
B. Golfomstandigheden.	
- relaties waterstand - wind	+
- relatie wind - golfbeweging	o
- stroomrefractie, invloed stroming	o
C. Overdrachtsfunctie van golf naar oploop-overslag.	
- beschrijving golfoverslag	o
D. Kruindaling op langere termijn	
- zetting ondergrond	o
- klink aangebracht materiaal	-
- verwering van veen	+
- bouwtolerantie	-
- bedverdieping/verhoging op lange termijn	-

Literatuur:

1. The use of the slip circle in the stability analysis of earth slopes
   Bishop (1955).

2. Hoogte bandijken langs de grote rivieren
   Brief van Minister Algera aan het college van G.S. in Gelderland (1956)

3. Stabiliteit van binnentaluds bij overstromend water
   Edelman (1960).

4. Eindrapport
   Deltacommissie (1960).

5. Voorlopig rapport
   Werkgroep gesloten dijkbekledingen (1961).

6. The analysis of structural strength
   A.M. Freudenthal (1966).

7. Shore protection manual
   Ch.L. Bretschneider e.a. (1970).

8. Golfoploop en Golfoverslag
   TAW (1971).

9. Toepassing van simulatie in verband met de sterkte van constructies.
   F.K. Ligtenberg (1973).

10. Berekening maatgevende golfhoogten Oosterscheldemond
    Rijkswaterstaat, Deltadienst (1976).

11. Rapport
    Commissie Rivierdijken (1977).

12. Inventarisatie van de methoden van kruinhoogtebepaling voor zeedijken
    COW (1977).

rapport
Voorwerkgroep
probabilistische methode
S-79.063

Centrum voor Onderzoek Waterkeringen
Maart 1979
enige correcties aangebracht mei 1980

Inhoud

		Blz.
I	Inleiding	1.1.
II.	Probabilistisch ontwerpen	2.1.
III.	Technische uitwerking	3.1.
IV.	Omschrijving grenstoestanden	4.1.
	1. Overlopen	4.2.
	2. Erosie buitentalud	4.6.
	2a. Kleibekleding	4.6.
	2b. Verdedigd gesloten beloop (asfalt)	4.9.
	2c. Verdedigd open talud (steenzettingen)	4.12.
	2d. Onverdedigd talud (duinen)	4.13.
	2e. Stabiliteitsverlies buitentalud	4.15.
	3. Interne erosie	4.16.
	4. Erosie binnentalud	4.18.
	4a. Stabiliteitsverlies binnentalud	4.18
	4b. Verweking binnentalud	4.21.
	4c. Opdrukken afsluitende lagen	4.23.
	4d. Erosie kleibekleding	4.25.
	5. Afschuiving	4.26.
	6. Kantelen	4.27.
	7. Kwel	4.28.
	8. Andere oorzaken	4.29.
V.	Normniveau	5.1.
VI.	Uitwerking van een grenstoestand	6.1.
	1a. De zeedijk, deterministisch	6.1.
	1b. De zeedijk, probabilistisch	6.4.
	2a. De rivierdijk, deterministisch	6.16.
	2b. De rivierdijk, probabilistisch	6.17.
VII.	Evaluatie- en verder onderzoek	7.1.
	1. Evaluatie	7.1.
	2. Onderzoek	7.4.
	a. Direct te starten onderzoek met overzienbare inspanning en resultaten	7.6.
	b. Onderzoek voorafgegaan door een gevoeligheids-analyse	7.7.

VIII. Conclusies en aanbevelingen 8.1.
1. Conclusies 8.1.
2. Aanbevelingen 8.1.

Bijlagen

1. Foutenboom
2. Fictieve rivierdijkring (situatie) tek.nr. A4/78.603
3. Lijst van verder onderzoek
4. Literatuurlijst

I. Inleiding

Vanouds is de beveiliging van ons land tegen overstromingen zowel door zee- als door rivierwater, een zaak van lijfsbehoud in de meest letterlijke zin geweest. De rijke traditie op het gebied van waterkeringen en het grote aantal mensen dat betrokken is bij aanleg, onderhoud en verbetering van deze werken, vindt hierin zijn oorsprong.
De verscheidenheid aan waterkeringen - zeedijken, rivierdijken, boezemkaden etc. - en de sterk gedecentraliseerde verantwoordelijkheid voor de dijken, heeft het ontstaan van uniforme ontwerpregels en beoordelingscriteria in de weg gestaan. Pas door de Deltacommissie zijn, zij het uitsluitend voor de zeedijken, algemeen geldende aanbevelingen gedaan.

De in de laatste jaren sterk toegenomen kennis op grondmechanisch en waterloopkundig gebied, doet de vraag rijzen of voor het ontwerp van dijken een algemeen geldende ontwerpfilosofie kan worden opgesteld, waaruit ontwerpregels kunnen worden gegeven, gebaseerd op een meer mathematisch-fysische grondslag en gebruikmakend van de recent op het gebied van de constructie-techniek ontwikkelde probabilistische methoden.

Door de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen is een voorwerkgroep "probabilistische methode" ingesteld, waarin zitting hadden:

ir. W.Th.J.N.P. Bakker
ir. H. Brunsveld van Hulten
ir. J.M. Goppel
ir. G. van Loenen
ir. A. Roos
ir. J.J.W. Seijffert
ir. H. Vrijling.

De voorwerkgroep kreeg de opdracht na te gaan of een dergelijke probabilistische benadering van de waterkeringen zinvol kan zijn en welke kennis daarvoor nog ontbreekt. In het voorliggende rapport heeft de voorwerkgroep zich beperkt tot de kunstmatige waterkeringen, opgebouwd uit grond al dan niet voorzien van een bekleding. Constructies, vreemde elementen, etc. zijn niet in de beschouwingen betrokken maar zullen voor een integrale probabilistische benadering t.z.t. wel meegenomen moeten worden.

II. Probabilistisch ontwerpen

Tot voor kort werd als uitgangspunt voor de beveiliging van het land tegen overstroming de hoogst bekende waterstand als norm aangehouden: de dijken dienden deze stand te kunnen keren. Tegenwoordig wordt als uitgangspunt een ontwerppeil gehanteerd, dat is bepaald aan de hand van een extrapolatie voor de opgetreden standen tot een vooraf gekozen ontwerpfrequentie (de overschrijdingskans van het ontwerppeil). De zeedijken dienen bij deze stand nog volledige veiligheid tegen overstroming te bieden (Deltacommissie, 1960). Bij de rivierdijken is dit aspect in het midden gelaten, (Algera, 1956), hoewel in de praktijk dezelfde volledige veiligheid tegen doorbraak bij ontwerp wordt nagestreefd.

Naarmate de problematiek rond de rivierdijkverbetering toenam, werd de druk om krapper te ontwerpen groter. In haar advies aan de Minister van Verkeer en Waterstaat stelt de Commissie Rivierdijken (1972) een ontwerpfrequentie van 1:1250 voor en de toepassing van "uitgekiende" ontwerpen. Langzamerhand worden de geesten van de bij dijkverbeteringen betrokkenen rijp voor het vervangen van de overschrijdingskans van het ontwerppeil als uitgangspunt door de totale inundatiekans van het te beschermen gebied: de probabilistische benadering doet zijn intrede.

Voor inzicht in de probabilistische ontwerpmethode is het nuttig de tot dusverre gevolgde, zogeheten deterministische ontwerpmethode te beschrijven. Bij deze laatste benadering wordt een maatgevende belasting voor de waterkering of onderdelen daarvan vastgesteld.
Deze maatgevende belasting wordt bepaald uit de maatgevende omstandigheden, die zo goed als met de bestaande kennis mogelijk is - maar desalniettemin arbitrair - gekozen worden, veelal een combinatie van ontwerppeil en golfaanval of ontwerppeil met storm.
De toelaatbare belasting voor de kering en onderdelen daarvan (die in het algemeen beneden de werkelijke breukbelasting zal liggen) wordt bepaald aan de hand van onderzoek en vergeleken met de maatgevende belasting. Indien de maatgevende belasting hoger blijkt dan de toelaatbare wordt de waterkering of het betreffende onderdeel onvoldoende veilig geoordeeld.

In fig. 1 is het berekeningsschema van deze benadering weergegeven

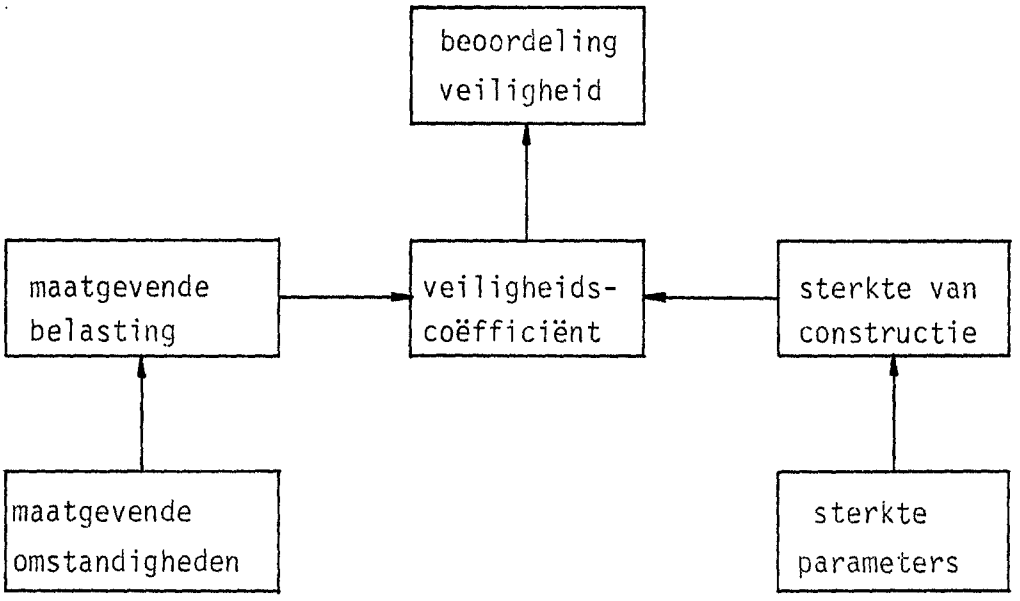


fig. 1 schema deterministische berekening

In de probabilistische benadering worden in beginsel alle oorzaken van een eventuele inundatie in hun onderlinge verband geanalyseerd en uit de bijbehorende afzonderlijke kansen van voorkomen wordt een totale inundatiekans berekend. Daarbij dient onderscheid te worden gemaakt tussen "technische" oorzaken van inundatie en andere, zoals menselijk falen, sabotage, overmacht, etc. Om inzicht te krijgen in alle denkbare oorzaken van inundatie is een foutenboom een goed hulpmiddel, zie fig. 2 waarin een dergelijke boom is weergegeven, zij het in sterk vereenvoudigde vorm.

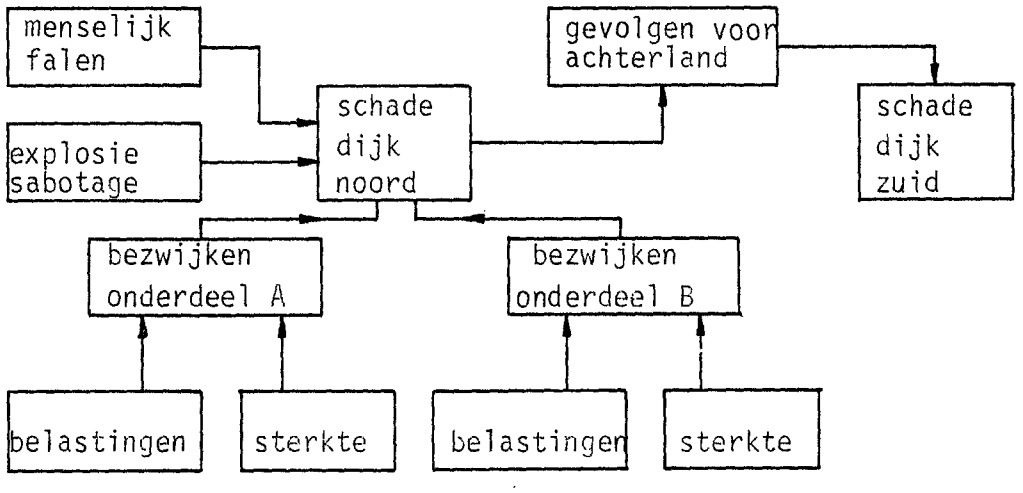


fig. 2 risico-analyse van een polder met behulp van de foutenboom-techniek.

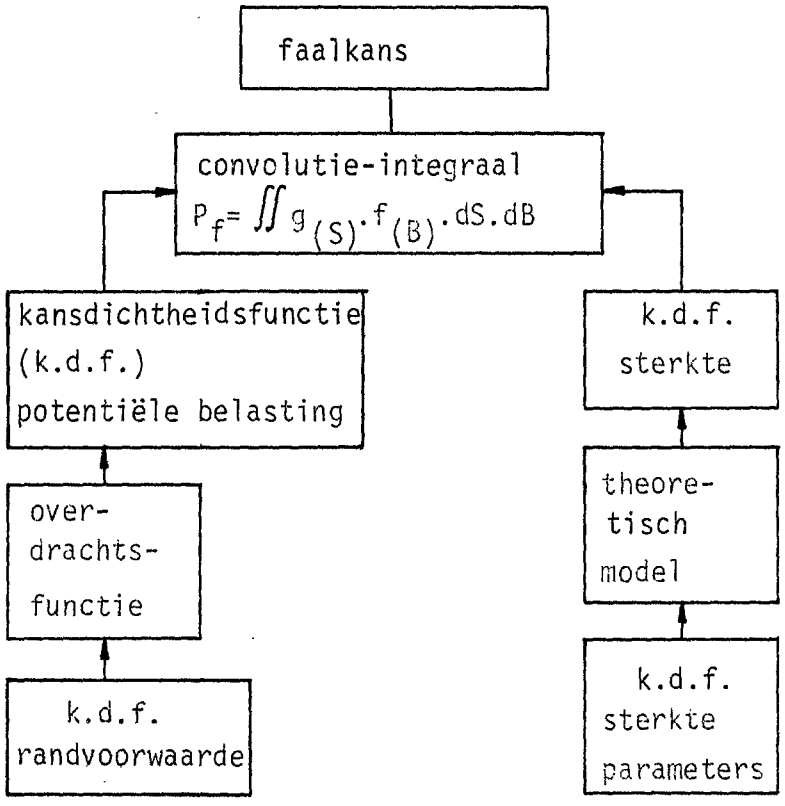


fig. 3 schema probabilistische berekening

Het schema voor een probabilistische berekening van de kans op falen t.g.v. het bezwijken van één van de onderdelen van de constructie is weergegeven in fig. 3.

Voor een groot aantal oorzaken - vooral die welke buiten het technische vlak liggen, zoals directe of indirecte gevolgen van menselijk handelen - is echter geen kans van voorkomen te berekenen. Aangezien een probabilistische benadering slechts kan worden toegepast op die aspecten waarvan een kans op voorkomen kwantitatief is te beschrijven, zal in dit rapport slechts de toepassing van deze benadering voor de technische aspecten worden bezien.

Definities en begrippen waarvan in dit rapport gebruik wordt gemaakt

Hieronder volgt een aantal definities van begrippen waarvan in dit rapport gebruik wordt gemaakt. Het lijkt goed erop te wijzen dat deze begrippen nog volop in beweging zijn en dat aanpassing of verscherping in de toekomst nodig zal kunnen blijken.

1. Inundatie

   Onder inundatie wordt verstaan een overstroming van een beschermd gebied zodanig, dat van een calamiteit sprake is, dat wil zeggen dat ernstige schade wordt toegebracht aan personen en/of goederen. Per geval zal men deze omschrijving nader dienen te preciseren.

2. Falen van een waterkering

   Een waterkering faalt wanneer een zodanige toestand optreedt dat inundatie van het achterliggende gebied onvermijdelijk moet worden geacht.

3. Bezwijken van een waterkering

   Een waterkering bezwijkt wanneer daarin plaatselijk of over grotere afstand zodanig grote vervormingen optreden dat kans op falen van de waterkering onaanvaardbaar groot wordt.

4. Mechanisme

   Een mechanisme beschrijft de wijze waarop een constructie in de loop van de tijd respondeert onder invloed van in- en uitwendige omstandigheden.

5. Grenstoestand

   Een grenstoestand definieert een grens waarvan het overschrijden leidt tot ongewenste situaties zoals bijvoorbeeld het falen van de waterkering of het bezwijken van de constructie dan wel van zijn onderdelen.
   Grenstoestanden worden veelal onderscheiden in uiterste grenstoestanden (Ultimate Limit States) en bruikbaarheids-

grenstoestanden (Service-ability Limit States).

Toelichting

Falen/Bezwijken: In veel gevallen zullen falen en bezwijken van een waterkering samengaan. Volgens de hier gegeven definities is het echter ook mogelijk dat de constructie faalt zonder te bezwijken of bezwijkt zonder te falen. Falen zonder bezwijken vindt plaats als inundatie optreedt zuiver als het gevolg van overloop en/of golfoverslag. Bezwijken zonder falen treedt op als de waterkering, bijvoorbeeld als gevolg van een dijkval, duidelijk niet meer in tact is maar geen inundatie voorkomt door een langdurig lage waterstand.

Mechanisme/Grenstoestand: Mechanismen en grenstoestanden kunnen zowel geformuleerd worden voor de gehele constructie als voor onderdelen of bijzondere aspecten. Als zodanig kan het bereiken van een grenstoestand in een bepaald deelsysteem weer een schakel vormen in een mechanisme voor een groter geheel. Neem als voorbeeld het bezwijken van de bekleding van het buitentalud. Bezien vanuit het deelsysteem "bekleding" is dit een (uiterste) grenstoestand veroorzaakt door een mechanisme van overdruk onder de bekleding. Voor de waterkering als geheel is het bezwijken van de bekleding te zien als een schakel in één van de mogelijke mechanismen die tot falen kunnen leiden. Men kan "mechanismen" en "grenstoestanden" in feite dus niet los zien van het systeem of deelsysteem dat men beschouwt.

III. Technische uitwerking

Voor de technische aspecten is op bijlage 1 een foutenboom weergegeven in een meer uitgewerkte vorm.
In deze foutenboom zijn mechanismen te onderkennen waarvan het optreden tot inundatie kan leiden. Voor een probabilistische benadering dient de faalkans per grenstoestand te worden berekend (zie ook fig. 3).

Allereerst worden de fundamentele parameters die een rol spelen bij het mechanisme, de basisvariabelen, verzameld.
De hoofdcategoriën van basisvariabelen zijn "sterkte" en "belasting".
In de categorie "sterkte" horen de materiaaleigenschappen en geometrie thuis. Van deze parameters dient niet alleen de verwachtingswaarde (gemiddelde) maar ook de spreiding en het type kansverdeling te worden gespecificeerd.
In de categorie "belastingen" zijn de basisvariabelen te vinden die als randvoorwaarden voor de constructie zijn op te vatten: golfbeweging, waterstanden, waterspanningen etc. Ook hier dient het stochastisch karakter van elke variabele in aanmerking te worden genomen. Opgemerkt zij dat naast een aantal materiaaleigenschappen ook de geometrie van de constructie van invloed op de belastingen kan zijn: belasting door eigen gewicht, waterspanningen etc.
Zijn de basisvariabelen bekend, dan komen de theoretische modellen aan de orde, waarmee uit de basisvariabelen respectievelijk het weerstandsvermogen van de constructie en de belasting of potentiële bedreiging worden bepaald. De theoretische relaties, die dienen ter bepaling van belastingen uit natuurrandvoorwaarden worden ook wel overdrachtsfuncties genoemd.
De onzekerheden in deze modellen behoren eveneens gekwantificeerd te worden door theoretische oplossingen te vergelijken met de resultaten van een voldoend aantal modelproeven.
Het doel is ook de kansdichtheidsfunctie van de verhouding tussen het werkelijke gedrag van de constructie en het theoretisch voorspelde gedrag te bepalen.
Is m.b.v. het bij één mechanisme behorende theoretisch model uit de kansdichtheidsfuncties der

basisvariabelen de kansdichtheidsfunctie van de sterkte afgeleid en m.b.v. de overdrachtsfuncties uit de natuur-randvoorwaarden de kansdichtheidsfunctie van de potentiële bedreiging (belasting), dan is de laatste stap het bepalen van de faalkans van het beschouwde onderdeel door het oplossen van de convolutie-integraal (Freudenthal, 1966).

$$Pf = \iint f_{(B)} \cdot g_{(S)} \cdot dB.dS$$

waarin

f(B) = de kansdichtheidsfunctie van de potentiële bedreiging (belasting)

g(S) = de kansdichtheidsfunctie van de sterkte

Deze faalkans dient nu te worden toegekend aan het elementje in de foutenboom dat het bestudeerde bezwijkmechanisme symboliseert. Nadat nu voor alle bezwijkmechanismen de faalkans is berekend, kan door de technische aspecten in hun onderlinge samenhang te beschouwen, de totale faalkans worden berekend.
In het voorgaande is er vanuit gegaan, dat er theoretische modellen beschikbaar zijn om uit de natuur-randvoorwaarden de potentiële bedreiging af te leiden en uit de basisvariabelen de sterkte vast te stellen.
Bij een aantal waterbouwkundige problemen is dit echter niet het geval. Deze moeilijkheid kan overwonnen worden door een aantal discrete combinaties van randvoorwaarden in een model van de constructie na te bootsen (zie fig. 3).
Integratie van de gezamenlijke kansdichtheidsfunctie van randvoorwaarden over het gebied, waar ernstige schade aan de constructie optreedt, geeft een indruk van de faalkans.
Door nu de proevenserie te herhalen onder wijziging van de waarde van één der basisvariabelen der sterkte (Ligtenberg, 1973) wordt de invloed van de kansdichtheidsfunctie van de sterkte bepaald (zie fig. 4).

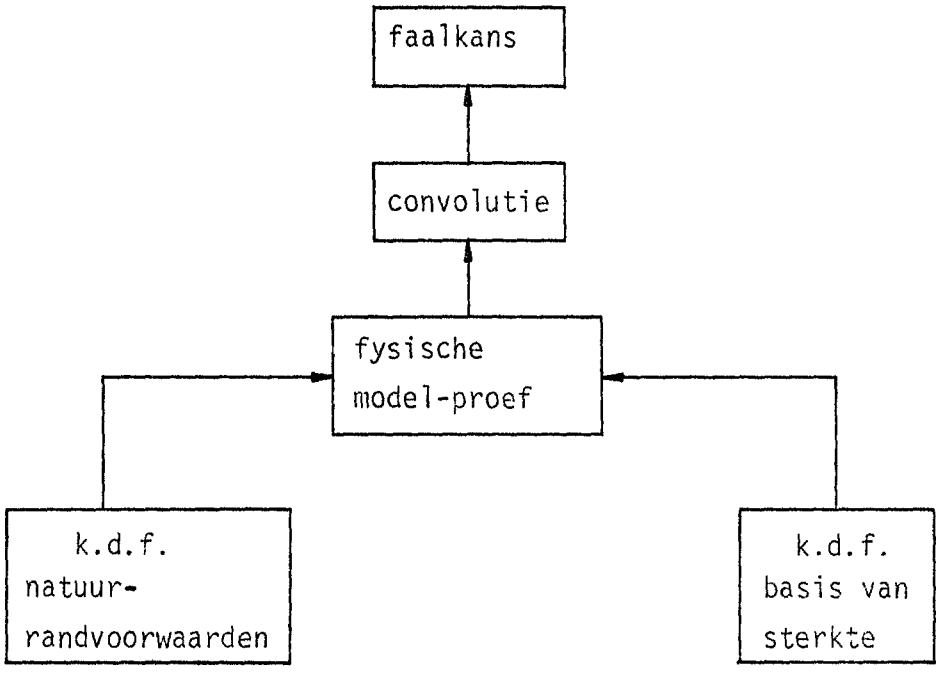


fig. 4 schema probabilistische benadering m.b.v. fysische modelproef.

IV. Omschrijving grenstoestanden

Uit de foutenboom op bijlage 1 blijkt welke bezwijkmechanismen volgens de huidige inzichten van invloed zijn op de technische faalkans van een dijk.
De benodigde kennis voor het beoordelen van de faalkans van de diverse onderdelen en de totale constructie spitst zich toe op de volgende facetten:

1. het bepalen van de relatie tussen het optreden van een grenstoestand en de uiteindelijke kans op doorbraak;
2. het opstellen van (mathematische) modellen voor de sterkte en overdrachtsfuncties voor de belastingen;
3. het bepalen van de kansdichtheidsfuncties van sterkte- en belastingparameters en hun onderlinge samenhang.

In het volgende wordt per grenstoestand aangegeven welke parameters (vermoedelijk) van belang zijn en welke kennis en criteria nog nodig zijn om tot een integrale probabilistische aanpak te komen.

1. Overlopen

Allereerst dient een criterium te worden aangegeven tot welke hoogte een polder mag vollopen (zonder verdere schade aan de waterkering) voordat deze als geïnundeerd wordt beschouwd.

De waterkering functioneert niet meer als het achterliggend gebied volloopt. De "sterkte" parameters zijn.

a. oppervlakte van het beschermde gebied
b. toelaatbare inundatiediepte
c. bemalingscapaciteit en duur

Van deze parameters heeft alleen de laatste een zekere k.d.f. (uitvallen gemalen, capaciteit afhankelijk van opvoerhoogte etc.), die per polder of dijkring bepaald zou moeten worden. Het mathematisch "sterkte"-model zou dan de totale opvang-capaciteit worden, t.w. ab + ct, waarin t = tijdsduur van bemaling.

Met behulp van deze norm en de overige te bepalen sterkte parameters dient de k.d.f. van de opvangcapaciteit te worden bepaald.



fig. 5 grenstoestand "overlopen"

De "belasting" wordt bepaald door:
x. geometrie (oploop)
y. waterstand voor de dijk
z. golfhoogte voor de dijk

De k.d.f. van de parameters y en z dient te worden bepaald, evenals een eventuele correlatie.
Zodra de waterstand boven de dijkkruin uitkomt, treedt een volkomen overlaat in werking waarvoor de afvoer per breedte eenheid $q = m. \frac{2}{3} (H-h) \sqrt{\frac{2}{3} g(H-h)}$, met

m = afvoercoëfficiënt
H = waterstand
h = kruinhoogte

Bij lagere waterstanden kan in combinatie met golfaanval overslag optreden.



fig. 6 grenstoestand "overslag"

Gezien de sterke invloed van de waakhoogte op de hoeveelheid overslag (halvering van de 2% waakhoogte geeft ca. tienmaal zoveel overslaande golven, maar ca. honderdmaal zoveel overslag) is de k.d.f. van de waterstand van groot belang. Voor zeedijken zijn daarvoor overschrijdingslijnen van de waterstanden nodig en inzicht in buistoten en -oscillaties. Voor de rivierdijken betekent dat inzicht in overschrijdingskansen en verdelingen van afvoergolfvorm (te Lobith voor Rijn en zijn takken,te Borgharen voor de Maas), waaruit de waterstanden langs de rivier berekend moeten worden. De invloed van de topvervlakking, de Chézy-waarden van het rivierbed, ijsgang, eventuele doorbraken bovenstrooms, stuwbedrijf etc. op deze standen moet daarbij verwerkt worden in een k.d.f. van waterstanden langs de rivieren.

Voor keringen langs afgesloten bekkens kunnen, naast de stilwaterstandsfrequenties, vooral de (dynamische) opwaaiingseffecten van belang zijn. Toevallige lokale storingen in windvelden kunnen daarbij grote invloed hebben.

De correlatie tussen hoge rivierafvoeren en weersomstandigheden, vooral windsnelheden, dient te worden onderzocht, waarna omrekening naar golfbewegingen kan geschieden. Daarbij komen problemen aan de orde als golfopwekking door wind, golfdemping en -vervorming op ondiep water.

De relatie tussen golfbeweging en overslag zal nader onderzocht moeten worden. Voor betrekkelijk eenvoudige gevallen blijkt uit "golfoploop en golfoverslag" (TAW 1971) een verband tussen

h_d/H_{50} en $\frac{2\pi\bar{q}\bar{T}}{H_{50}L}$, waarin

h_d = waakhoogte
H_{50} = golfhoogte
$\bar{T}$ = gemiddelde golfperiode
L = gemiddelde golflengte
$\bar{q}$ = gemiddelde hoeveelheid overslaand water in m^2/s.

Voor het maken van een betrouwbare berekening is toetsing van deze resultaten, gelet op de uitvoering van M 544 (door wind beïnvloede regelmatige golven), noodzakelijk. Daarbij zou tevens de spreiding in de resultaten geanalyseerd dienen te worden: met name de kans op overschrijding van bepaalde overslaghoeveelheden binnen relatief korte perioden kan van belang zijn, b.v. tijdens kortdurende waterstandsvariaties e.d.
Verder is onderzoek naar overslag bij scheef invallende golven noodzakelijk en de invloed van bermen. Meer specifieke (projectgerichte) onderzoeken dienen (nog) niet door de TAW aangeslingerd te worden.

Gezien de invloed van de waakhoogte dient ook de afwijking van de juiste kruinhoogte onderzocht te worden. Onderscheid kan daarbij gemaakt worden in toevallige afwijkingen (bouwtoleranties, uitgevoerd onderhoud etc.) en systematische afwijkingen (zettingen, NAP-daling, klink, verwering van veen etc.). Zo mogelijk dient ook de spreiding rond verwachtingswaarden voor deze laatste categorie aangegeven te worden.

Met behulp van deze onderzoeken moet het mogelijk zijn per dijkvak (i.v.m. plaatselijk afwijkende geometrie) de overdrachtsfunctie te bepalen en daaruit de k.d.f. van de totale overslag per dijkring per hoogwatergolf c.q. stormvloed. Combinatie van deze belasting met de situatie geeft de faalkans voor dit mechanisme.

Overigens wordt het gehele probleem een stuk eenvoudiger, maar ook minder genuanceerd, indien niet als criterium inundatie van de polder tot een bepaald niveau wordt aangehouden, maar b.v. een maximaal overslag debiet per m' dijklengte. Een uitspraak hierover moet dan wel gedaan worden.

2. Erosie buitentalud



fig. 7 grenstoestand "erosie buitentalud"

2a. Kleibekleding

Als eerste zal een criterium voor de erosie van een kleilaag geformuleerd moeten worden. Mag erosie optreden en zo ja tot welke omvang.
Uit de voorlopige resultaten van door het LGM verricht onderzoek, blijkt de erosiebestendigheid van een kale kleibekleding tegen te vallen. De verwachting is dat van de aanwezige grasmat een bijzonder gunstige werking uitgaat, hetzij door "wapening", hetzij door vermindering van de "grenslaag"turbulenties in overstortend water etc.
Een (arbitrair) erosiecriterium zou als volgt kunnen luiden: de dijk wordt geacht te zijn doorgebroken zodra erosie van de grasmat optreedt, danwel ter plaatse van een kale plek een ontgronding van 0,5 m diepte optreedt.
In dat geval kan het onderzoek zich toespitsen op die twee aspecten.

Voor de erosiebestendigheid van een kleibekleding met grasmat zijn geen duidelijke parameters aan te wijzen; een aantal factoren die wellicht invloed hebben zijn:

a. lengte v/h gras
b. spruit-dichtheid
c. bewortelingsdiepte
d. cohesie van de klei
e. inwendige wrijvingshoek
f. structuur
g. dikte, etc.

Het theoretisch model volgens welke deze parameters in een sterkte kunnen worden omgerekend, ontbreekt volledig en zal eerst ontwikkeld moeten worden.

De belasting is afhankelijk van:

x. waterstand
y. golfbeweging (hoogte H, periode T en richting θ)
z. geometrie

Uit deze parameters zal via nu nog onbekend overdrachts-functies de belasting bepaald moeten worden.

Allereerst zal een oriënterend onderzoek naar het mechanisme moeten uitwijzen of erosie bij hogere stroomsnelheden geleidelijk, eventueel progressief toeneemt, of dat overschrijding van een kritieke grens (b.v. erosie van de grasmat) leidt tot plotselinge bezwijken. In het eerste geval is de mate van erosie n.l. afhankelijk van de duur van de stroom/golfaanval, zodat de opzet van verder onderzoek daarop gericht zal zijn.

Gelet op het gecompliceerde karakter van het te onderzoeken verschijnsel, zijn laboratoriumproeven op ware grootte nodig. Of ook de belasting door golfaanval op ware grootte nagebootst moet worden (delta-goot WL), danwel door karakteristieke stroomsnelheden en laagdikten gerealiseerd kan worden (stroomgoot of golftunnel) is nu nog niet duidelijk.
Vooralsnog lijkt het de meeste kans van slagen te hebben om een groot aantal monsters te beproeven onder verschillende golfomstandigheden (zie fig. 4), teneinde op die manier een indruk te krijgen van de uiteindelijke bezwijkkans en de invloed van de eerder genoemde parameters daarop.
Indien het mocht lukken deze invloeden in een mathematisch model te beschrijven, dan kunnen deze als afzonderlijke variaties worden verdisconteerd in een k.d.f. van sterkte en belasting. Daarvoor zal zowel laboratorium als veldonderzoek naar de k.d.f.'s van deze parameters noodzakelijk zijn.

Vooruitlopend op de ontwikkeling van het probabilistische reken-model voor deze grenstoestand, kan wellicht rechtstreeks door modelonderzoek de sterkte van bekledingen worden uitgedrukt in een golfhoogte die nog juist geen schade veroorzaakt. Een sterk vereenvoudigd model lijkt daarmee mogelijk.

2b. Verdedigd gesloten beloop (asfalt)

Eerst zal het bezwijken van de constructie gedefinieerd moeten worden. De huidige praktijk kent daarvoor twee grenstoestanden: het schuifcriterium en het opdruk-criterium.
Het eerste houdt in dat t.g.v. hoge waterspanningen onder de bekleding bij laag buitenwater, hetzij t.g.v. golfaanval, hetzij bij vallend water, de opneembare schuifweerstand langs het talud terugvalt en de bekleding wil afschuiven.
In extreme gevallen is het mogelijk dat de overdruk zo groot wordt dat de bekleding wordt opgedrukt, het tweede criterium.
Het plaatselijk overschrijden van het eerste criterium zal leiden tot plaatselijk trekspanningen in de bekleding, hetgeen niet onaanvaardbaar wordt geacht, terwijl het overschrijden van het tweede criterium zal leiden tot trekspanningen over een groot traject en mogelijk scheurvorming, hetgeen ten allen tijde onaanvaardbaar wordt geacht.

In formulevorm:

Schuifcriterium: $f\left\{(H\rho_w g + d\rho_a g)\cos\alpha - u\right\} \geq d\rho_w g \sin\alpha$

opdrukcriterium $(H\rho_w g + d\rho_w g)\cos\alpha \geq u.$

De sterkte van de bekleding zal in deze gevallen afhangen van:

a. dikte (d)
b. volumieke massa (ρ_a)
c. geometrie (taludhelling α)

terwijl de belasting wordt gevormd door de momentane waterstand boven de bekleding (H) en de waterdruk onder tegen de bekleding (u), die weer afhangen van:

w. geometrie
x. golfbeweging
y. waterstandsverloop
z. doorlatendheden

De spreiding in de sterkte parameters a, b en c zal weinig onderzoek vergen: uit de praktijk moeten over deze aspecten voldoende gegevens bekend zijn om een analyse te maken van

de opgetreden bouwtoleranties.
Ten aanzien van de belastingparameters zal met name de momentane waterstandsvariaties onder golfaanval op zeedijken en snelle val van het water onderzocht moeten worden. Voor de berekening van de waterspanningen onder de bekleding zal een betrouwbaar mathematisch of analoog model ontwikkeld moeten worden waarin naast de invloed van elastische en freatische berging, tevens grondwaterstroming door onvolledig verzadigde zones nagebootst kan worden. Voor dit laatste facet zal nog de nodige fundamentele studie verricht moeten worden.

De bekleding zal eveneens bezwijken indien ten gevolge van de belastingen (zowel uit- als inwendige overdruk) daarop de trekspanningen in de bekleding de breukspanning overschrijden.
Voor inwendige overdruk zij verwezen naar het voorgaande; de opneembare spanningen onder uitwendige belastingen hangen ondermeer samen met de sterkte parameters:

a. breukspanning
b. dikte bekleding
c. elasticiteitsmodulus bekleding
d. elasticiteit/beddingsconstanten ondergrond
e. volumieke massa bekleding,

terwijl mogelijk nog andere parameters van belang zijn (geometrie, volumieke massa ondergrond, plasticiteitsgrens).

Als belastingparameters kunnen worden genoemd:

w. waterstandsverloop
x. golfbeweging
y. geometrie
z. doorlatendheden (inw. waterdruk)

Hoewel veel onderzoek op dit gebied wordt verricht, is een mathematisch of analoog model nog niet beschikbaar. Een sterk vereenvoudigde relatie tussen golfhoogten, taludhelling, elasticiteitsmodulus ondergrond en vereiste (asfalt-)bekledingsdikte wordt in het Voorlopig Rapport vermeld (werkgroep gesloten dijksbekledingen 1961).
Aangezien dynamische belastingen in de ondergrond zettingsvloeiingen kunnen veroorzaken waardoor een eventueel opgesteld

model niet meer toepasbaar zou kunnen zijn, is allereerst onderzoek nodig naar de mogelijkheid van dit verschijnsel, (pakkingsdichtheden en verzadigingsgraden) zodat het verdere onderzoek daarop kan worden afgestemd. Daarna dient de aandacht op de reactie van de ondergrond op de golfbelasting te worden gericht, waarvan de vorm, grootte en duur reeds in een eerder stadium onderzocht kunnen worden.

2c. Verdedigd open talud (steenzettingen)

Voor open bekledingen van los gezette elementen, is het vaststellen van een eenduidig criterium voor bezwijken een moeilijke, maar dringende zaak. Tijdens vrijwel elke stormvloed van enige importantie wordt op meerdere plaatsen langs de kust schade aan steenzettingen aangericht, zonder dat deze aanleiding tot doorbraak, laat staan inundatie is geweest. Overigens heeft de ervaring geleerd dat een eenmaal begonnen schade zich snel kan uitbreiden, zodat de nodige voorzichtigheid in acht genomen moet worden.

Hoewel afschuiven en opdrukken als mechanismen niet uitgesloten mogen worden, zal het belastingmodel toch sterk afwijken van dat onder 2.b genoemd, omdat de waterspanning onder tegen de bekleding veel meer door de waterbeweging op het talud wordt beïnvloed. Pogingen om tot een beschrijving van de mogelijke bezwijkmechanismen te komen hebben tot dusverre geen resultaat gehad.
Om deze reden wordt nu in een schaalmodel getracht verbanden te vinden tussen bezwijken en sterkte parameters als:

a. dikte bekleding
b. oppervlakte van bekledingselementen
c. volumieke massa
d. wrijvingscoëfficiënten
e. geometrie
f. funderingsdikte
g. doorlatendheid fundering

en belasting parameters als:

x. golfbeweging (H, T en θ)
y. geometrie
z. waterstand

Voor een probabilistische benadering zal het uiteindelijk noodzakelijk zijn om in een fysisch model door het variëren van alle parameters de invloed daarvan op het bezwijken na te gaan, zodat na het bepalen van de k.d.f.'s van de relevante parameters de uiteindelijke bezwijkkans van de bekleding kan worden berekend.

2.d. Onverdedigd talud (duinen)

Het grootste verschil tussen een dijk en een duin, als waterkering bezien, betreft het golfkerende mechanisme.
In zijn uiterste vorm bestaat een waterkering, waarin een duin is opgenomen uit een flauw aflopend strand-en vooroever gedeelte, waarop de golven de gelegenheid hebben tot geleidelijke breking, zodanig dat bij het duin zelf slechts de golfenergie vernietigd wordt van de reeds ten dele gebroken golven. Deze golven zijn volgens de beschikbare theorie ter orde van grootte van de (stil-) waterhoogte voor de duinvoet, doch in de praktijk groter. De energievernietiging vindt voor een groot gedeelte plaats door terugkaatsing van de golf tegen de onder natuurlijk talud staande zeezijde van de zeereep, waarbij de hydrodynamisch maximale steilheid en golfhoogte van de golf ter plaatse wordt overschreden en verdere breking optreedt; gezien het steile talud is de golfoploop van geringere betekenis.
Het buitentalud wordt niet geacht tegen de golfaanval bestand te zijn; de verdediging bestaat hieruit, dat het duin dusdanig erodeert, dat het strand een landwaarts oplopend "stormvloedprofiel" aanneemt; hierbij komt de duinvoet al retirerend hoger te liggen, totdat slechts een zeer geringe golfhoogte voor de duinvoet overblijft. Volgens de heersende filosofie wordt het overblijvende duin - waaraan alleen de eis wordt gesteld dat het minimaal 10 m breed is ter hoogte van het ontwerppeil-stilzwijgend geacht hydrologisch-grondmechanisch stabiel en voldoende ondoorlatend te zijn geen overslag te vertonen en dus geen aanval op het binnentalud te verkrijgen.
Daarentegen heeft een dijk een veel flauwer buitentalud; waar in het extreme geval (diep voorland) de ongebroken golf opbreekt; de golfenergievernietiging wordt - naast een betrekkelijk geringe terugkaatsing - verkregen door breking op het talud, waarbij grote golfoploop kan vóórkomen en waarbij getolereerd wordt dat een klein percentage golven overslag vertoont. De eigenschappen van het binnentalud dat geacht wordt in stand te blijven, zijn dus essentiëel voor de standzekerheid van de waterkering.
Tot op heden wordt een dijk in principe geacht zowel qua taludbekleding als qua grondmechanisch-hydrologisch gedrag in stand te blijven bij de ontwerpomstandigheden. Of dit het geval is bij een dijksontwerp vormt meestal punt van onderzoek; daarnaast wordt bij het beheer van een dijk de toestand waarin de dijk

zich bevindt zo nauwlettend als praktisch mogelijk is in het oog gehouden (dit in tegenstelling tot de landzijde van een waterkerend duin).
Een tussenvorm tussen een duin en een dijk wordt gevonden in een duin met duinvoetverdediging; deze zeewering wordt bij frequent vóórkomende stormen geacht als dijk te fungeren; beschouwt men de maatgevende stormomstandigheden, dan wordt het waterkerend vermogen getoetst op dezelfde wijze als een duin, m.a.w. de duinvoetverdediging wordt niet aanwezig geacht.
Een essentiëel verschil tussen een waterkerend duin en een dijk wordt tevens gevonden in het gedrag in de tijd. Het waterkerend vermogen van een dijk neemt in de loop van de tijd af door zetting en zeespiegelrijzing; dit zijn echter praktisch steeds graduele kleine veranderingen t.o.v. de veranderingen die het waterkerend vermogen van een duin kan ondergaan t.g.v. aanwas of erosie.

Zover bekend heeft tot op heden niemand een dijk als "duin" of een duin als dijk "berekend". Dat wil zeggen, dat de verborgen veiligheid, welke in een dijk (zeker bij hoog voorland) aanwezig kan zijn nadat de bekleding van het buitentalud door golfaanval vernietigd is en het in de dijk opgesloten zand een duinafslagprofiel gaat vormen[1)] nooit in de beschouwingen betreffende de dijksdimensionering is betrokken. Theoretisch zou de golfoploop kleiner moeten worden als de bekleding vernietigd is en zich een afslagprofiel heeft kunnen vormen.
Anderszins is de Voorlopige Richtlijn voor duinafslag van de TAW zeer luchthartig waar het golfoverslag betreft. Aan de hoogte van het duin dat blijft staan boven het ontwerppeil wordt geen enkele eis gesteld; zelfs de golf set-up wordt niet in de beschouwingen betrokken!

Uit het bovenstaande volgt, dat het erg gemakkelijk is een duin te dimensioneren, dat aan de TAW-richtlijn voldoet, doch wanneer men het van een bekleding zou voorzien allerminst als "dijk" aan de richtlijnen gegeven door de Deltacommissie zou voldoen.
Een probabilistische aanpak lijkt een zeer rationele wijze om de beide berekeningsmethoden aan elkaar te koppelen.

1) aannemend, dat de dysfunctionerende bekleding geen verstorend element vormt.

In de foutenboom zou boven "erosie buitentalud" horen te worden vermeld: "afslagprofiel voldoet niet aan TAW-richtlijn". "Erosie buitentalud" zou door "te grote erosie buitentalud" moeten worden vervangen.

2.e. Stabiliteitsverlies buitentalud.

De beschrijving van deze grenstoestand verloopt analoog aan het stabiliteitsverlies van het binnentalud, welke onder 4a zal worden besproken. De stabiliteit van het buitentalud wordt daarbij nog beïnvloed door de ligging van de vooroever, welke in sommige gevallen aan belangrijke veranderingen onderhevig kan zijn. Op de vele manieren waarop die veranderingen tot stand kunnen komen wordt hier niet verder ingegaan. Slechts zij het bijzonder geval van de oeverval vermeld, waarbij de verandering zeer plotseling is en waarbij direct stabiliteitsverlies van het buitentalud het gevolg kan zijn.

3. Interne erosie

Na het gereedkomen van een beschrijving van het verschijnsel "piping", zal de grenstoestand van bezwijken nauw omschreven moeten worden.

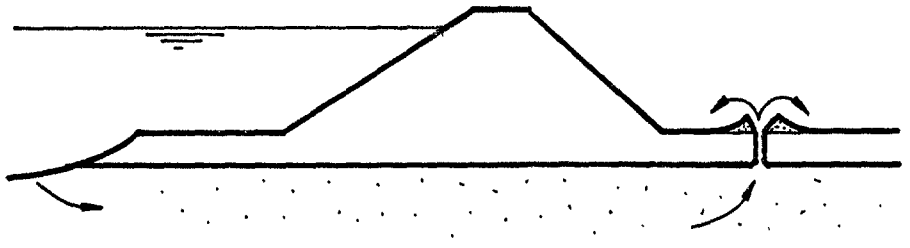


fig. 8 grenstoestand "piping"

Wordt de dijk geacht te zijn bezweken zodra zich een gang begint te ontwikkelen, zodra meer dan b.v. 1 m^3 zand uit de wel is afgevoerd, of zodra het achterliggende gebied tot inundatiepeil is volgelopen?

In het eerste geval zal verder onderzoek niet op de tijdsafhankelijke ontwikkeling van de gang behoeven te richten, waardoor een relatief eenvoudige opzet wordt verkregen.

Bij een eerste benadering lijkt de sterkte afhankelijk van:

a. korrelverdelingen
b. c en ϕ waarden
c. geometrie

Hoe deze parameters in een model kunnen worden weergegeven is niet duidelijk; mogelijk zijn er nog meer.

Belastingparameters zijn (o.a.):

x. waterstand
y. doorlatendheden
z. geometrie

Als belasting dient de grondwaterbeweging (uittreeverhang) in een mathematisch model te worden bepaald; aangezien de stroming door relatief goed doorlatende zandlagen maatgevend is, kan met een eenvoudig rekenmodel worden volstaan: semipermanente stroming, de freatische en elastische berging is te verwaarlozen.

Uitgaande van de gebruikelijke schematisaties, zouden door waarnemingen in de praktijk de (toevallige) afwijkingen van het berekende stromingsbeeld vastgelegd moeten worden.

Tot dusverre wordt voor de grenstoestand interne erosie een vereenvoudigd model toegepast, waarin de sterkte van de constructie wordt geparameteriseerd door de kortste kwelweglengte (L) en een coëfficiënt (C_w) voor de grondeigenschappen, terwijl de belasting wordt weergegeven door het verval H. Deze relatie luidt voor de grenstoestand $\frac{L}{C_w} = H$, of ook

$$\frac{L_V + 1/3\ L_H}{C_L} = H.$$

Bij hantering van dit eenvoudige mathematische model $\frac{L}{C_w} = H$, zou een probabilistische benadering mogelijk worden indien naast de k.d.f. van H ook die van C_w en L bekend is. Deze laatste maat is vrijwel exact te bepalen bij het ontbreken van afdichtende kleilagen buitendijks, d.w.z. bij waarden van L die in het kritieke gebied liggen. Bij de aanwezigheid van afdichtende lagen is L zeer groot, maar kunnen lokale doorgravingen voorkomen. De kans daarop dient dan bepaald te worden, danwel door intensief onderzoek per project geelimineerd te worden.
Dit laatste is geen, het eerste mogelijk wel een taak voor de TAW.

4. Erosie binnentalud en kruin

4a. Stabiliteitsverlies.

De stabiliteit tegen afschuiven van het binnentalud wordt beoordeeld aan de hand van een evenwichtsfactor bepaald volgens één van de daarvoor beschikbare methoden, die gebruik maken van c en ϕ-waarden bepaald op grond van cel- en triaxiaalproeven.
Uitgaande van gemiddelde grondparameters wordt door verschillende instituten en diensten bij gebruik van de methode Bishop een minimale evenwichtsfactor vereist variërend van 1,15 tot 1,50. Op dit ogenblik bestaat hierover nog geen consensus.
De gevolgen van een eventuele afschuiving worden echter niet in rekening gebracht, m.a.w. bij een diepe afschuiving die direct tot doorbraak leidt - b.v. ter plaatse van een wiel - wordt dezelfde evenwichtsfactor geeist als bij oppervlakkige afschuivingen die het waterkerend vermogen van de dijk nauwelijks afbreuk doen.



fig. 9 grenstoestand "afschuiving binnentalud"

Onderzocht dient te worden in hoeverre een dergelijke ondiepe afschuiving inleiding kan zijn tot verder stabiliteitsverlies: blijft de afgeschoven grond liggen onder een helling $tg\phi$?
Voor de uiteindelijke omvang van de afschuiving(en) dient te worden aangegeven wanneer de dijk wordt geacht te falen: bijvoorbeeld afschuiving tot binnenkruinlijn, halverwege de kruin of buitenkruinlijn.

In de gebruikelijke benaderingen wordt ervan uitgegaan dat een eventuele afschuiving optreedt langs een veelal cirkelvormig glijvlak, waarbij de grenstoestand wordt gekarakteriseerd door $M_A = M_W$ (aandrijvend moment = weerstrevend moment). In deze visie is M_A de belasting, terwijl M_W de sterkte van de dijk vormt.

Het aandrijvend moment is echter nauwelijks afhankelijk van de feitelijke belasting (hoogwater); hooguit vindt enige gewichtstoename door toestromend grondwater plaats.
De feitelijke belasting veroorzaakt echter verhoogde waterspanningen, waardoor de opneembare schuifkracht terugloopt.
Afschuivingen t.g.v. indringend overslaand water (of regenwater) worden eveneens veroorzaakt door de verhoging van de waterspanningen of stromingsdruk (Edelman 1960).

Voor een probabilistische benadering verdient het aanbeveling de sterkte van de constructie uit te drukken in:

a. geometrie
b. volumieke massa
c. cohesie
d. inw. wrijvingshoek

terwijl de belasting (n.l. de waterspanningen) gekarakteriseerd zou moeten worden door parameters:

w. geometrie
x. doorlatendheden
y. waterstand.
z. infiltratie door overslag en regenval

Wordt echter het klassieke glijvlakmodel gevolgd, dan blijkt de sterkte van de dijk af te hangen van de volgende parameters:

a. geometrie
b. volumieke massa (ρ)
c. doorlatendheden
d. waterstand
e. cohesie (c)
f. inwendige wrijvingshoek (tgϕ)

Het weerstrevend moment wordt voor een cirkelvormig glijvlak lopend van A naar B berekend volgens

$M_W = \int_A^B \vec{K}.R^2 d\phi$, waarin R = straal, $Rd\phi$ = segmentje van de cirkelboog

en $\vec{K}$ = passieve schuifweerstand = $c + (\sigma_g - u)\ tg\phi$, met u = waterspanning. Voor de berekening van deze schuifweerstand bestaan

verschillende rekenprogramma's (zie litt. Bishop, Hoogenboom e.a.). Het aandrijvend moment hangt af van:

w. geometrie
x. volumieke massa
y. doorlatendheden
z. waterstand, en wordt berekend met $M_A = \phi_V a.\rho_g.dV$ over het

door het glijvlak omsloten oppervlak, waarin a de horizontale projectie van de afstand tot het middelpunt van de cirkel is.

De spreiding rond de "gemiddelde" waarden van de relevante parameters waarmee de stabiliteitsberekening wordt uitgevoerd, dient bekend te zijn om de kans dat een afschuiving langs het glijvlak optreedt, te berekenen. Het onderzoek naar een aantal daarvan ligt meer op de weg van de TAW, zoals:

- onderzoek naar de spreiding van doorlatendheden, volumieke massa, cohesie en inwendige wrijvingshoek in een laag,
- onderzoek naar de relatie tussen laboratoriumresultaten en grondmechanische eigenschappen in het prototype, en de resultaten van verschillende proefprocedures onderling,
- onderzoek naar complicerende factoren als spanningspad, middelste hoofdspanning en anisotropie en de invloed daarvan op het grondevenwicht,
- onderzoek naar de elastische berging in zand,
- onderzoek naar de freatische berging
- onderzoek naar niet permanente stroming in slecht doorlatende grond (bepaling consolidatiecoëfficiënten).
- onderzoek naar reologische eigenschappen (kruip).

Onderzoek naar de afwijkingen van laagverdelingen lijkt gezien het locale karakter van deze afwijkingen in eerste instantie meer project gebonden; wel zou de TAW aan kunnen geven hoe deze afwijkingen op zinnige wijze in een "spreiding" vallen te verdisconteren. Hetzelfde geldt voor spreiding in grondmechanische eigenschappen binnen een laag, waarvoor in de "Leidraad voor ontwerp, beheer en onderhoud van constructies en vreemde objecten in, op en nabij waterkeringen" (TAW 1976), reeds een aanbeveling wordt gedaan hoe met een dergelijke spreiding rekening te houden.

4b. Verweking

Ook voor dit mechanisme geldt dat eerst de mogelijke gevolgen van verweking en uitspoeling bezien dienen te worden. In het algemeen zal cohesief materiaal niet worden uitgespoeld, wel zullen dan oppervlakkige (of diepere) afschuivingen kunnen ontstaan (zie stabiliteit). Cohesieloos materiaal zal daarentegen gaan uitvloeien tot onder een bepaald talud. Aangegeven zal moeten worden hoever verweking mag gaan totdat de dijk bezweken wordt geacht, omdat een verweking of ondiepe afschuiving zijn invloed op het waterspanningsverloop zal hebben, waardoor na aanpassing nieuwe vervormingen zullen kunnen optreden.



fig. 10 grenstoestand verweking binnentalud

In het geval van cohesieloos materiaal wordt de sterkte bepaald door:

a. geometrie
b. inw. wrijvingshoek (ϕ)
c. volumieke massa

terwijl de belasting wordt gevormd door de waterspanningen, die afhankelijk zijn van:

x. geometrie
y. doorlatendheden
z. waterstand.

Het talud zal bij horizontaal uittredend water uitvloeien tot aan de hoogte van het uittreepunt van de freatische lijn, indien de taludhelling α groter is dan $\frac{1}{2}\ \phi$.

Voor de bepaling van de uiteindelijke omvang van de vloeiing is onderzoek noodzakelijk naar de helling waaronder het verweekte materiaal tot rust komt en de snelheid waarmee de freatische lijn zich aanpast aan een opgetreden verweking. Een aantal van de resultaten van onderzoeken die bij het voorgaande (stabiliteitsverlies binnentalud) nodig zijn bevonden, zullen ook bij het aspect verweking gebruikt worden.

4c. Opdrukken afsluitende lagen

Het opdrukken van een samenhangend pakket is op zichzelf beschouwd niet van invloed op de stabiliteit van de dijk, omdat onder die omstandigheden reeds bij de stabiliteitsberekening gerekend is met het volledig ontbreken van schuifweerstand langs het diepere gedeelte van het glijvlak. Wel kan het aanleiding zijn tot interne erosie (er komt ruimte voor de verplaatsing van materiaal). Ofschoon het verschijnsel van opdrukken vrij eenvoudig in een model is weer te geven, zijn de gevolgen voor de totale inundatiekans minder gemakkelijk aan te geven. Een duidelijk bezwijkcriterium zou hier het punt van opdrukken kunnen zijn.

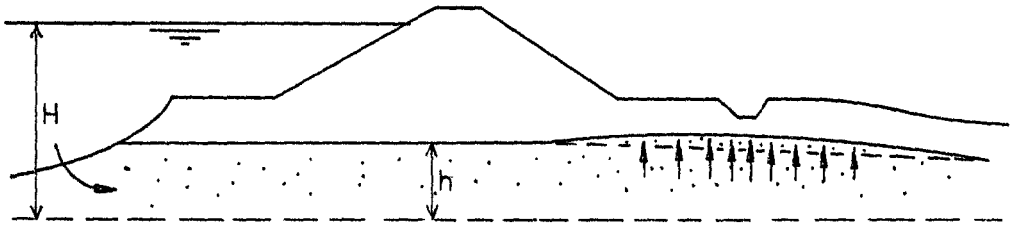


fig. 11 grenstoestand "opdrukken afsluitende lagen"

De sterkte wordt dan bepaald door:
a. dikte samenhangend pakket
b. volumieke massa van deze laag (of lagen)

waaruit het gewicht volgt, n.l. $\sum_{i=1}^{n} g.\rho_i.d_i$.

De belasting wordt gevormd door de waterdruk onder tegen het samenhangende pakket en hangt uitsluitend af van:
x. waterstand voor de dijk (H)
y. doorlatendheden
z. geometrie.

Uit deze gegevens is te berekenen dat de waterdruk tegen de onderzijde van het samenhangende pakket, maximaal $\rho_w g$ (H-h) kan bedragen, waarin h de hoogte van de onderzijde van het samenhangende pakket is; eventuele reducties zijn afhankelijk van de geometrie en de doorlatendheden.

Onderzoek naar de spreiding in volumieke massa's laagdikten en doorlatendheden (zie ook 4) enerzijds en naar de k.d.f. van de waterstand anderzijds zal nodig zijn.

4d. erosie kleibekleding

Ten gevolge van overslaand water zal de kleibekleding van het binnentalud aangetast kunnen worden. Hoewel de omstandigheden waaronder zulks zich zal voordoen duidelijk verschillen van die op het buitentalud - geen stroming in twee richtingen - zullen zowel de sterkte- als de belastingparameters dezelfde zijn als die bij mechanisme 2a. Ook het sterktemodel zal gelijk zijn, zodat uitsluitend extra onderzoek naar de overdrachtsfunctie voor de belastingen nodig zal zijn. Dit houdt in dat het onderzoek naar dit mechanisme gebruik zal moeten maken van resultaten die verkregen worden bij de uitvoering van het onderzoek zoals dat is omschreven bij erosie buitentalud, kleibekleding (2a).

5. Afschuiving

Zodra de horizontale waterdruk tegen de kering de opneembare schuifkracht overschrijdt, zal de kering in zijn geheel verplaatst worden.

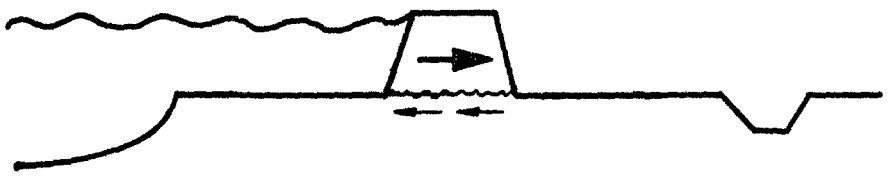


fig. 12 grenstoestand "afschuiving"

De sterkte hangt in dat geval af van:

a. geometrie
b. volumieke massa van de kering
c. wrijvingseigenschappen (c en tgϕ)
d. waterspanningen in de dijk

De enige belastingparameter is dan de waterstand (H) voor de dijk. Een probabilistische aanpak voor deze grenstoestand, die onder in ons land gebruikelijke omstandigheden niet zal voorkomen, kan gebaseerd worden op onderzoek, noodzakelijk voor grenstoestand "stabiliteitsverlies binnentalud" (4a).

6. Kantelen.

Indien de waterkering zich gedraagt als een starre constructie op slappe grond, zal t.g.v. de horizontale waterdruk en kantelmoment optreden, dat aan de binnenteen grondbreuk kan veroorzaken. Dit verschijnsel zal zich bij waterkeringen uit grond niet voordoen; anders ligt dat bij stenen dammen, bijzondere constructies etc. Volledigheidshalve is dit echter vermeld.



fig. 13 grenstoestand "kantelen"

De sterkte van de ondergrond wordt gekarakteriseerd door:

a. de beddingsconstante k,
b. oppervlakte dragend vlak,
c. evenwichtsdraagvermogen van de bodem.

de belasting hangt af van:

x. gewicht en stijfheid van de kerende constructie
y. geometrie
z. waterstand (H)

Nader onderzoek naar dit verschijnsel (met name de beddingsconstanten) lijkt in het kader van de probabilistische benadering vooralsnog weinig urgent.

7. Kwel

De hoeveelheid kwelwater tijdens hoogwater wordt pas interessant indien de polder ten gevolge daarvan inundeert. Deze hoeveelheid zou dan bij de grenstoestand "overlopen" (1) als aanvullende belasting meegenomen dienen te worden;

Deze belasting is afhankelijk van:

v. geometrie (v)
w. doorlatendheden (k)
x. dijklengte
y. waterstand voor de dijk (hoogte en druk)
z. waterstand binnendijks (h)

De sterkte wordt in dit geval beïnvloed door:
a. geometrie van de dijk
b. doorlatendheden dijk en ondergrond
c. oppervlakte van het beschermde gebied
d. toelaatbare inundatiediepte
e. bemalingscapaciteit en duur.

Bij een verdeling van de dijk in n vakken van een meter breed kan het kweldebiet worden berekend per meter verval (y-z), b.v. in een electrisch analogon. De totale hoeveelheid kwel is dan gelijk aan $\sum_{i=1}^{n} f_{(v,k)_i} \cdot (H_i - n_i)$.

Wel moet onderzocht worden of bij overschrijding van een bepaalde grenswaarde van $(H_i - h_i)$, het veronderstelde verband tussen kwel enerzijds en geometrie en doorlatendheden anderzijds - de functie $f_{(v,k)_i}$ - niet discontinu is (piping, opdrukken afsluitende lagen etc.).

Opgemerkt zij dat vooral bij boezemkaden nogal eens plotseling grote kwel kan optreden na droge perioden (uitdroging en scheurvorming, verwering van veen) of juist natte perioden in combinatie met regen. Ook hiernaar zal onderzoek noodzakelijk zijn.

8. Andere oorzaken

Naast gebeurtenissen die zijn weergegeven bij de technische aspecten, kunnen ook andere aanleiding zijn tot het onderlopen van een polder (zie fig. 2).
In het algemeen onderscheidt men twee categorieën ongewenste gebeurtenissen, naast de "technische" kans op falen.
Deze twee categorieën zijn grove nalatigheid en overmacht.

Grove nalatigheid

Bij grove nalatigheid is sprake van opzettelijke of onopzettelijk onzorgvuldig gedrag van verantwoordelijk personeel. Er zijn verder twee niveau's te onderscheiden waarop grove nalatigheid de veilige taakvervulling van een constructie nadelig kan beïnvloeden.
Ten eerste kan grove nalatigheid tijdens de bouw van de constructie de sterkte van een onderdeel verminderen op een wijze, die buiten de eerder genoemde kansdichtheidsfunctie van de sterkte valt. Ter illustratie het volgende voorbeeld.
Bij de bouw van een brug raakte de stortploeg tijdens de laatste stort voor Kerstmis zonder cement. Omdat het personeel naar huis wilde werd de bekisting gevuld met schrale beton, afgedicht met een laagje gewone beton. De brug bezweek.
Ten tweede kan grove nalatigheid bij de bediening of het onderhoud van de voltooide constructie de aanleiding zijn tot onverwacht falen.
Een voorbeeld van onopzettelijk onzorgvuldig gedrag bij de bediening van een voltooide constructie is het volgende. Tijdens de zomer is de samenstelling van de ploeg, die de coupure in een havendijk afsluit, gewijzigd. Door een misverstand wordt de nieuwe voorman niet op de hoogte gesteld van een naderende stormvloed en stroomt de polder onder.
Hoewel een ontwerper niet verantwoordelijk gesteld kan worden voor de gevolgen van onzorgvuldig gedrag van anderen, toont met name het tweede voorbeeld aan, dat de keuze van een ontwerpalternatief de gevolgen van onzorgvuldig gedrag kan beïnvloeden.
De mate waarin de keuze van een alternatief, de kans op een ongewenste gebeurtenis ten gevolge van onzorgvuldige bediening of onderhoud vergroot, volgt uit een foutenboom.

Overmacht

De wet verstaat onder overmacht, gebeurtenissen die niet voortvloeien uit grove nalatigheid of onzorgvuldigheid, zoals meteoriet- en bliksem-inslag, oorlogshandelingen, aardbevingen, sabotage etc.
Hoewel het onderscheid duidelijk lijkt, is enige oplettendheid vereist, omdat hetgeen als overmacht beoordeeld wordt, kan variëren met tijd en plaats. Een stormramp van de omvang van 1953 zou door de mensen, die rond 1600 ons land bevolkten, zeker als overmacht gekwalificeerd zijn. Doch als een stormvloed van dit niveau in 1980 optreedt met ernstige gevolgen, zal dit zeker resulteren in een beschuldiging van grove nalatigheid aan het adres van de beheerders en toezichthouders. Het technisch vermogen en de welvaart van een samenleving bepalen dus mede, welke risico's als overmacht worden geaccepteerd.
Anderzijds varieert hetgeen men opvat als overmacht met de plaats. Over een aardbeving zal men in Nederland niet lang debatteren, doch in Japan kan de constructeur van een gebouw dat tijdens een matige aardbeving bezwijkt, op weinig clementie rekenen.
Uit deze voorbeelden blijkt, dat de frequentie waarmee een gebeurtenis ter plaatse optreedt ook een rol speelt bij de beoordeling. Gebeurtenissen met een herhalingstijd, die veel langer is dan een mensenleven rangschikt men gemakkelijk onder overmacht. Indien een fenomeen met ernstige consequenties zich echter enkele malen binnen een mensenleeftijd herhaalt en het binnen het technisch en economisch vermogen van een samenleving ligt zich er tegen te beschermen, zal een beroep op overmacht worden afgewezen. In het gebied tussen de beide uitersten is het oordeel moeilijk.

V. Normniveau

Maatschappelijke en sociale aspecten van het risico

Het leven dwingt de mens voortdurend een compromis te zoeken tussen nagestreefde voordelen en de daaraan verbonden risico's. Zolang deze afwegingen niet verder reiken dan de persoonlijke sfeer, worden ze in het algemeen snel gemaakt.
De mate van risico die een individu accepteert, hangt onder meer af van zijn leeftijd en zijn persoonlijke instelling, doch ook de volgende factoren spelen een rol:

1. De mate waarin het risico vrijwillig wordt geaccepteerd in het licht van persoonlijk voordeel of van buitenaf wordt opgelegd.
2. De herkenbaarheid van het risico.
3. De aard van de gevolgen.
4. Het maatschappelijk voordeel, verbonden aan het trotseren van het risico.
5. De mogelijkheden om het risico te beperken.
6. De historische achtergrond van het risico.

Uit vrijetijdsbestedingen als diepzee-duiken en bergbeklimmen blijkt, dat sommige mensen vrijwillig risico's nemen, die niet geaccepteerd zouden worden indien ze van buitenaf werden opgelegd. Per definitie geldt dit alleen voor risico's die als zodanig worden herkend.
Mensen kunnen worden blootgesteld aan veel grotere risico's indien hun de middelen ontbreken hun situatie als gevaarlijk te herkennen.
Uit de reacties van de nieuwsmedia en de politiek blijkt steeds weer, dat de risico-aversie sterk toeneemt met de omvang van het rampzalige voorval. Eén ongeval waarbij 50 slachtoffers te betreuren zijn krijgt meer publiciteit dan een aantal kleinere ongevallen waarbij telkens twee of drie doden vallen.
Een belangrijk punt in de publieke beoordeling van risico's is de mate van maatschappelijk voordeel, dat behaald wordt door het trotseren van het risico.
Het feit dat een bevolking, die haar zonen in een oorlog

stuurt, heftig reageert op een stijging van het sterftecijfer bij kleine medische ingrepen, toont dit aan.
Deze reactie wordt nog versterkt door de wetenschap, dat er in het geval van medische ingrepen mogelijkheden zijn het risico te beperken. Tot slot speelt ook de historische achtergrond van het risico een bepaalde doch moeilijk te kwantificeren rol.
Een korte beschouwing van de ongevallen-statistiek op bijgaande tabel geeft een indruk van het maatschappelijke risico in Nederland. Het blijkt dat de ongevallen

Sterfte t.g.v. ongevallen

In huis	2176		
Op straat	134		
Spoorweg-overgang	36		
Openbare gebouwen	20		
Gesticht Inricht.	79		
Openb. water	377		
		2822	2.10^{-4}
Fabriek	106		
Aan boord	2		
Op zee	1		
Zee- en luchthavens	8		
Trein-ongevallen	67		
In 't veld	24		
		208	$5.5.10^{-5}$
Auto-ongevallen	2270		
Sport en vrije tijd	33		
		2303	$1.65.10^{-4}$
Onbekend	229	229	$1.64.10^{-5}$
		5562	$4.0.10^{-4}$

met dodelijke afloop in twee hoofdoorzaken uiteen vallen; ongelukken thuis en auto-ongelukken, die elk ongeveer 2500 doden per jaar eisen (CBS 1976). De kans op een ongeval in één van deze categorieën is gemiddeld per Nederlander 2.10^{-4} per jaar.
De kans op een ongeval in fabrieken, aan boord van schepen, op haventerreinen en tijdens treinreizen is veel kleiner, zelfs indien dit aantal ongevallen betrokken wordt op de werkende beroepsbevolking blijft het risico beperkt tot $5.5.10^{-5}$ per jaar.

In de internationale literatuur wordt het risico beschouwd als de som van drie componenten:

1. Het basisrisico, dat is het onvermijdelijke minimum risico dat een lid van de gemeenschap moet accepteren. Op de grootte van dit risico heeft hij geen invloed en derden kunnen er niet voor aansprakelijk gesteld worden. Het is de laatste dicennia de plicht van regerings-instanties geworden dit risico op een maatschappelijk aanvaardbaar niveau te houden.
2. Het vrijwillige risico, dat alle risico's omvat die binnen de invloedssfeer van het individu vallen en waarvan hij beseft dat ze uit zijn aktiviteiten voortvloeien.
3. Het aansprakelijkheidsrisico, dat van toepassing is op die gevallen waar de schuld van een verantwoordelijke instantie aanwijsbaar is.

Omdat het moeilijk is het totale risico onaanvechtbaar over de drie componenten te verdelen, kiest men vaak een tussen-oplossing.
Aan elke component door ongeveer één derde van het totale risico toe te kennen,zodat het basis-risico-niveau in Nederland ongeveer gesteld kan worden op

$$\frac{1}{3} \cdot \frac{5562}{14.10^6} = 1.33 * 10^{-4} \text{ per jaar.}$$

Naast een opsplitsing in componenten, zou ook een onderzoek naar de regionale verdeling van het risico over Nederland van belang kunnen zijn.

Een normniveau voor het risico, dat constructies bezwijken kan niet zonder meer worden afgeleid uit het hierboven genoemde basis-risico-niveau.
Correcties moeten worden aangebracht voor de aard en de omvang van de gevolgen en voor de mate, waarin van vrijwillig gebruik van de constructie sprake is. Tenslotte speelt de mogelijkheid om het risico te beperken een rol, evenals de historische achtergrond.

Een praktisch normniveau voor de bezwijkkans van civiele constructies, zou gevonden kunnen worden door als uitgangspunt te kiezen, dat een dergelijke constructie geen noemens-

waardige vergroting van het basisrisico mag vormen. De toevoeging aan het persoonlijk basisrisico mag b.v. ten hoogste 10^{-5} per jaar bedragen.
Het aanvaardbare groepsrisico wordt nu benaderd door:

$$\frac{10^{-5}}{\text{groepsomvang}} \quad \text{per jaar}$$

De ervaring, dat de ernst van een ongeval meestal meer dan evenredig toeneemt met het aantal slachtoffers, en overwegingen van andere aard maken dat dit groepsrisico beleidsmatig nog aanpassing behoeft.
Door invoering van een beleidsfactor β is het aanvaardbare groepsrisico vast te stellen op: $\beta * \frac{10^{-5}}{\text{groepsomvang}}$ per jaar.

Misschien dient ook de reeds genoemde regionale spreiding van het risico in aanmerking te worden genomen.

Bovenstaande gedachte is uiteraard niet meer dan een illustratie; over normen voor aanvaardbare groepsrisico's dient een uitgebreide discussie te worden gevoerd.

Econometrische berekening van het optimale risico-niveau

De theoretische methoden om het economisch optimale risico-niveau te berekenen zijn reeds lang bekend.
In het rapport van de Deltacommissie voert het Mathematisch Centrum een berekening van de optimale hoogte der zeedijken uit. De gang van deze berekening, die misschien in het verleden te weinig aandacht heeft gekregen, is als volgt:

Men veronderstelt, dat de nieuwbouw-kosten van een kunstwerk ten dele een functie zijn van de nagestreefde veiligheid.
Hoe groter de veiligheid, des te hoger de kosten.
Doch anderzijds daalt met de toenemende veiligheid de schade-verwachting.
Het optimale risico-niveau is nu dât niveau, waarvoor de som van nieuwbouw-kosten en gekapitaliseerde schade-verwachting minimaal is.

pf = faalkans v.d. constructie

Tk = totale nieuwbouw-kosten

Ts = totale schade

Gs = schade t.g.v. het bezwijken van de constructie

VP = verzekeringspremie of schadeverwachting

i = rentevoet

N = levensduur v.d. constructie

$Tk = C_0 + pf * C_1$

Ts = Tk + Gs

VP = pf * Ts

de doelstellingsfunctie:

$$\text{minimaliseer} \quad Tk + \sum_{n=1}^{N} \frac{VP}{(1+i)^n}$$

Een groot probleem doet zich voor bij de vaststelling van de schade, die het gevolg is van het bezwijken van de constructie, omdat ten behoeve van de berekening ook het verlies van mensenlevens in geld moet worden uitgedrukt. Hier wordt opnieuw het terrein van de vorige paragraaf betreden.

VI. Uitwerking van een grenstoestand

Ter illustratie van het voorafgaande is getracht om de kruinhoogte van zowel een zeedijk als een rivierdijk probabilistisch te berekenen en de resultaten daarvan te vergelijken met de tot dusverre gebruikelijke berekeningsmethoden. Aangezien andere grenstoestanden zich (nog) niet lenen voor een cijfermatige uitwerking, is uitsluitend de 2%-golfoploop bekeken. Als ontwerpnorm is voor de zeedijk een overschrijdingskans van $2.5.10^{-4}$ per jaar en voor de rivierdijk 8.10^{-4} per jaar aangenomen.

Voor de zeedijk is een fictieve dijk bestudeerd met een buitentalud onder 1:6, die ter plaatse van de afdamming van de Oosterschelde is gesitueerd gedacht, d.w.z. georiënteerd op de stormstreek. Ter vergelijking is tevens een zeedijk bekeken die van de storm af is gelegen.
Voor de rivierdijk is een fictieve dijkring beschouwd met variërende strijklengten voor de dijk en wisselende kruinhoogten. In dit geval is getracht de totale inundatiekans voor de dijkring te berekenen, ervan uitgaande dat inundatie altijd en uitsluitend optreedt indien ergens langs de dijkring het 2%-overslagcriterium wordt overschreden.
Aan de getalswaarde van de resultaten van deze berekeningen dient geen grote betekenis te worden gehecht; het doel is uitsluitend om de mogelijkheid van de rekenmethode te illustreren en een kwalitatieve indruk van de mogelijke gevolgen te geven.

1.a. De zeedijk, deterministisch

Bij de bepaling van kruinshoogten langs de kust wordt geen vaste berekeningsmethode gevolgd (COW 1977), zodat de volgende methode is gekozen.
Als ontwerppeil is conform de richtlijnen van de Deltacommissie een waterstand aangehouden met een overschrijdingskans van $2{,}5.10^{-4}$ maal/jaar.
Volgens nota W9-N-76.001 (DED 1976) bedraagt de bij deze waterstand behorende significante golfhoogte in de Roompot 4.75 m à 5.25 m. De gemiddelde golfperiode is dan 7,7 s en de periode met de hoogste energiedichtheid van het golfspectrum ligt tussen 12 en 14 s.

Voor de golfoploop is als overdrachtsfunctie een formule toegepast uit het rapport "Golfoploop en Golfoverslag" (TAW 1971):

$$Z_{(2\%)} = 0{,}7.\hat{T}\sqrt{g\ H_s}\ \mathrm{tg}\ \alpha$$

waarin $\hat{T}$ = topperiode v.h. golfspectrum

g = zwaartekrachtsversnelling

H_s = significante golfhoogte

$\mathrm{tg}\alpha$ = taludhelling, hier 1:6 verondersteld.

Voor de dijk op het zuidoosten wordt de als minimum in rekening te brengen aanbevolen hoogte van 0,50 m aangehouden.
Voor bui-oscillaties en buistoten zijn amplitudes van resp. 24 en 25 cm aangehouden.
Een bijzonderheid is dat de Deltacommissie aanbeveelt niet de gehele amplitude van de buistoot in de waakhoogte op te nemen indien de dijk tevens is blootgesteld aan golfaanval. De geadviseerde reductie is:

$$\frac{B}{B + \alpha.G}$$

waarin B = buistoot

G = golfoploop

α = coëfficiënt $\frac{1}{3}$ à $\frac{1}{5}$

Met behulp van deze gegevens is de minimale kruinhoogte van de dijk te berekenen. Daarnaast zijn in de uiteindelijke kruinhoogteberekening nog een drietal effecten verwerkt, n.l. de relatieve zeespiegelrijzing (NAP - daling), zettingen van de ondergrond op lange termijn en klink van het ophoogmateriaal.
Voor NAP-daling en zettingen op lange termijn wordt door de Deltacommissie 0,50 m overhoogte aanbevolen, tenzij uit grondmechanisch onderzoek een grotere overhoogte noodzakelijk blijkt.
In aansluiting op de (eerder uitgevoerde) berekening die op blz. 6.13 e.v. wordt weergegeven is in deze berekening 0,25 m aangenomen.
De klink dient aan de hand van grondmechanisch onderzoek te worden bepaald, maar is in dit geval op 0,50 m aangenomen.

De kruinhoogte wordt dan als volgt:

	Berekening	Roompot dijk	Dijk op z.o.
Waterstand	$2.5.10^{-4}$	NAP+5,50 m	NAP+5,50 m
Golfoploop	$0,7.12\sqrt{10.5}.\frac{1}{6}$	9,90 m	0,50 m
Bui-oscillatie		0,24 m	0,24 m
Buistoot	$\frac{0,25}{0,25 + \frac{1}{5} . 9,90} * 0,25$	0,05 m	0,18 m
Ontwerphoogte		15,69 m	6,42 m
NAP-daling Zettingen }		0,25 m	0,25 m
klink		0,50 m	0,50 m
Aanleghoogte		NAP + 16,44 m	NAP +7,17 m

Wordt in plaats van de oploopformule $0,7\ \hat{T}\sqrt{gH_s}\ tg\alpha$ de beter bekende formule $Z_{(2\%)} = 8\ H_s\ tg\alpha$ aangehouden, dan wordt de oploophoogte $Z_{(2\%)} = 6,70$ gevonden, zodat de aanleghoogte voor de Roompotdijk op NAP + 13,24 m zou komen.

In de hierna volgende paragraaf worden uitdrukkingen van het volgende type gebruikt:

$$P_r(HW) = \int_{HW_1}^{HW_2} f(HW)\ d(HW)$$

$f(HW)$ is de kansdichtheidsfunctie van HW
(HW is de waterstand)

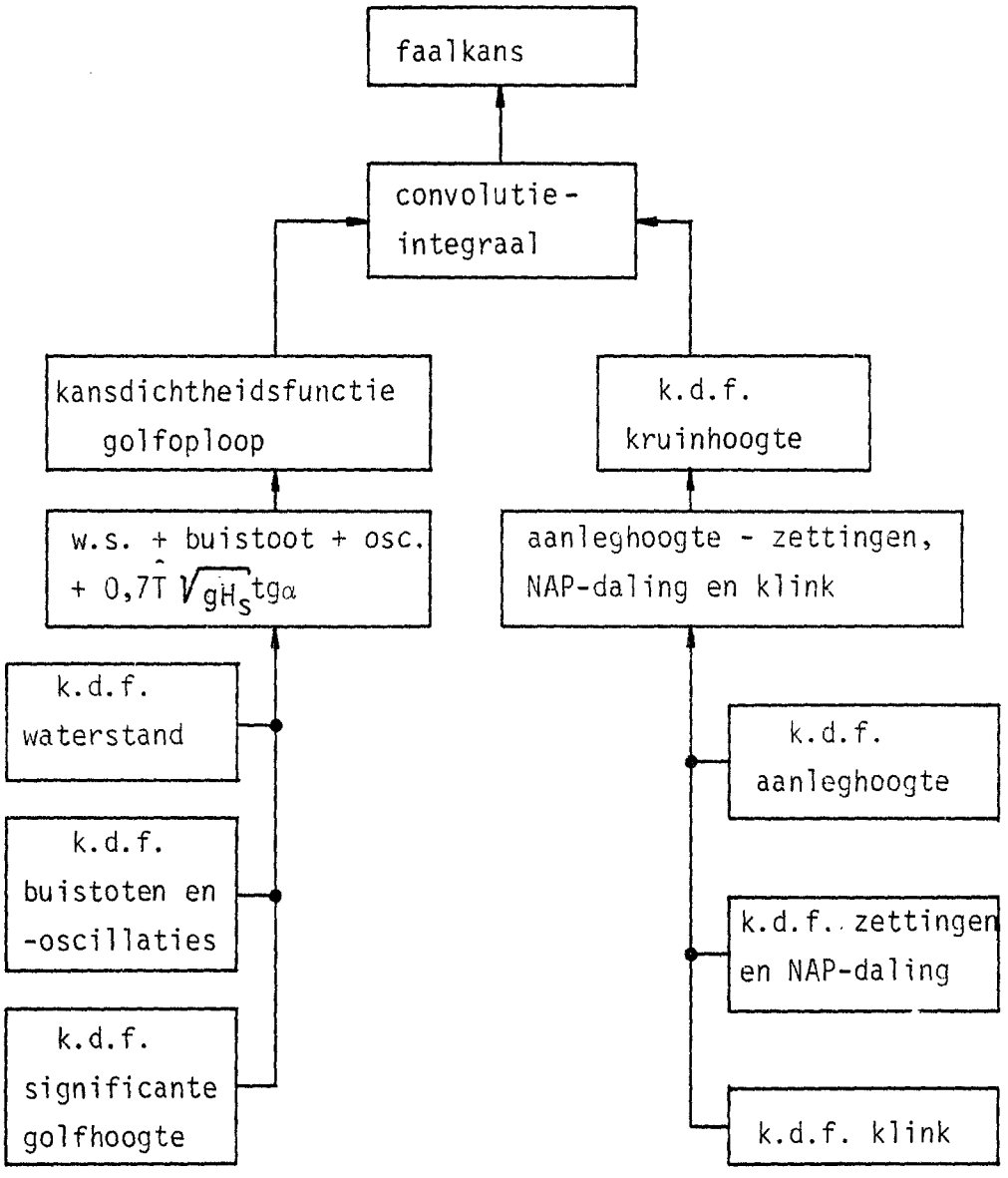
$P_r(HW)$ is hier de kans dat een waterstand optreedt die tussen de grenzen HW_1 en HW_2 ligt.

De kansdichtheid is: de kans van optreden van een bepaalde numerieke waarde van een gegeven stochastische variabele (in dit geval de waterstand), per eenheid waarin die variabele wordt uitgedrukt (hier b.v. per m).

Met de uitdrukking $f(HW|H_s = H_s)$ wordt bedoeld: de kansdichtheidsfunctie van de waterstand HW onder de voorwaarde dat de stochastische variabele H_s (H_s is de golfhoogte) de numerieke waarde H_s aanneemt.

1b. De zeedijk, probabilistisch

Het schema van de berekening is weergegeven in onderstaande figuur, die overigens een specifieke uitwerking van het algemene principe van fig. 2 is.



De natuurvoorwaarde

De kansdichtheidsfunctie van stormvloedstanden wordt afgeleid uit de HW-overschrijdingslijn, nadat een correctie heeft plaatsgehad voor de invloed van de Deltawerken.
De onnauwkeurigheid die het gevolg is van de sterke extrapolatie van de overschrijdingslijn wordt gesteld op:

$$\sigma_{HW} = (HW - 2{,}25) * 0{,}11$$

Voor de schatting van de grootte van de standaard afwijking wordt verwezen naar Deltarapport.
De studie naar het golfbeeld in de monding van de Oosterschelde heeft aangetoond dat de golfenergie in het tracé van de dijk voortvloeit uit twee bronnen.

1. Laagfrequente golfenergie dringt vanuit de Noordzee door in de monding. Deze energie wordt, afhankelijk van de waterstand door het banken gebied meer of minder sterk gedempt.
2. Lokale windvelden wekken hoogfrequente golfenergie op in de monding van de Oosterschelde.

Onderstaand schema geeft de samenhang der natuurverschijnselen weer.

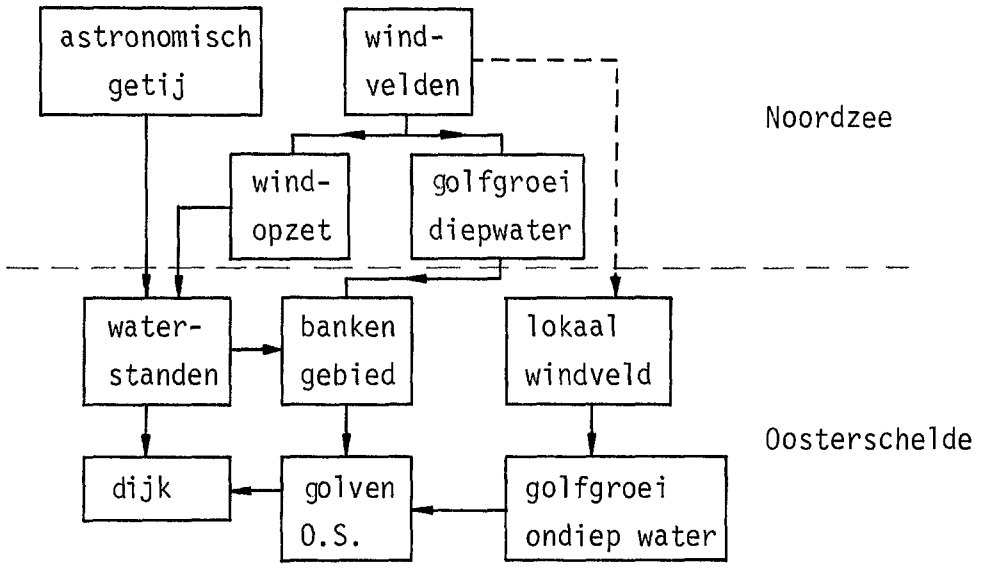
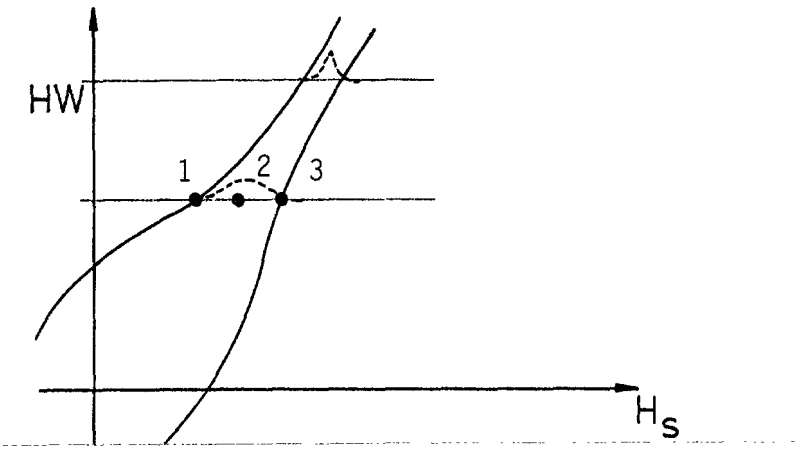


fig. 15 model ter voorspelling van het golfbeeld in de Oosterschelde monding.

Het resultaat is dat de significante golfhoogte gecorreleerd is aan de waterstand.



1, 2 & 3 Spectrumtypen (zie fig. 17)

fig. 16 de voorwaardelijke kansdichtheidsfunctie $f(H_s | \underline{HW} = HW)$

M.b.v. berekeningen gebaseerd op het schema van fig. 16 kan de voorwaardelijke kansdichtheidsfunctie van de significante golfhoogten numeriek worden vastgesteld.

$$f(H_s | \underline{HW} = HW)$$

Tevens wordt de vorm van het golfspectrum als functie van waterstand en significante golfhoogte vastgelegd.

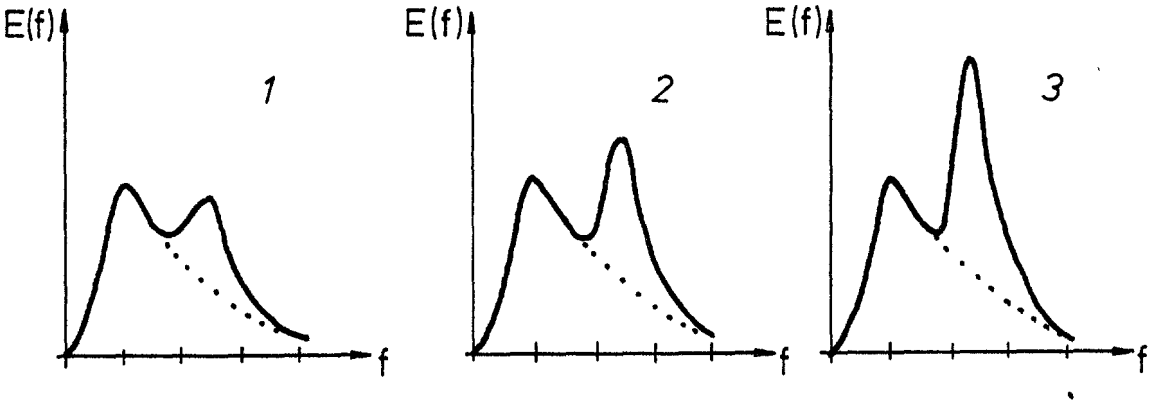


fig. 17 het golfspectrum in de Oosterscheldemonding.

De tweetoppigheid van het spectrum weerspiegelt het feit dat de golfenergie afkomstig is uit twee bronnen.

Buistoten zijn éénmalige geprononceerde verheffingen van de zeespiegel.
Bij gebrek aan statistisch materiaal wordt een normale verdeling aangehouden met als parameter waarde.

$$\mu_B = 0{,}15 \text{ m}$$
$$\sigma_B = 0{,}05 \text{ m}$$

Bui-oscillaties zijn onregelmatige golvingen rond het stilwaterniveau met een periode van 10-50 min.
Voor de kansdichtheidsfunctie van momentane waterniveau's geldt

$$f(Bo) = \frac{1}{\sqrt{2\pi m_o}} e^{-\frac{Bo^2}{2m_o}}$$

waarin $\sqrt{m_o} = 0{,}08$ m.

Indien nu gedurende een twee uren aanhoudend stormvloed hoogwater het aantal bui-oscillaties op $\frac{2.60}{10} = 12$ wordt geschat, geldt

voor de kansdichtheidsfunctie van de hoogste maxima

$$f(Bo_{max}) = \frac{Bo}{m_o} .N.e^{-\frac{Bo^2}{2m_o}} . e^{-N.e^{-\frac{Bo^2}{2m_o}}}$$

waarin N = 12

Deze kdf kan benaderd worden door een normale verdeling met als parameters

$$\mu_{Bo} = 0{,}18 \text{ m}$$
$$\sigma_{Bo} = 0{,}04 \text{ m}$$

<u>De overdrachtsfuncties</u>

Gegronde kennis van golfoploop t.g.v. onregelmatige golven is schaars.
Om toch de berekeningen te kunnen voltooien is de volgende formule aangehouden.

$$Z_s = \frac{\text{corr.}}{1{,}40} \cdot \hat{T} \sqrt{g\, H_s} \cdot \operatorname{tg}\alpha$$

$$\text{corr.} = 0{,}48 + 0{,}37\, \varepsilon$$

met $$\varepsilon = \sqrt{\frac{m_0 m_4 - m_2^2}{m_0\, m_4}}$$

waarin ε = relatieve spectrumbreedte

m_n = n^e moment van het spectrum

Z_s = significante golfoploop

corr. = correctie factor volgens blz. 7 van "golfoploop en golfoverslag"

$\hat{T}$ = periode met de maximale energiedichtheid.

Voorts is verondersteld dat de golfoplopen binnen een golfbeeld Rayleigh verdeeld zijn.

De kansdichtheidsfunctie van de belasting

Allereerst wordt de natuurrandvoorwaarden teruggebracht tot drie dimensies door de buistoten, de bui-oscillaties en de onnauwkeurigheid van de HW frequentielijn te combineren tot één variabele, BOS. indien onafhankelijkheid wordt verondersteld geldt

$$\mu_{Bos} = 0{,}15 + 0{,}18 = 0{,}33$$

$$\sigma_{Bos} = \sqrt{0{,}05^2 + 0{,}04^2 + \sigma_{HW}^2}$$

De drie dimensies van de natuurrandvoorwaarden ruimte zijn nu HW, BOS, H_s

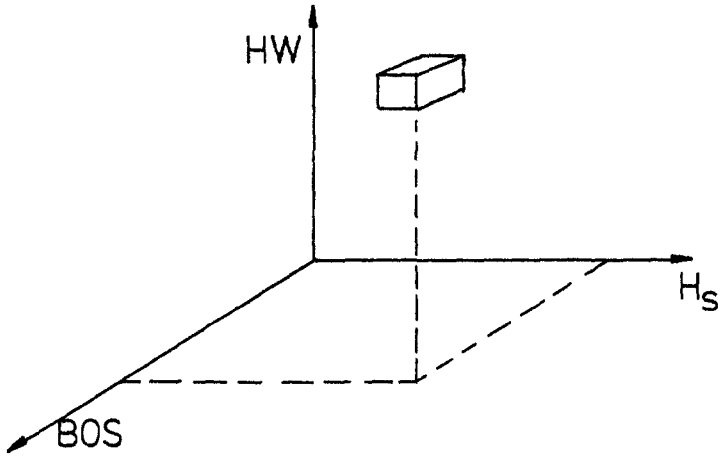


fig. 18 de natuurrandvoorwaarden ruimte

Ten behoeve van de numerieke procedures wordt nu de ruimte ingedeeld in blokjes

$$HW - \Delta HW \leq \underline{HW} < HW + \Delta HW$$
$$H_s - \Delta H_s \leq \underline{H_s} < H_s + \Delta H_s$$
$$BOS - \Delta BOS \leq \underline{BOS} < BOS + \Delta BOS$$

Zo'n blokje wordt een belastingstoestand genoemd.
De voorkomenskans van een blokje is nu het produkt van de volgende drie termen.

$$Pr(HW) = \int_{HW-\Delta HW}^{HW+\Delta HW} f(HW).dHW$$

$$Pr(BOS) = \int_{BOS-\Delta BOS}^{BOS+\Delta BOS} h(BOS|\underline{HW} = HW).dBOS$$

$$Pr(H_s) = \int_{H_s-\Delta H_s}^{H_s+\Delta H_s} g(H_s|\underline{HW} = HW)\, dH_s$$

$$Pr(\text{belastingstoestand}) = Pr(HW) * Pr(BOS) * Pr(H_s)$$

Voor elke belastingstoestand wordt nu het stilwaterniveau berekend.

$$SWL = HW + BOS$$

Vervolgens wordt m.b.v. de overdrachtsfunctie de significante golfoploop vastgesteld.
De potentiële bedreiging t.g.v. de belastingstoestand is nu

$$POTB = SWL + \underline{z}$$

waarin $\underline{z}$ = de rayleigh verdeelde golfoploop

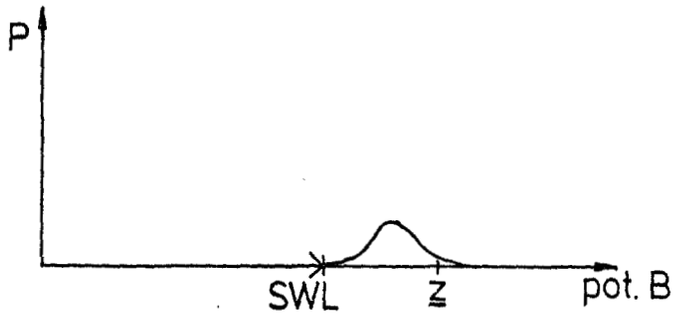


fig. 19 de kansdichtheidsfunctie van de potentiële bedreiging voor één belastingstoestand.

$$f(z_{(max)}) = \frac{4z}{(z_s)^2} .N.e^{-2(\frac{z}{z_s})^2} .e^{-N.e^{-2(\frac{z}{z_s})^2}}$$

waarin N = het aantal golven tijdens het stormvloed hoogwater.

De kans op een pot. bedreiging t.g.v. deze ene belastingstoestand is

$$Pr(POTB) = Pr(belastingstoest.) * f(z_{(max)}) * \Delta z$$

$$= Pr(belastingstoest.) * f(POTB - SWL) * \Delta z$$

Het figuurtje wordt nu weggezet in het SWL - $z_{(max)}$ vlak.

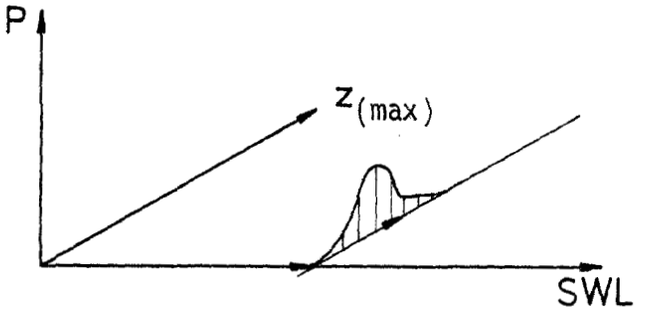


fig. 20 kansdichtheidsfunctie van de potentiële bedreiging (bij één bepaalde SWL)

Door deze procedure voor alle belastingstoestanden te herhalen ontstaat de twee-dimensionale kdf van stilwaterniveau's en golfoplopen.

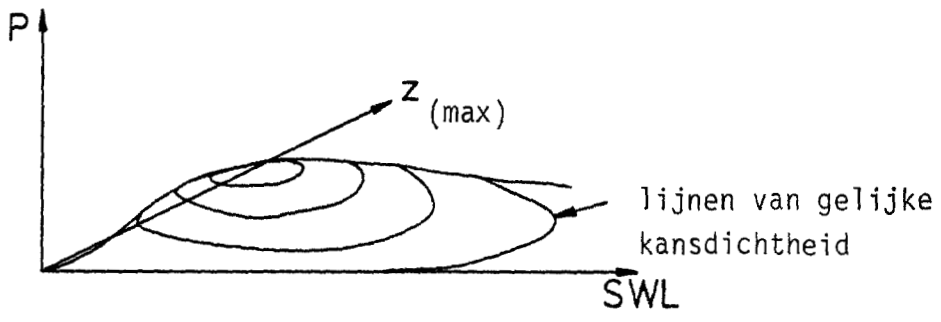


fig. 21 kansdichtheidsfunctie van de potentiële bedreiging (kansberg)

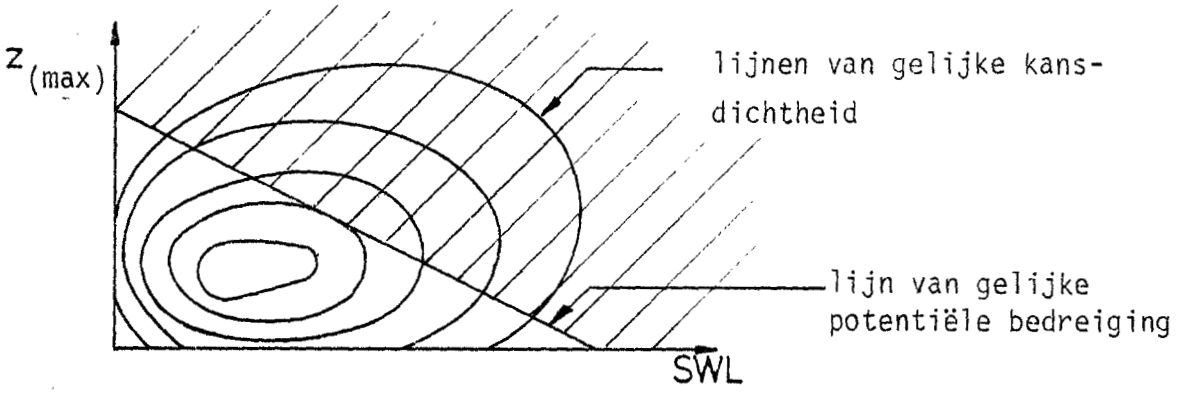


fig. 21a kansdichtheidsfunctie van de potentiële bedreiging (kansberg)

Trek nu in het SWL - $z_{(max)}$ vlak lijnen van gelijke potentiële bedreiging

$$POTB = SWL + z_{(max)}$$

De overschrijdingskans van een bepaalde potentiële bedreiging is nu de inhoud van de "kansberg" buiten deze lijn.

$$Pr(\underline{POTB}>POTB) = \iint P(SWL, z_{(max)})\, dSWL.d\, z_{(max)}$$

$$Pr(\underline{POTB}>POTB) = F_{POTB}\,(POTB)$$

Herhaling van deze procedure levert de POTB overschrijdingslijn. zie fig. 22.

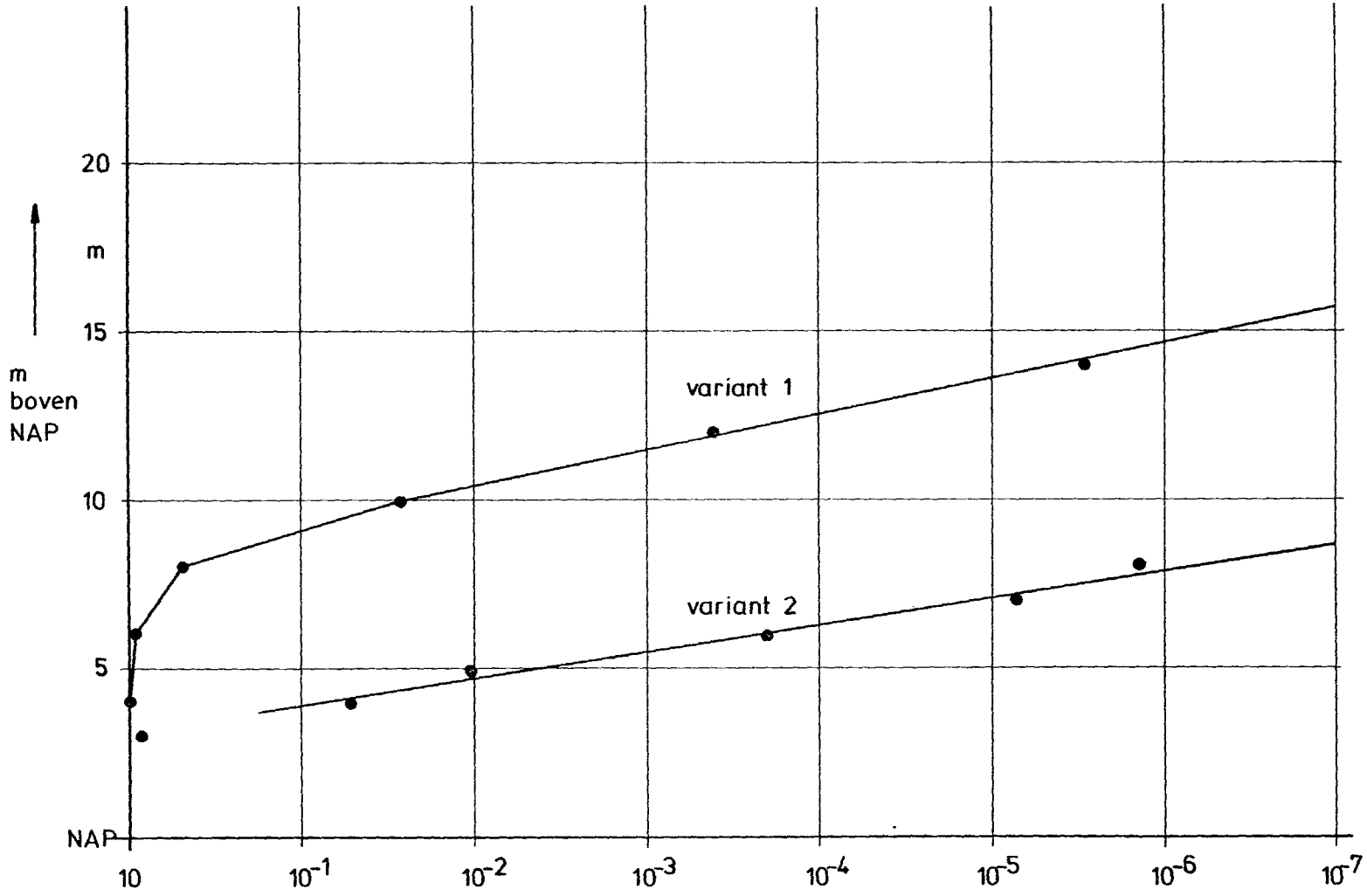


fig. 22 overschrijdingslijn potentiële bedreiging

Uit deze overschrijdingslijn kan uiteraard de potentiële bedreiging met een overschrijdingskans van $2,5 * 10^{-4}$ maal/jaar worden afgelezen.
In onderstaande tabel worden de getalwaarden voor de twee genoemde dijkvarianten gegeven. De berekeningen zijn daarbij tweemaal uitgevoerd; zowel met als zonder onnauwkeurigheid rond de Hw overschrijdingslijn.

	variant 1	variant 2
exclusief onnauwkeurigheid	12,04 + NAP	5,71 + NAP
inclusief onnauwkeurigheid	12,21 + NAP	5,95 + NAP
deterministische waarde	15,69 + NAP	6,42 + NAP

Een interessant experiment is nu de berekende overschrijdingslijn van de potentiële bedreiging, die als een nauwkeuriger beschrijving van de realiteit mag worden opgevat, te combineren met de eerder gepresenteerde deterministische dijkontwerpen. Er moet nu rekening mee gehouden worden dat op een bepaald punt in de toekomst de effecten, die in de overhoogte van de dijk zijn verdisconteerd, in zekere mate zijn opgetreden. Met andere woorden de aanlegkruinhoogte is niet meer aanwezig. De geldende hoogte wordt in onderstaande tabel bij wijze van voorbeeld benaderd.

	μ_1	μ_2	σ	determin. waarde
kruinhoogte	16,44	7,17		
klink	- 0,35	-0,35	0,10	0,50
zetting	- 0,07	-0,07	0,02	} 0,25
NAP-daling	- 0,10	-0,10	$0,02^5$	
bouwtolerantie	- 0,00	-0,00	0,10	
	15,92	6,65	$0,14^5$	

Op het moment dat de storm optreedt kan de kruinhoogte van variant 1 benaderd worden door een normale verdeling met

$$\mu = 15{,}92 \text{ m} + \text{NAP} \qquad \sigma = 0{,}14^5 \text{ m}$$

Voor dijkvariant 2, geldt

$$\mu = 6{,}65 \text{ m} + \text{NAP} \qquad \sigma = 0{,}14^5 \text{ m}$$

Door middel van de convolutie-integraal is nu de kans dat de dijk faalt volgens de grenstoestand overslag (variant 1) of overloop (variant 2) te berekenen (fig. 23).

$$\text{faalkans} = \int_0^{+\infty} F_{POTB}(POTB) \cdot f_{dijkhoogte}(POTB)\, d\,POTB$$

$$= \int_0^{+\infty} e^{\frac{8{,}36-POTB}{0{,}452}} \cdot \frac{1}{0{,}145\sqrt{2\pi}}\, e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{15{,}92-POTB}{0{,}145}\right)^2} d\,POTB$$

De oplossing is:

	variant 1	variant 2
faalkans	$5{,}8 * 10^{-8}$	$4{,}1.10^{-5}$

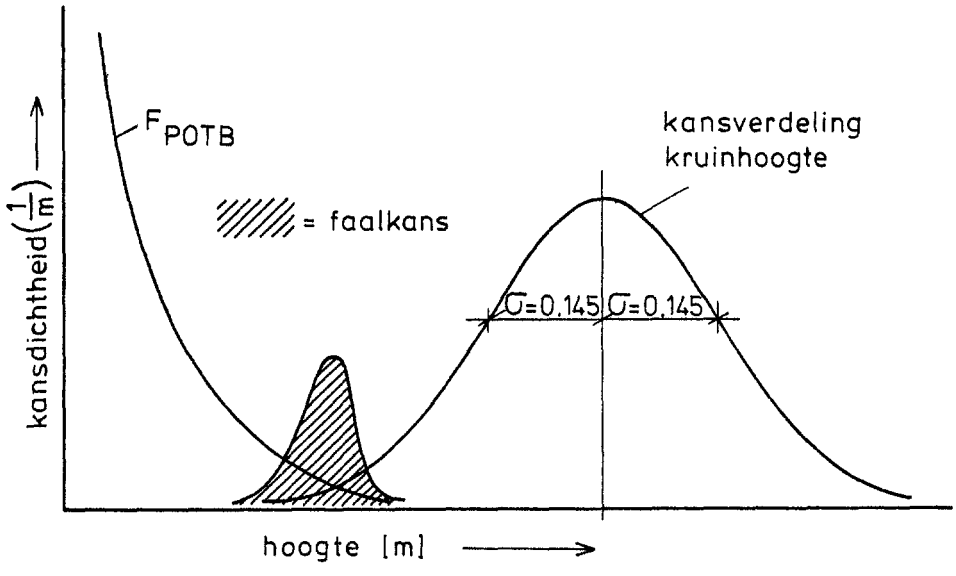


fig. 23 convolutie van potentiële bedreiging en kruinhoogte

Uit de berekeningen blijkt, dat de kans op golfoverslag voor de deterministisch ontworpen fictieve Roompotdijk ongeveer $5{,}8 * 10^{-8}$ per jaar bedraagt.
De kans op overlopen voor een op dezelfde grondslagen ontworpen dijk op het zuidoosten (geen golfoploop) blijkt echter $4{,}1 * 10^{-5}$ per jaar te zijn.
Hiermede is onder de geldende veronderstellingen aangetoond, dat een niet op de stormsector gelegen dijk, waar de potentiële bedreiging uitsluitend wordt gevormd door de waterstand, buistoten en buioscillaties, een tenminste 1000 x grotere kans op bezwijken heeft. Immers overlopen leidt met grote waarschijnlijkheid tot doorbraak terwijl enige golfoverslag nog wel toelaatbaar kan zijn. Men ziet dus, dat de gebruikelijke methode van kruinhoogtebepaling niet zonder meer tot een evenwichtig dijkontwerp leidt. In de probabilistische methode is overigens nog niet verwerkt dat een dijkring uit meer dan een sectie bestaat, welke allen te samen bekeken zouden moeten worden.

2a. De rivierdijk, deterministisch

De beschouwde dijkring is weergegeven op bijlage 2.
Aangezien bij de berekeningen uitsluitend de kruinhoogten t.o.v. de rivierstand van belang zijn, zijn alle hoogtematen gegeven in meters t.o.v. MHW, de maatgevende waterstand behorend bij de ontwerpafvoergolf met een overschrijdingskans van 8.10^{-4} (norm Commissie Rivierdijken).
Bij de tot dusverre gebruikelijke kruinhoogteberekeningen wordt de kruin minimaal op MHW + 0,50 m gelegd; indien meer dan 0,50 m golfoploop wordt verwacht, wordt deze in rekening gebracht, d.w.z. de kruin komt op MHW + $z_{(2\%)}$. In het onderhavige geval is voor de golfoploop de H_s bij windsnelheid (uit alle richtingen) u = 12 m/s bepaald uit de golfvoorspellingsgrafieken van Bretschneider (1970) en de oploop berekend met $z_{(2\%)} = 8\ H_s\ tg\alpha$, met $tg\alpha$ = 1:3. In verband met de te verwachten golfsteilheden wordt het gebruik van deze oploopformule hier aanvaardbaar geacht.
De minimaal aan te houden kruinhoogten zijn op bijlage 2 vermeld.

2b. De rivierdijk, probabilistisch

Bij de probabilistische benadering van de rivierdijkring zijn slechts twee natuurrandvoorwaarden beschouwd, waterstand en wind, waarbij de wind wordt beschreven door twee parameters, n.l. snelheid en richting. Voor de berekening is gebruik gemaakt van het schema zoals dat in fig. 4 is weergegeven: met behulp van dezelfde overdrachtsfuncties wind - golven - golfoploop als voor de deterministische berekening (Bretschneider en 8 H tgα) is voor een groot aantal hoogwatergolven, windsnelheden en -richtingen bezien of gedurende minimaal 1 uur 2%-golfoverslag al dan niet plaatsvond.
Uit de samengestelde kansverdelingen is uiteindelijk de faalkans van de dijkring bepaald.
Opgemerkt zij, dat door het grote aantal vrijheden in de kruinhoogte het optimaliseren van het ontwerp een probleem apart is (iteratie), dat in verband met de beschikbare tijd en mankracht achterwege is gebleven. In deze berekening wordt de kruinhoogte per dijksectie als vast gegeven ingevoerd. In tegenstelling tot de berekening in 6.1.b. wordt geen rekening gehouden met de toevallige variaties in de kruinhoogte.

de randvoorwaarde waterstand

Om de berekeningen eenvoudig te houden is verondersteld dat het waterstandsverloop tijdens de optredende afvoergolven gekarakteriseerd kan worden door telkens dezelfde H-t-relatie zo te verschuiven dat $H_{max.}$ overeenkomt met de top stand (fig. 24).

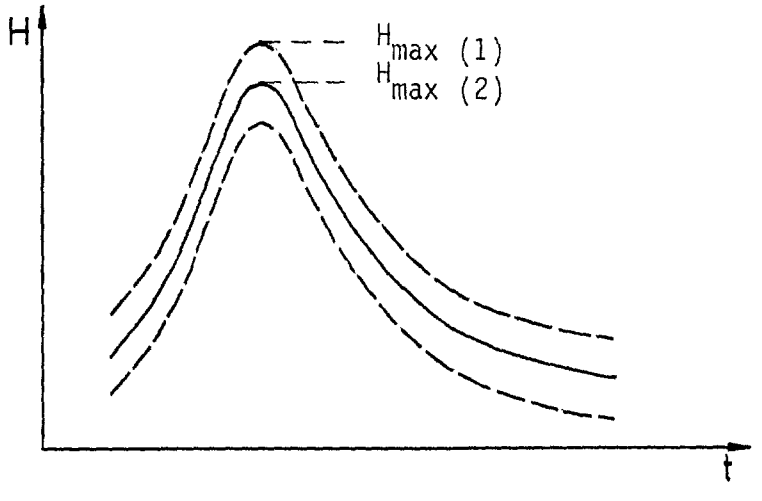


fig. 24 H-t-relatie bij variabele H_{max}

De overschrijdingskans van $H_{max.}$ is gelijk aan 8.10^{-4} voor H_{max} = MHW, terwijl de decimeringshoogte 0,50 m is verondersteld (overschrijdingskans H_{max} = MHW - 0,50 is 8.10^{-3}, lineair neg. exponentiële verdeling).

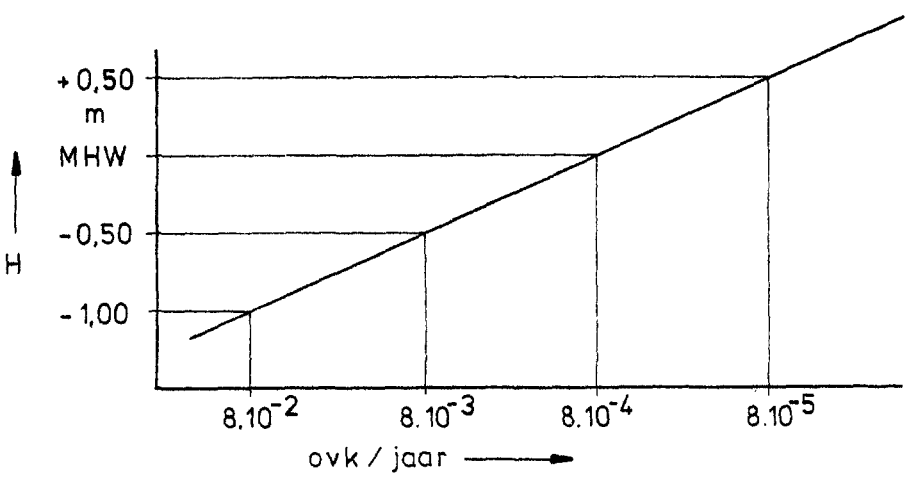


fig. 25 overschrijdingslijn van hoge waterstanden (log schaal)

Als waterstandsverloop zijn die afvoergolven ingevoerd met H_{max} = MHW + k.0,10 m (waarin k een geheel getal is), waarbij de kans op het voorkomen van een dergelijke afvoergolf gelijk is genomen aan $P_{(MHW+k.0,10\ m\ -\ 0,05\ m \leq H_{max} \leq MHW+k.0,10\ m\ +\ 0,05\ m)}$.

de randvoorwaarde wind

Verondersteld is dat falen van de dijk optreedt, zodra gedurende 1 uur of langer 2% golfoverslag optreedt.
Aangezien echter de windsnelheden en -richtingen per uur niet onafhankelijk variëren, is als enigszins willekeurige aanname verondersteld dat de maximaal opgetreden uursgemiddelde windsnelheden per dag wel onafhankelijk zijn.
De richtingscorrelatie voor deze dagelijkse maxima is eveneens getracht in de berekening te betrekken, door het overschrijden van een windsnelheid u_i uit twee aanliggende sectoren op dezelfde dag in mindering te brengen op de overschrijdingskans van u_i uit beide richtingen afzonderlijk.

Uit de windgegevens van het KNMI voor Herwijnen (rivierengebied) en de Bilt, is een omrekeningsfactor per windrichting beschouwd, waardoor het beschikbare statistische materiaal voor dit laatste station gebruikt kon worden voor het rivierengebied (fig. 26).

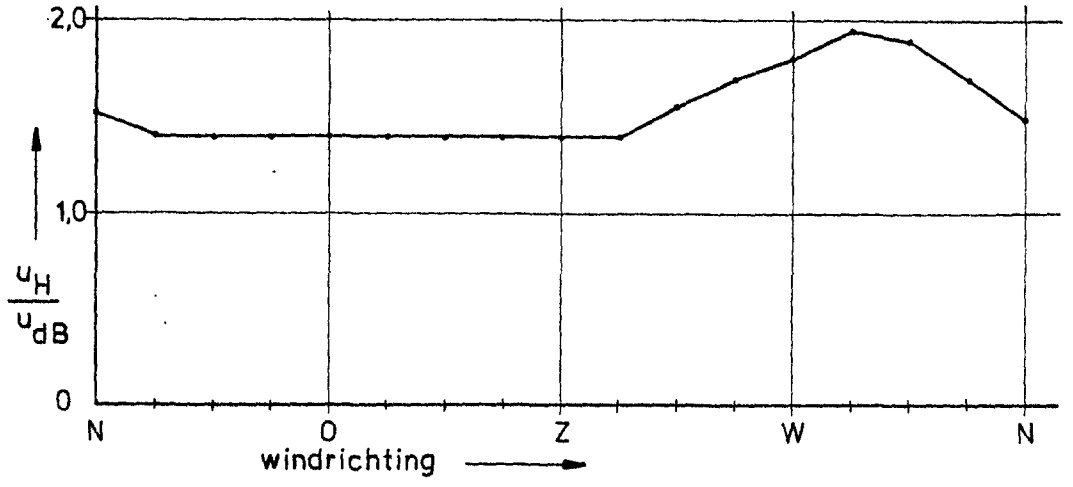


fig. 26 relatie windsnelheid te Herwijnen en de Bilt

Uit het statistische materiaal voor de Bilt, is het aantal dagen gedurende een tienjarige periode (1961/1970) te berekenen waarop per windrichting een willekeurige uursgemiddelde windsnelheid is overschreden. Aangezien per dag de windsnelheid u = 0 m/s uit meerdere richtingen is overschreden, bedraagt het over de windrichtingen gesommeerde aantal dagen waarop u > 0 is geweest meer dan het drievoudige van het totaal aantal dagen.

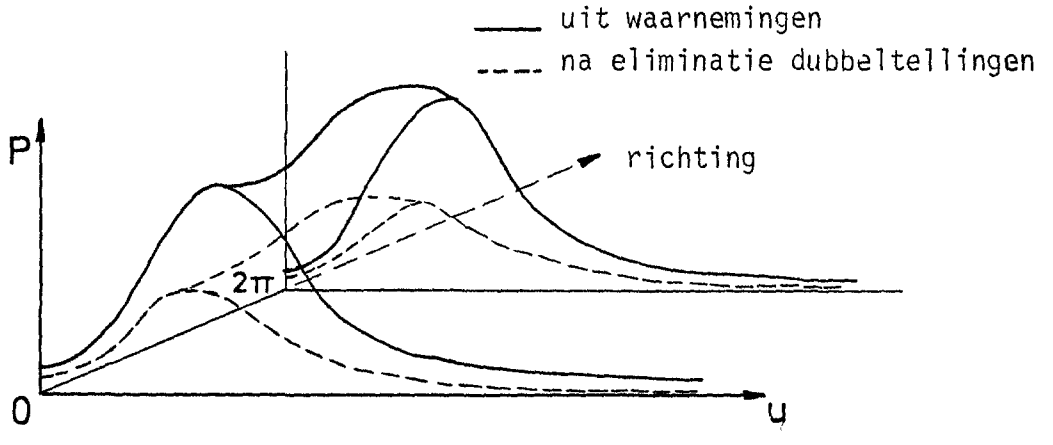


fig. 27 kansdichtheidsfunctie van windsnelheden en richtingen

De inhoud van het kanslichaam in fig. 27 is groter dan 1 en dient derhalve gereduceerd te worden. Dit is reeds vrijwel te bereiken door de dubbeltellingen van overschrijdingen uit naastliggende windrichtingen te schrappen; het restant (de totale inhoud is dan ongeveer gelijk aan 1,2) ligt derhalve in dubbeltelling van snelheden uit niet - aanliggende windrichtingen, die verondersteld zijn te zijn opgetreden bij zeer zwakke, sterk variërende windvelden, die voor de onderhavige situatie niet van belang zijn (fig. 28).

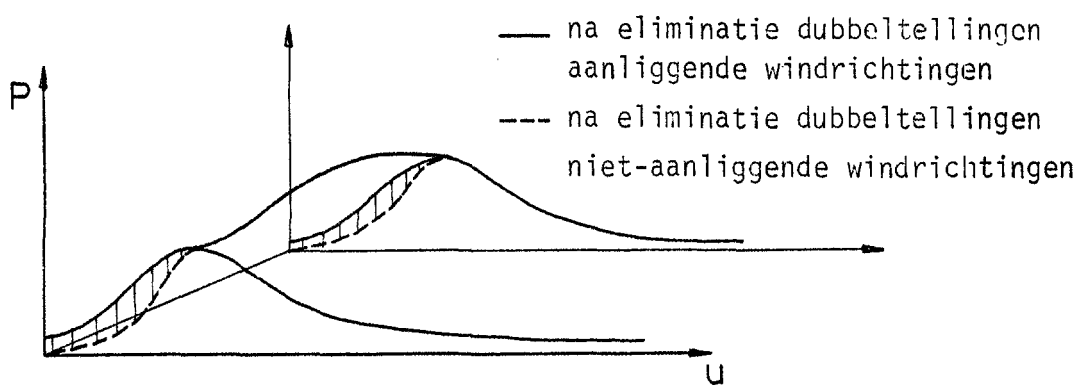


fig. 28 volledig genormeerde kansdichtheidsfunctie

De faalkans

Uitgaande van de gekozen (fictieve) situatie, is bij een aantal vaste waterstanden op de rivier berekend bij welke kritieke windsnelheden uit de verschillende richtingen ergens langs de dijkring 2%-golfoverslag zal optreden. Deze lijnen van u_{kr} zijn uitgezet in fig. 29 (potentiële bedreiging).

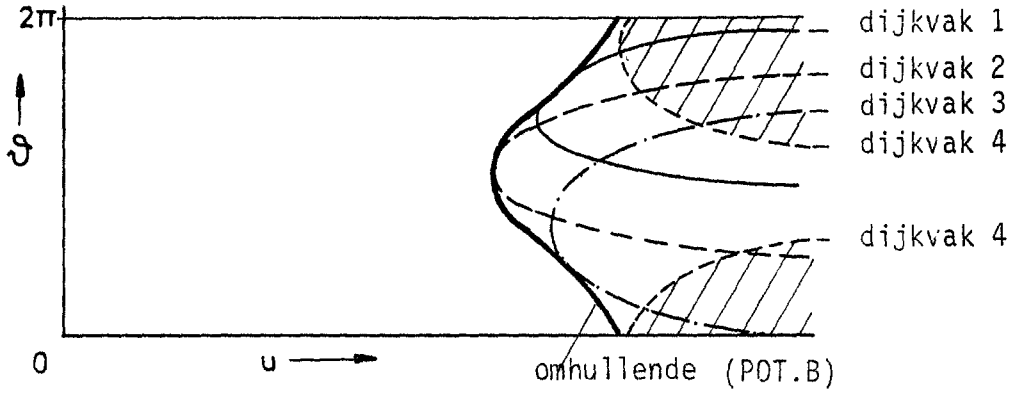


fig. 29 kritieke combinatie van windsnelheid en -richting per dijkvak bij een bepaalde waterstand

De kans op voorkomen van een kritische combinatie is te bepalen uit de inhoud van de kansberg boven dit kritische gebied (zie ook fig. 27). Voor de onderzochte situatie blijkt (fig. 30) het verband tussen de waterstand en de overschrijdingskans van 2% oploop per dag.

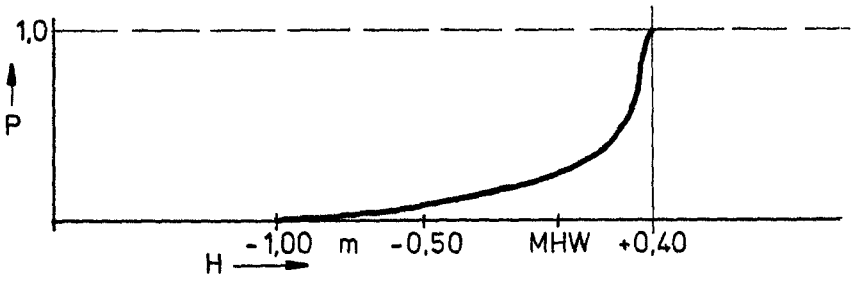


fig. 30 relatie tussen de kans op een kritieke golfoploop op een dag en de waterstand.

De kans op overschrijding bij MHW + 0,40 m = 1, omdat dan de dijk op zijn relatief laagste punt overloopt.
Uitgaande van het waterstandsverloop per afvoergolf als hiervoor vermeld (fig 24) is deze verdeeld in een aantal dagen, waarvan per dag een gemiddelde waterstand is bepaald (fig. 31).

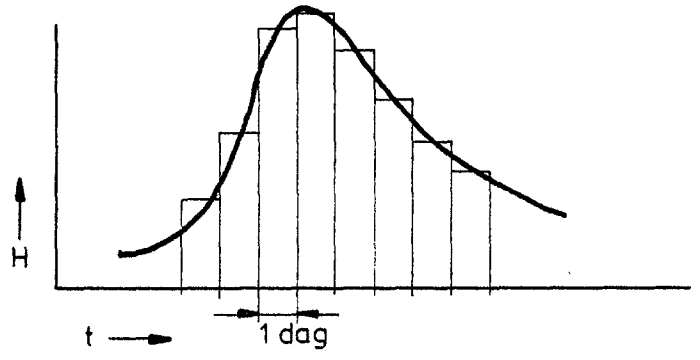


fig. 31 geschematiseerd afvoerverloop

De faalkans per dag is dan gelijk aan de faalkans $P_{(f)}$ bij deze gemiddelde H verondersteld. Per afvoergolf is de

kans op falen $1 - \prod_{i=1}^{n} (1 - P_{(f)_i})$. Vermenigvuldigd met de

kans op de desbetreffende afvoergolf,

$P_{(MHW+k.0,1\ m\ -\ 0,05\ m \leq H_{max} < MHW+k.0,1\ m\ +\ 0,05\ m)}$ levert dit de faalkans voor deze golf. Sommatie over alle relevante waarden voor k, die in dit geval van -12 tot +4 lopen, levert de totale faalkans (zie tabel), die ca. $4{,}6.10^{-3}$ bedraagt.

Ter vergelijking is tevens de dijkring met deterministische bepaalde dijkhoogte doorgerekend. Daaruit blijkt de faalkans in dat geval $2{,}6.10^{-3}$ te bedragen.

Berekening totale doorbraakkans van de bestaande dijkring

H_{max} in m t.o.v. MHW	$P_{(H-0,05<H_{max}<H+0,05)}$ kansdichtheid	$P_{Zkr/\underline{H}}$ $(1-\pi_p)$	$P_{doorbraak} \times 10^{-4}$
-1,30	$14,7.10^{-2}$	0	0
-1,20	$9,5.10^{-2}$	0,001	0,95
-1,10	$5,8.10^{-2}$	0,003	1,74
-1,00	$3,8.10^{-2}$	0,010	3,80
-0,90	$2,4.10^{-2}$	0,018	4,28
-0,80	$14,7.10^{-3}$	0,030	4,41
-0,70	$9,5.10^{-3}$	0,041	3,90
-0,60	$5,8.10^{-3}$	0,066	3,83
-0,50	$3,8.10^{-3}$	0,099	3,76
-0,40	$2,4.10^{-3}$	0,140	3,33
-0,30	$14,7.10^{-4}$	0,205	3,01
-0,20	$9,5.10^{-4}$	0,299	2,84
-0,10	$5,8.10^{-4}$	0,435	2,52
0	$3,8.10^{-4}$	0,600	2,28
+0,10	$2,4.10^{-4}$	0,770	1,83
+0,20	$14,7.10^{-5}$	0,816	1,35
+0,30	$9,5.10^{-5}$	0,972	0,92
>0,40	$1,6.10^{-4}$	1,000	1,60
			$46,3.10^{-4}$ Σ

VII. Evaluatie- en verder onderzoek

Op grond van een evaluatie van het voorgaande zal nu worden nagegaan welke mogelijkheden de probabilistische methode lijkt te bieden en op welke wijze dit resultaat is te bereiken.

1. Evaluatie

Geconcludeerd mag worden dat het in principe mogelijk moet zijn om de integrale bezwijkkans van een waterkering en daarmee de inundatiekans van een polder in een getal uit te drukken. Voordat een dergelijke berekening gemaakt kan worden dient echter nog een groot aantal problemen opgelost te worden.

De gegeven voorbeelden voor berekening van kruinhoogten zijn veelbelovend als men het resultaat beziet ten opzichte van de tot nu toe gehanteerde methoden. Het onder één noemer brengen van de kansen van voorkomen van hoge waterstanden en golfoploop geeft een veel duidelijker zicht op de kwantitatieve onzekerheidsmarges. Een nauwkeuriger dimensioneren van de dijkhoogte wordt mogelijk, waardoor bij een gelijkblijvende veiligheidseis minder overdimensionering zal plaatsvinden.

Beschouwt men het verkregen rekenresultaat echter in het licht van een probabilistische benadering van de totale bezwijkkans van een waterkering dan moet dit resultaat helaas sterk gerelativeerd worden. Dit zal worden toegelicht aan de hand van de foutenboom op bijlage 1.
De foutenboom geeft een beeld van de samenhang van verschillende grenstoestanden die kunnen leiden tot het falen van de waterkering.
Men ziet daarin dat de grenstoestanden "overloop" en "golfoverslag", die in feite de enige grenstoestanden zijn die met de huidige stand van de techniek volledig probabilistisch doorgerekend kunnen worden, een vrij geïsoleerde tak in de foutenboom vormen. Indien "golfoverslag" de aanzet is voor het alsnog doorbreken van de dijk, of indien andere faalmechanismen tot dijkdoorbraak leiden, dan heeft men te maken met grenstoestanden waarvoor een probabilistische aanpak

nog niet mogelijk is.
Tussen de verschillende grenstoestanden treden ook vele nog niet voldoende bekende wisselwerkingen op. Voor iedere grenstoestand zijn betrekkingen nodig die het verband tussen de parameters, de sterkte en de belasting weergeven en vervolgens zijn per sterkte- en belastings-parameter de kansdichtheidsverdelingen nodig. Dat het nog aan deze gegevens ontbreekt blijkt uit hoofdstuk IV. Bovendien is de gegeven foutenboom niet compleet en ontbreken met name (overeenkomstig de beperkingen van dit rapport) de bijzondere constructies en vreemde elementen in waterkeringen (Sluizen, havenkades, pijpleidingen, coupures). Een complete foutenboom is echter wel een voorwaarde voor een volledige probabilistische berekening.
Vereenvoudiging van de foutenboom door het weglaten van minder belangrijke grenstoestanden zal pas toelaatbaar zijn indien de kans op overschrijding veel kleiner is (1/100 à 1/1000) dan de ontwerpfrequentie. Omgekeerd is het niet ondenkbaar dat er één tak in de foutenboom zit die voor de kans op bezwijken zo sterk overheerst, dat een toespitsing op deze ene tak toelaatbaar is. In dat geval treedt een sterke vereenvoudiging van de probabilistische benadering op.

In de uitgewerkte rekenvoorbeelden is vooralsnog uitgegaan van het 2%-oploopcriterium als bezwijkcriterium voor de dijk. Het zal inmiddels duidelijk zijn dat het overschrijden van dit criterium niet altijd tot bezwijken van de dijk hoeft te leiden, noch dat "overslag" rechtstreeks tot inundatie of een ramptoestand hoeft te leiden. Bij een volledige probabilistische berekening zal daardoor de te hanteren norm noch tot een ontwerp-waterstand, noch tot een golfoverslagcriterium beperkt kunnen blijven. De aanwezige reserves zullen gekwantificeerd moeten worden om tot een berekende faalkans te komen die kan worden vergeleken met een norm voor een algemeen ongewenste toestand. Hiervoor zou gedacht kunnen worden aan een nadere definitie van "bezwijken" of "inunderen".
Het bovenstaande houdt in dat het te keren waterniveau, dat het voornaamste toetsingscriterium is in de normstelling die door de Deltacommissie is gegeven, niet meer als zodanig voldoet. Er zullen derhalve nieuwe toetsingscriteria aangegeven moeten worden

waarvoor, ook indien in principe dezelfde veiligheid wordt nagestreefd, opnieuw normen vastgesteld moeten worden.

2. Onderzoek

Eerder is reeds geconstateerd dat er nog een groot aantal problemen moet worden opgelost alvorens een integrale bezwijkkans van een waterkering berekend kan worden.
In het navolgende zal een indicatie worden gegeven van het nodige onderzoek.
Een algemene indicatie van belangrijke onderzoeksgebieden kan afgeleid worden uit de foutenboom (bijlage 1). Volgens de dik getrokken lijnen kan daarbij, gezien vanuit de top van de foutenboom, de volgende hoofdindeling worden gemaakt:

1. Natuurrandvoorwaarden
2. Erosie buitentalud en teenconstructie
3. Erosie van kruin en binnentalud
4. Interne erosie en kruinzakking.

Verder komen onder in de foutenboom enkele parameters in vrijwel alle takken voor. Deze parameters behoren tot twee belangrijke onderzoeksgebieden:

5. Grondwaterstromingen en -drukken.
6. Grondmechanische sterkteparameters.

De foutenboom is te globaal om de onderlinge prioriteit tussen de onderzoeksgebieden aan te geven.
Evenmin kan hieruit worden afgeleid of de nadruk bij het onderzoek moet liggen op (statistische) beschrijving van natuurgegevens, op (fysisch) modelonderzoek of op het ontwikkelen van theoretisch/numerieke modellen. Dit hangt o.a. af van de stand van de huidige kennis en de snelheid in de ontwikkeling van nieuwe methoden en hulpmiddelen.
Een dergelijke prioriteitstelling zal daarom in sterke mate gebaseerd moeten zijn op inzicht en intuïtie.

Volgens de bovenstaande indeling in onderzoeksgebieden is een lijst opgesteld met te verrichten onderzoek ten behoeve van een volledige probabilistische aanpak. Daarbij is tevens een indicatie van de urgentie van het onderzoek aangegeven. Een hoge urgentie kan daarbij om twee redenen voorkomen:

a. het betreft een mechanisme hoog in de foutenboom.
b. het betreft een onderzoek dat de basis moet vormen voor studie van een aantal mechanismen.

Een schatting van de omvang (mankracht, kosten en duur) van het onderzoek volgens deze lijst is niet uitgewerkt omdat die in dit stadium nog niet is te overzien (bijlage 3a). Van een aantal grenstoestanden zijn de modellen die sterkte en belasting beschrijven nog niet bekend. Een dergelijke beschrijving is echter onontbeerlijk om de daarbij optredende parameters op een probabilistische wijze te kunnen beschrijven. Wel is het mogelijk om de lijst van onderzoeken te vergelijken met lopende onderzoeksprogramma's.
Hierbij blijkt dat de bestaande onderzoeksprogramma's in sterke mate aansluiten op de opgestelde lijst.
De meeste onderzoeken zijn terug te vinden in het bestaande programma van de TAW, behalve die betreffende de natuurrandvoorwaarden, welke in belangrijke mate worden voorzien in de programma's van het Toegepast Onderzoek Waterstaat en van de Raad van Overleg voor Oceanografisch Onderzoek.

Het afzien van de schatting van de omvang van onderzoek t.b.v. een volledige probabilistische benadering behoeft nog een nadere toelichting.
Uit het voorgaande is niet alleen duidelijk geworden dat de weg naar een volledige probabilistische aanpak lang is, maar tevens dat de daarop gerichte onderzoeksgebieden in sterke mate kunnen aansluiten op het lopende onderzoek. Bovendien blijkt uit de gegeven rekenvoorbeelden dat een aanpak op onderdelen tot direct bruikbare resultaten kan leiden. Deze resultaten kunnen dan gebruikt worden als een verbetering van de bestaande, in principe deterministische, ontwerp-techniek met probabilistische elementen.

Een logische gevolgtrekking uit het bovenstaande lijkt een fase-gewijze aanpak voor het onderzoek gericht op het probabilistische ontwerpen, waarbij geen grotere stappen worden genomen dan die waarvan de omvang en het vermoedelijke resultaat zijn te overzien.

Voor deze fase-gewijze aanpak zullen hierna onder a en b twee mogelijkheden worden aangegeven:

a. Direct te starten onderzoek met overzienbare inspanning en resultaten.

Voor het onderzoek naar de grenstoestanden "overloop" en "golfoverslag" is, in aansluiting op de gegeven rekenvoorbeelden, nu reeds een ruwe schatting te maken van het onderzoeksprogramma dat nodig is om deze grenstoestanden volledig probabilistisch door te rekenen.
Dit is dan ook op bijlage 3^b gedaan voor waterkeringen langs zee.
Voor waterkeringen langs de rivieren is op bijlage 3^b een aanzet gegeven, echter nog zonder kwantificering van de omvang van het onderzoek omdat daarvoor nog niet voldoende informatie beschikbaar was.
Uit de lijst op bijlage 3^b voor de waterkeringen aan zee kunnen de volgende conclusies getrokken worden:
Over de meest relevante onderzoeksonderwerpen is al een redelijke kennis beschikbaar of is door onderzoek een redelijke verbetering op korte termijn te bereiken.
Het onderzoeksprogramma zal aan inspanning enkele tientallen manjaren vragen en de kosten zouden in de orde van 10 à 20 miljoen gulden kunnen liggen. De termijn waarop het onderzoek verwezenlijkt kan worden wordt op enkele jaren geschat.

Ondanks de redelijk gunstige mogelijkheden voor het onderzoek zijn er voor de bovengenoemde aanpak enkele belangrijke bezwaren aan te wijzen indien het streven gericht is op een volledige probabilistische aanpak. In feite geldt hier hetzelfde voorbehoud als onder 1. van dit hoofdstuk is aangevoerd m.b.t. de resultaten van de uitgewerkte rekenvoorbeelden: slechts aan een beperkt deel van de foutenboom wordt veel aandacht besteed, terwijl nog te weinig bekend is over de onderlinge verhouding tussen de takken van de boom in de totale faalkans.
Daarom is gezocht naar een tweede manier om het onderzoek aan te pakken.

b. Onderzoek voorafgegaan door een gevoeligheidsanalyse

Hierbij worden allereerst alle faalmechanismen op een rij gezet. Dit kan bijvoorbeeld gedaan worden aan de hand van een bestaande dijkring waarin sluizen, havens, dijken en andere constructies en vreemde elementen voorkomen (zie figuur 32).
Daarna wordt op grond van beschikbare kennis nagegaan welke bezwijkmechanismen af kunnen vallen omdat hun aandeel in de totale faalkans verwaarloosbaar is. Een belangrijk hulpmiddel kan daarbij zijn een onderzoek in hoeverre criteria, gesteld door uitvoering en toekomstig onderhoud de vormgeving en constructie van de waterkering reeds zodanig beïnvloeden, dat daardoor de kans van optreden van sommige faalmechanismen verwaarloosbaar klein wordt.
Nadat aldus de relevante faalmechanismen zijn geselecteerd kan daarop een gevoeligheidsanalyse worden toegepast waarbij op grond van bestaande kennis wordt afgetast welke de grootste bijdrage hebben in de totale faalkans van de waterkering.
Voor de belangrijkste faalmechanismen kan dan onderzoek worden gestart om de modellen met belastings- en sterkteparameters uit te werken.

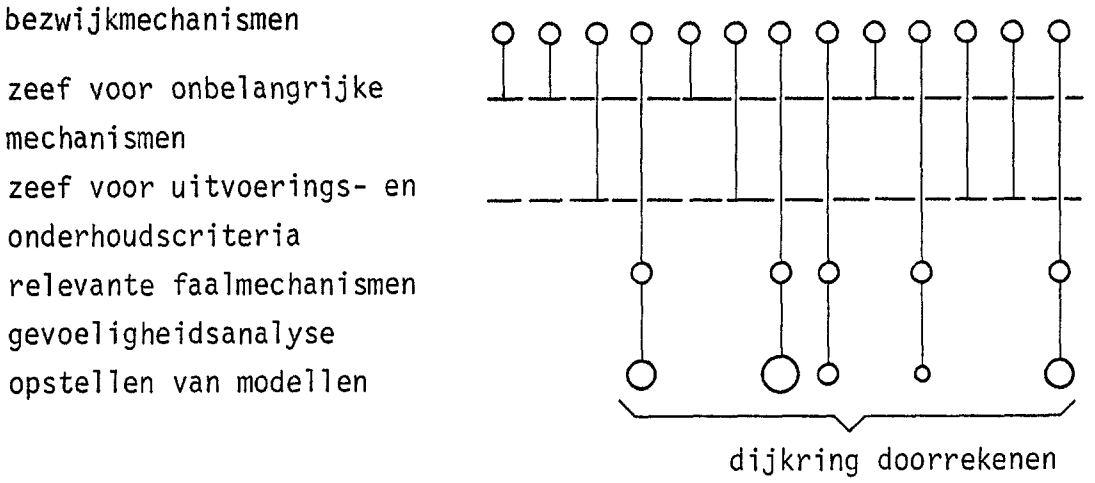


fig. 32

Met behulp van de uitgewerkte modellen kan dan de faalkans van een dijkring doorgerekend worden.
In eerste instantie zou het uitwerken van de modellen en het doorrekenen toegepast kunnen worden op een zeer eenvoudig geval, bijvoorbeeld een hypothetisch eiland in zee.
De volgende stap is dan de toepassing op een eenvoudige bestaande dijkring en als dat is verwezenlijkt kan gedacht worden aan toepassing op een gecompliceerde dijkring.

De praktische uitwerking van de gevoeligheidsanalyse en de toepassing op een hypothetische of zeer eenvoudige dijkring, waarbij men zich beperkt tot 1^e-orde modellen (dat wil zeggen met verwaarlozing van gecompliceerde wisselwerkingen tussen de faalmechanismen) zou uitgevoerd kunnen worden door een werkgroep van beperkte omvang.
Daarvan is naar schatting na een termijn van twee jaar resultaat te verwachten.
Deze tweede aanpak voldoet beter aan het gestelde doel om uiteindelijk te komen tot een volledig probabilistisch dijkontwerp.

Tenslotte zal getracht worden te schatten welk nuttig effect van het onderzoek verwacht mag worden en welke extra inspanning en kosten daarvoor geleverd moeten worden.

Het nuttig effect van de toepassing van een probabilistische methode moet vooral gevonden worden in het beter beheersen van het stelsel van onzekerheden bij het ontwerpen van waterkeringen. Het is mogelijk dat onvermoede risico's worden opgespoord door de probabilistische aanpak. In dat geval zou het resultaat een veiliger waterkering opleveren.
Wat wellicht vaker voor zal komen is dat de ontwerper, zich bewust van onzekerheden, construeert op grond van aannamen die aan de veilige kant zijn gekozen. In dat geval vindt een overdimensionering plaats en kan een probabilistische aanpak tot besparingen in aanleg en onderhoud van de waterkering leiden.
Een ander resultaat dat mag worden verwacht is dat beheersing van de verschillende faalmechanismen en hun bijdrage in de totale faalkans de mogelijkheid biedt om de veiligheid van afwijkende en onconventionele waterkeringsconstructies te

vergelijken met de bestaande.
Dit is een vereiste bij bijvoorbeeld het toepassen van "uitgekiende ontwerpen" voor rivierdijken en biedt in andere gevallen de mogelijkheid tot optimalisering van ontwerpen, waarbij ook het toekomstig onderhoud kan worden betrokken.

De inspanning (mankracht, kosten) die het onderzoek vraagt kan variëren, afhankelijk van de keuze die wordt gemaakt t.a.v. gewenst resultaat op korte of lange termijn.
Het gaat hierbij om een extra inspanning die uitgaat boven het bestaande onderzoek t.b.v. waterkeringen.
Tevens is het onderzoek grensverleggend.
Dat wil zeggen dat het een duidelijke sturing en begeleiding vraagt, en dat de resultaten niet tevoren vaststaan en pas tot besparingen leiden als er voor de resultaten een toepassing wordt gevonden.
Indien de beschikbare tijd,mankracht en financiën voor gelijksoortig onderzoek niet vergroot worden dan zal toevoeging van nieuw onderzoek ten koste gaan van ander, reeds op het programma staand onderzoek. In dat geval is een afweging nodig van het nieuwe onderzoek tegenover de bestaande programma's, om de effectiviteit van de geleverde inspanning te waarborgen. Het antwoord op de vraag óf deze afweging nodig is en hoe deze moet plaatsvinden valt buiten de strekking van dit rapport.

VIII. Conclusies en aanbevelingen

1. conclusies

a. In beginsel is het mogelijk om met behulp van een probabilistische ontwerp-techniek tot ontwerpen voor waterkeringen te komen, maar de weg naar een integrale toepassing is moeizaam.

b. Via een gefaseerde aanpak is er uitzicht op bruikbare resultaten die op korte termijn kunnen leiden tot een verbetering van de bestaande, in principe nog deterministische ontwerp-techniek.

c. De probabilistische ontwerp-techniek noodzaakt tot herziening van de normstelling, zoals die door de Deltacommissie is aangegeven. (Voor de deterministische ontwerp-techniek kunnen de deltanormen gehandhaafd blijven).

d. Voor de aanpak van het op een probabilistisch ontwerp gericht onderzoek worden twee mogelijkheden aangegeven:
1e Op korte termijn uitwerken van een probabilistische berekening van de grenstoestanden "overloop" en "golfoverslag" en
2e Het uitvoeren van een gevoeligheidsanalyse van faalmechanismen en het uitwerken van modellen die het mogelijk maken om de faalkans van een eenvoudige dijkring probabilistisch door te rekenen.

Alleen de tweede mogelijkheid geeft in feite een aanzet tot een volledig probabilistisch dijkontwerp in de toekomst.

2. aanbevelingen

a. Het instellen van een definitieve Werkgroep Probabilistische Ontwerpmethoden voor Waterkeringen. Deze werkgroep zou de volgende taak kunnen krijgen:

Het vervaardigen van ontwerp- en/of veiligheidsvoorschriften voor waterkerende constructies op Nederlands grondgebied, gebaseerd op een probabilistische aanpak.
Deze voorschriften moeten aan de volgende eisen voldoen:

1. Het nader omschrijven of definiëren van de begrippen "waterkerende constructie" en van het door de constructie beschermde gebied.

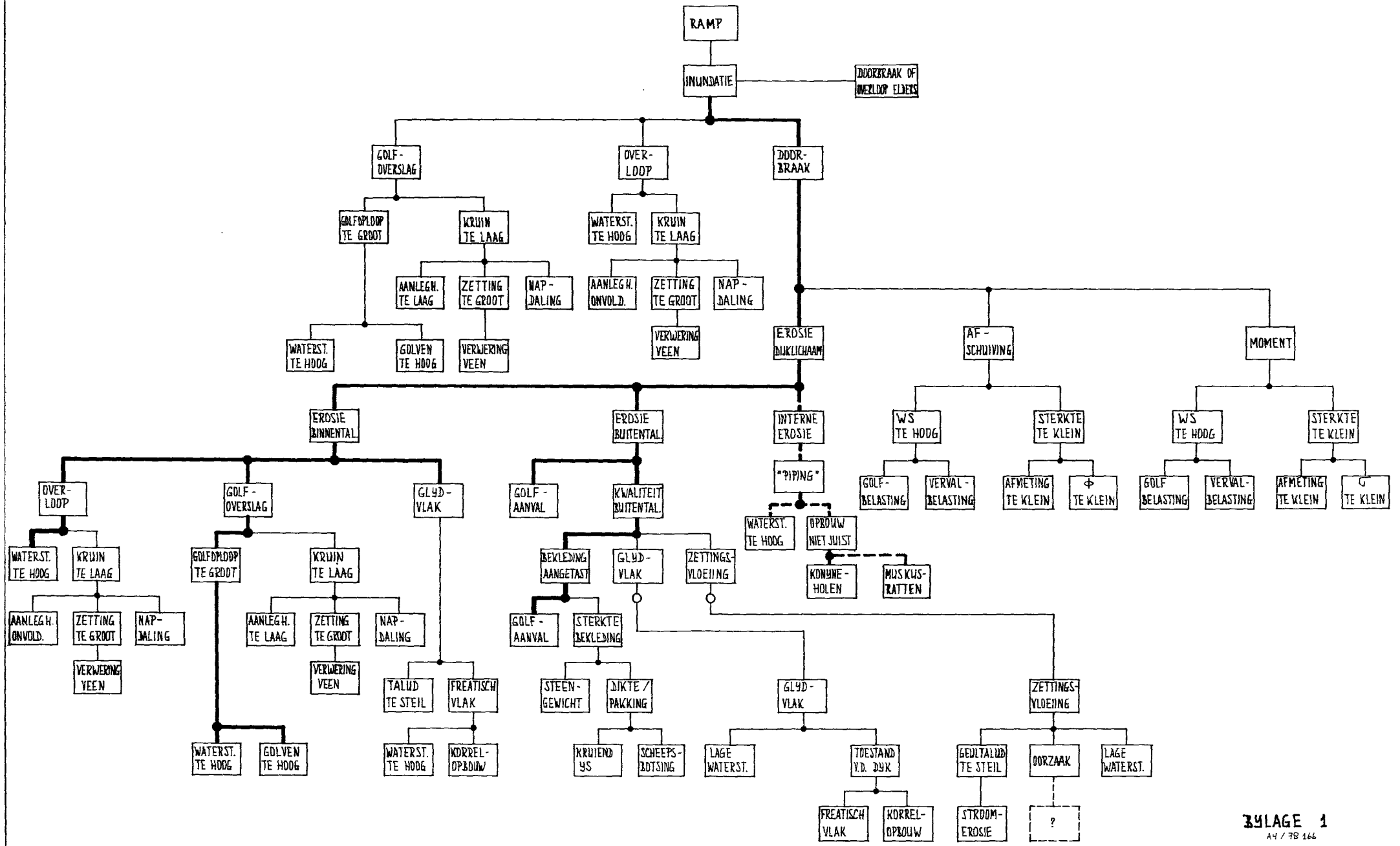
2. Het definiëren van het falen van de waterkerende constructie.
3. Het aangeven van een berekeningsmethode voor de totale kans op falen van een waterkerende constructie.
4. Het aangeven van normen betreffende de toelaatbare kans op falen van de waterkerende constructie.
5. De voorschriften moeten binnen een redelijke termijn ter beschikking komen; in de ad 3 genoemde berekeningsmethode moet de wetenschappelijke kennis op het moment van de publicatie zo goed mogelijk zijn verwerkt.
6. In de voorschriften moet de mogelijkheid worden opengelaten tot een periodieke aanpassing aan de stand der wetenschap op termijnen van de orde van grootte van 5 jaar.

Voor de aanpak van het onderzoek dat tot de in ad 3 genoemde berekeningsmethode moet leiden kan de werkgroep gebruik maken van de conclusies onder d van de vorige paragraaf. Verder zou de werkgroep zich bij de sturing van het onderzoek en bij het opstellen van de voorschriften kunnen laten leiden door de vraag in hoeverre het mogelijk is de extra kennis te benutten als winst in extra veiligheid of dimensionering van waterkeringen, zoals reeds in het laatste deel van hoofdstuk VII is toegelicht.

In de bovenomschreven taak van de werkgroep zijn o.a. genoemd:
- Het opstellen van voorschriften
- Het definiëren van falen van een waterkering
- Het aangeven van normen voor de kans op falen.

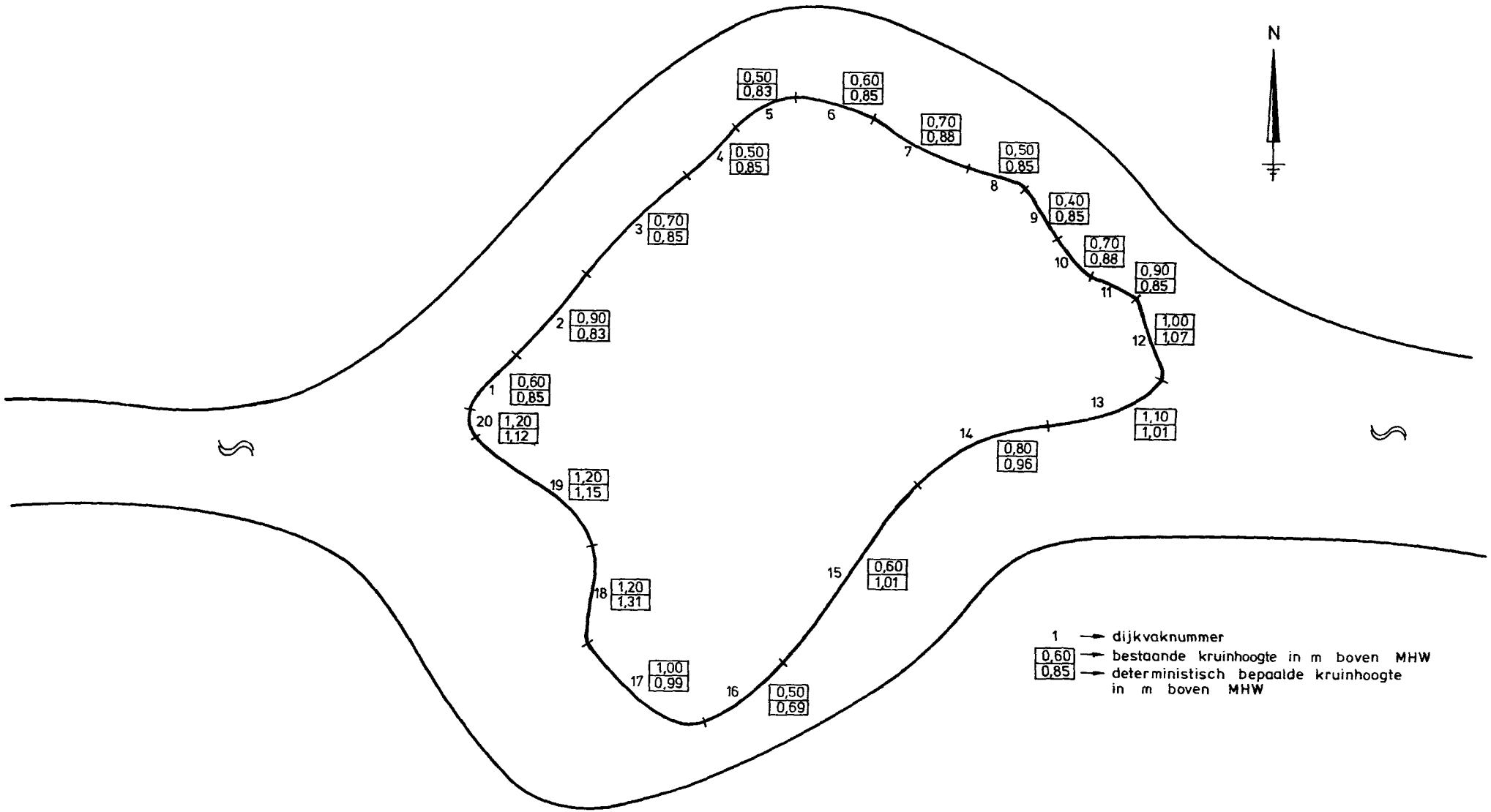
Deze werkzaamheden raken ten sterkste het beleid ten aanzien van de veiligheid van waterkeringen. Om in deze zinvolle aanbevelingen te doen aan de TAW is het noodzakelijk dat tijdig een toetsing plaatsvindt aan het beleid van de verantwoordelijke waterkeringbeheerders. Hoewel de TAW formeel een technische adviescommissie is beschikt deze wel over voldoende vertegenwoordigers vanwege de waterkeringbeheerders om dit probleemveld te kunnen overzien. Het lijkt dan ook nuttig dat hiervan gebruik wordt gemaakt in de fase waarin de normen en voorschriften worden opgesteld.

Zoals reeds enige keren is vermeld zal een volledige probabilistische ontwerp-methode nog niet op korte termijn beschikbaar komen. Niettemin kan een toepassing van deze ontwerp-methode op deelgebieden soms tot verrassende resultaten leiden.
Het verdient dan ook aanbeveling om de ontwerp-filosofie die aan deze methode ten grondslag ligt meer bekendheid te geven onder de huidige waterkeringbeheerders en -ontwerpers. Misschien zou een wat ruimere verspreiding van deze nota onder belangstellenden daartoe een bijdrage kunnen leveren.



BYLAGE 1

A4 / 78 166



situatie fictieve dijkring voorwerkgroep probabilistische methode				**bijlage** 2	
technische adviescommissie voor de waterkeringen	gem	get 1278	gez	**schaal** ca. 1:70.000	
				A4	WERKNR TEK NR 78.603

Onderzoeksgebieden met urgentie-aanduiding

Natuurrandvoorwaarden	urgentie:	onderzoek door:
waterstanden	1 *	WWOA, WWZO, DDWT
windsterkten en -richtingen	1 *	KNMI
golfklimaat	1	KO, KNMI
onderl. afhankelijkheid en tijdsduur van maatgevende waarden	1	diverse inst.
seiches	2	
golfopwekking door wind	2	KNMI, TH
invloed voorland op golven	2	WWKZ, TH
invloed stroming op golven	3	TOW
invloed bodemrefractie op golven	3	TOW
golfopzet	3	WWKZ, TH
golfoploop	1	TAW 1
invloed golfrichting/scheve inval	2	WWKZ, WWFA, TH
invloed bermen, ruwheid e.d.	3	TAW 1, DDWT
golfoverslag - kwantiteit	1	TAW 1
golfklappen	2	TAW 1 + 4, WWKZ
Erosie buitentalud met voorland		
afschuiving	2	
soorten bekleding (open/gesloten, asfaltbeton/ steen, wisselwerking met ondergrond)	3	TAW 1 + 4
overgang harde bekleding naar gras	2	TAW 4
duinen	2	TAW 5
teenconstructies	3	
stroomerosie (voorland)	4	WWKZ
Interne erosie		
zandmeevoerende wellen	2	TAW 2
muskusratten	4	TAW 11
Erosie kruin en binnentalud		
afschuiving	2	TAW 3
erosiebestendigheid klei met gras	2	TAW 4
verweking door infiltratie	2	
verdediging tegen overloop	3	

Kruinzakking			
zetting ondergrond	3		
zetting dijklichaam	3		
bouwtolerantie	4		
verwering van veen	3		TAW 3
Stabiliteit grondlichaam			
algehele afschuiving	1		TAW 3
beproevingsmethoden c en ϕ-waarden	2		TAW 3
ontw. geavanceerde glijvlakberekeningen	3	*	TAW 3
zettingsvloeiing	2		DDWT, WWKZ
afschuivingsproeven	3	*	
complicaties theoretisch bezwijkgedrag	3		TAW 3
Grondwater			
drukverdeling bij grenstoestanden	2		
overdrukken bij grenstoestanden	2		
ontwikkelen rekenmodel	3	*	TAW 2, DDWT, LGM
bepalen van doorlatendheden (peilbuizennet)	3		
stroming in onverzadigde zone	3		
situering afdichtende lagen	4		
verdrogingsverschijnselen	4		

Verklaring gebruikte afkortingen en symbolen:
Urgentie in 4 klassen: schatting
*: reeds redelijk bruikbare gegevens/methoden beschikbaar.
Onderzoeksinstellingen:
WWOA: RWS, Dir. Wat. & Wat., Operationele Afdeling
WWZO: RWS, Dir. Wat. & Wat., District Zuid-Oost
WWKZ: RWS, Dir. Wat. & Wat., District Kust en Zee
WWFA: RWS, Dir. Wat. & Wat., Fysische Afdeling
DDWT: RWS, Deltadienst, Waterloopkundige Afdeling
KO : RWS, Afdeling Kustonderzoek (DD en Wat. & Wat.)
TOW : RWS, Toegepast Onderzoek Waterstaat
KNMI: Koninklijk Nederlands Meteorologisch Instituut
LGM : Laboratorium voor Grondmechanica, Delft
TH : TH-Delft, Afdeling Civiele Techniek
TAW : Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen-diverse werkgroepen.

Noodzakelijk onderzoek voor een probabilistische benadering van de grenstoestanden "overloop" en "golfoverslag".

	relatief belang	waardering bestaande kennis	kans op verbetering op korte termijn	nodige mankracht in manjaren	nodige kosten xf10^6
I. Waterkeringen aan zee					
A. Overschrijdingslijn waterstanden met betrouwbaarheidsintervallen.					
- fysische achtergronden	-	o	-		
- plaatselijke afwijkingen van negatieve exponentiële verdeling	o	-	+	4	1
- lognormale verdeling stormvloedsduur	+	-	o	2	½
- frequentieverdeling windrichtingen en -sterkten	+	o	-		
- statistische evaluatie van klimaat-invloeden.	o	-	o	?	
B. Buistoten en -oscillaties.					
- fysische achtergronden (meteorologische oorzaken)	o	-	o		
- kansverdelingen	o	o	o	10	2
- resonanties	o	+	-		
C. Golfomstandigheden.					
- relaties met waterstand, windsnelheden, -richtingen en -duur (zie A)	+	o	-	2	½
- relatie wind met golfspectrum en -richting	+	-	o	5	1
- invloed voorland, scheve inval e.d.	+	-	o	5	4
- refractie, invloed stroming	+	o	-	2	½

	relatief belang	waardering bestaande kennis	kans op verbetering op korte termijn	nodige mankracht in manjaren	nodige kosten xf10^6
D. Overdrachtsfuncties van randvoorwaarden naar golfoploop en -overslag.					
- beschrijving golfoverslag	+	o	+	3	1½
- invloed vorm waterkering	+	-	+	5	4
- invloed golfspectrum	+	o	+	1	½
E. Kruindaling op lange termijn					
- NAP-daling	-	o	-		
- zetting ondergrond	o	o	o	5	3
- klink aangebracht materiaal	-	+	-		
- bouwtolerantie	-	-	+	½	

verklaring gebruikte symbolen:

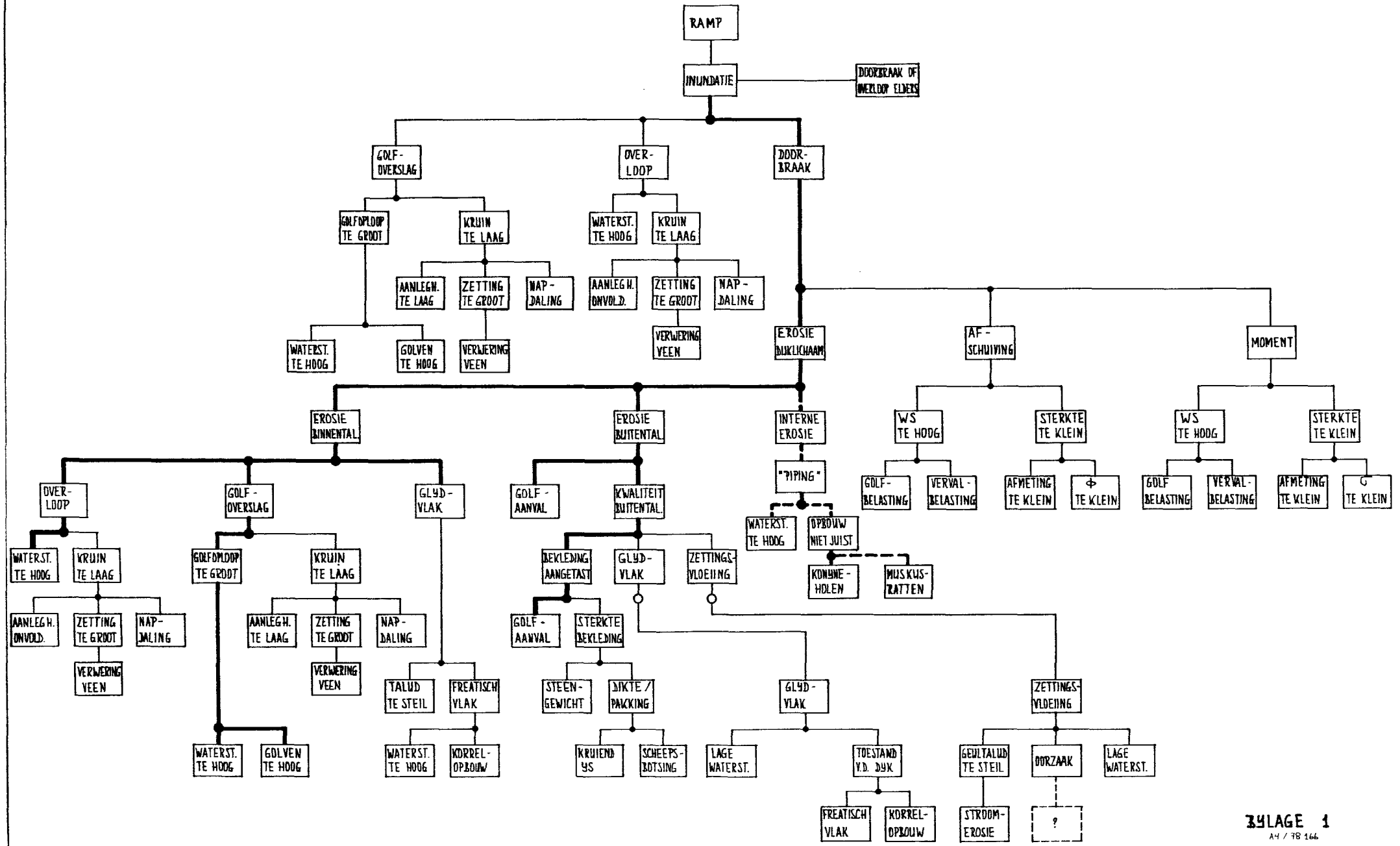
+ hoogste waardering
o middelste waardering
- laagste waardering

Met name de gegeven getalswaarden moeten gezien worden als een grove schatting.

II. Rivierdijken	relatief belang
A. Overschrijdingslijn waterstanden met betrouwbaarheidsintervallen.	
- verdeling en grootte van afvoergolven	+
- verdelingen afvoergolfvormen	+
- berekening waterstanden uit afvoer	
. chézy-coëfficiënten	+
. bedligging	o
. bergende breedten	o
. ijsgang	+
. begroeiing	o
. bediening sluizen en stuwen	+
B. Golfomstandigheden.	
- relaties waterstand - wind	+
- relatie wind - golfbeweging	o
- stroomrefractie, invloed stroming	o
C. Overdrachtsfunctie van golf naar oploop-overslag.	
- beschrijving golfoverslag	o
D. Kruindaling op langere termijn	
- zetting ondergrond	o
- klink aangebracht materiaal	-
- verwering van veen	+
- bouwtolerantie	-
- bedverdieping/verhoging op lange termijn	-

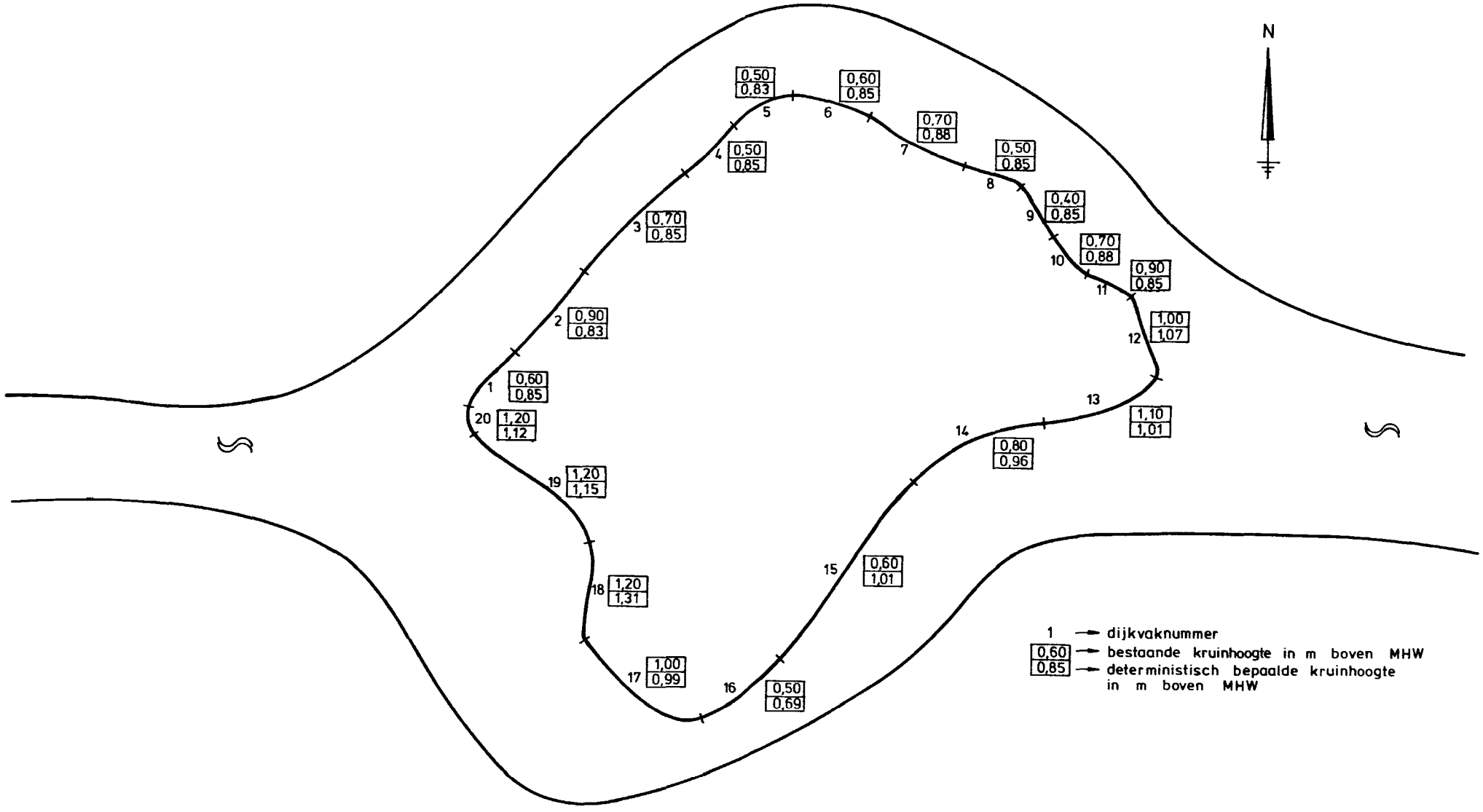
Literatuur:

1. The use of the slip circle in the stability analysis of earth slopes
   Bishop (1955).
2. Hoogte bandijken langs de grote rivieren
   Brief van Minister Algera aan het college van G.S. in Gelderland (1956)
3. Stabiliteit van binnentaluds bij overstromend water
   Edelman (1960).
4. Eindrapport
   Deltacommissie (1960).
5. Voorlopig rapport
   Werkgroep gesloten dijkbekledingen (1961).
6. The analysis of structural strength
   A.M. Freudenthal (1966).
7. Shore protection manual
   Ch.L. Bretschneider e.a. (1970).
8. Golfoploop en Golfoverslag
   TAW (1971).
9. Toepassing van simulatie in verband met de sterkte van constructies.
   F.K. Ligtenberg (1973).
10. Berekening maatgevende golfhoogten Oosterscheldemond
    Rijkswaterstaat, Deltadienst (1976).
11. Rapport
    Commissie Rivierdijken (1977).
12. Inventarisatie van de methoden van kruinhoogtebepaling voor zeedijken
    COW (1977).



BYLAGE 1

AH / 78 166



situatie fictieve dijkring voorwerkgroep probabilistische methode				**bijlage** 2	
technische adviescommissie voor de waterkeringen	gem	get 1278	gez	**schaal** ca. 1:70.000	
				A4	WERKNR TEK NR 78.603

Onderzoeksgebieden met urgentie-aanduiding

Natuurrandvoorwaarden	urgentie:	onderzoek door:
waterstanden	1 *	WWOA, WWZO, DDWT
windsterkten en -richtingen	1 *	KNMI
golfklimaat	1	KO, KNMI
onderl. afhankelijkheid en tijdsduur van maatgevende waarden	1	diverse inst.
seiches	2	
golfopwekking door wind	2	KNMI, TH
invloed voorland op golven	2	WWKZ, TH
invloed stroming op golven	3	TOW
invloed bodemrefractie op golven	3	TOW
golfopzet	3	WWKZ, TH
golfoploop	1	TAW 1
invloed golfrichting/scheve inval	2	WWKZ, WWFA, TH
invloed bermen, ruwheid e.d.	3	TAW 1, DDWT
golfoverslag - kwantiteit	1	TAW 1
golfklappen	2	TAW 1 + 4, WWKZ
Erosie buitentalud met voorland		
afschuiving	2	
soorten bekleding (open/gesloten, asfaltbeton/ steen, wisselwerking met ondergrond)	3	TAW 1 + 4
overgang harde bekleding naar gras	2	TAW 4
duinen	2	TAW 5
teenconstructies	3	
stroomerosie (voorland)	4	WWKZ
Interne erosie		
zandmeevoerende wellen	2	TAW 2
muskusratten	4	TAW 11
Erosie kruin en binnentalud		
afschuiving	2	TAW 3
erosiebestendigheid klei met gras	2	TAW 4
verweking door infiltratie	2	
verdediging tegen overloop	3	

Kruinzakking			
zetting ondergrond	3		
zetting dijklichaam	3		
bouwtolerantie	4		
verwering van veen	3		TAW 3
Stabiliteit grondlichaam			
algehele afschuiving	1		TAW 3
beproevingsmethoden c en ϕ-waarden	2		TAW 3
ontw. geavanceerde glijvlakberekeningen	3	*	TAW 3
zettingsvloeiing	2		DDWT, WWKZ
afschuivingsproeven	3	*	
complicaties theoretisch bezwijkgedrag	3		TAW 3
Grondwater			
drukverdeling bij grenstoestanden	2		
overdrukken bij grenstoestanden	2		
ontwikkelen rekenmodel	3	*	TAW 2, DDWT, LGM
bepalen van doorlatendheden (peilbuizennet)	3		
stroming in onverzadigde zone	3		
situering afdichtende lagen	4		
verdrogingsverschijnselen	4		

Verklaring gebruikte afkortingen en symbolen:
Urgentie in 4 klassen: schatting
*: reeds redelijk bruikbare gegevens/methoden beschikbaar.
Onderzoeksinstellingen:
WWOA: RWS, Dir. Wat. & Wat., Operationele Afdeling
WWZO: RWS, Dir. Wat. & Wat., District Zuid-Oost
WWKZ: RWS, Dir. Wat. & Wat., District Kust en Zee
WWFA: RWS, Dir. Wat. & Wat., Fysische Afdeling
DDWT: RWS, Deltadienst, Waterloopkundige Afdeling
KO : RWS, Afdeling Kustonderzoek (DD en Wat. & Wat.)
TOW : RWS, Toegepast Onderzoek Waterstaat
KNMI: Koninklijk Nederlands Meteorologisch Instituut
LGM : Laboratorium voor Grondmechanica, Delft
TH : TH-Delft, Afdeling Civiele Techniek
TAW : Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen-diverse werkgroepen.

	relatief belang	waardering bestaande kennis	kans op verbetering op korte termijn	nodige mankracht in manjaren	nodige kosten xf10^6
D. Overdrachtsfuncties van randvoorwaarden naar golfoploop en -overslag.					
- beschrijving golfoverslag	+	o	+	3	1½
- invloed vorm waterkering	+	-	+	5	4
- invloed golfspectrum	+	o	+	1	½
E. Kruindaling op lange termijn					
- NAP-daling	-	o	-		
- zetting ondergrond	o	o	o	5	3
- klink aangebracht materiaal	-	+	-		
- bouwtolerantie	-	-	+	½	

verklaring gebruikte symbolen:

+ hoogste waardering
o middelste waardering
- laagste waardering

Met name de gegeven getalswaarden moeten gezien worden als een grove schatting.

Literatuur:

1. The use of the slip circle in the stability analysis of earth slopes
   Bishop (1955).

2. Hoogte bandijken langs de grote rivieren
   Brief van Minister Algera aan het college van G.S. in Gelderland (1956)

3. Stabiliteit van binnentaluds bij overstromend water
   Edelman (1960).

4. Eindrapport
   Deltacommissie (1960).

5. Voorlopig rapport
   Werkgroep gesloten dijkbekledingen (1961).

6. The analysis of structural strength
   A.M. Freudenthal (1966).

7. Shore protection manual
   Ch.L. Bretschneider e.a. (1970).

8. Golfoploop en Golfoverslag
   TAW (1971).

9. Toepassing van simulatie in verband met de sterkte van constructies.
   F.K. Ligtenberg (1973).

10. Berekening maatgevende golfhoogten Oosterscheldemond
    Rijkswaterstaat, Deltadienst (1976).

11. Rapport
    Commissie Rivierdijken (1977).

12. Inventarisatie van de methoden van kruinhoogtebepaling voor zeedijken
    COW (1977).

II. Rivierdijken	relatief belang
A. Overschrijdingslijn waterstanden met betrouwbaarheidsintervallen.	
- verdeling en grootte van afvoergolven	+
- verdelingen afvoergolfvormen	+
- berekening waterstanden uit afvoer	
. chézy-coëfficiënten	+
. bedligging	o
. bergende breedten	o
. ijsgang	+
. begroeiing	o
. bediening sluizen en stuwen	+
B. Golfomstandigheden.	
- relaties waterstand - wind	+
- relatie wind - golfbeweging	o
- stroomrefractie, invloed stroming	o
C. Overdrachtsfunctie van golf naar oploop-overslag.	
- beschrijving golfoverslag	o
D. Kruindaling op langere termijn	
- zetting ondergrond	o
- klink aangebracht materiaal	-
- verwering van veen	+
- bouwtolerantie	-
- bedverdieping/verhoging op lange termijn	-

Literatuur:

1. The use of the slip circle in the stability analysis of earth slopes
   Bishop (1955).

2. Hoogte bandijken langs de grote rivieren
   Brief van Minister Algera aan het college van G.S. in Gelderland (1956)

3. Stabiliteit van binnentaluds bij overstromend water
   Edelman (1960).

4. Eindrapport
   Deltacommissie (1960).

5. Voorlopig rapport
   Werkgroep gesloten dijkbekledingen (1961).

6. The analysis of structural strength
   A.M. Freudenthal (1966).

7. Shore protection manual
   Ch.L. Bretschneider e.a. (1970).

8. Golfoploop en Golfoverslag
   TAW (1971).

9. Toepassing van simulatie in verband met de sterkte van constructies.
   F.K. Ligtenberg (1973).

10. Berekening maatgevende golfhoogten Oosterscheldemond
    Rijkswaterstaat, Deltadienst (1976).

11. Rapport
    Commissie Rivierdijken (1977).

12. Inventarisatie van de methoden van kruinhoogtebepaling voor zeedijken
    COW (1977).

Noodzakelijk onderzoek voor een probabilistische benadering van de grenstoestanden "overloop" en "golfoverslag".

	relatief belang	waardering bestaande kennis	kans op verbetering op korte termijn	nodige mankracht in manjaren	nodige kosten xf10^6
I. Waterkeringen aan zee					
A. Overschrijdingslijn waterstanden met betrouwbaarheidsintervallen.					
- fysische achtergronden	-	o	-		
- plaatselijke afwijkingen van negatieve exponentiële verdeling	o	-	+	4	1
- lognormale verdeling stormvloedsduur	+	-	o	2	½
- frequentieverdeling windrichtingen en -sterkten	+	o	-		
- statistische evaluatie van klimaat-invloeden.	o	-	o	?	
B. Buistoten en -oscillaties.					
- fysische achtergronden (meteorologische oorzaken)	o	-	o		
- kansverdelingen	o	o	o	10	2
- resonanties	o	+	-		
C. Golfomstandigheden.					
- relaties met waterstand, windsnelheden, -richtingen en -duur (zie A)	+	o	-	2	½
- relatie wind met golfspectrum en -richting	+	-	o	5	1
- invloed voorland, scheve inval e.d.	+	-	o	5	4
- refractie, invloed stroming	+	o	-	2	½

	relatief belang	waardering bestaande kennis	kans op verbetering op korte termijn	nodige mankracht in manjaren	nodige kosten xf10^6
D. Overdrachtsfuncties van randvoorwaarden naar golfoploop en -overslag.					
- beschrijving golfoverslag	+	o	+	3	1½
- invloed vorm waterkering	+	-	+	5	4
- invloed golfspectrum	+	o	+	1	½
E. Kruindaling op lange termijn					
- NAP-daling	-	o	-		
- zetting ondergrond	o	o	o	5	3
- klink aangebracht materiaal	-	+	-		
- bouwtolerantie	-	-	+	½	

verklaring gebruikte symbolen:

+ hoogste waardering
o middelste waardering
- laagste waardering

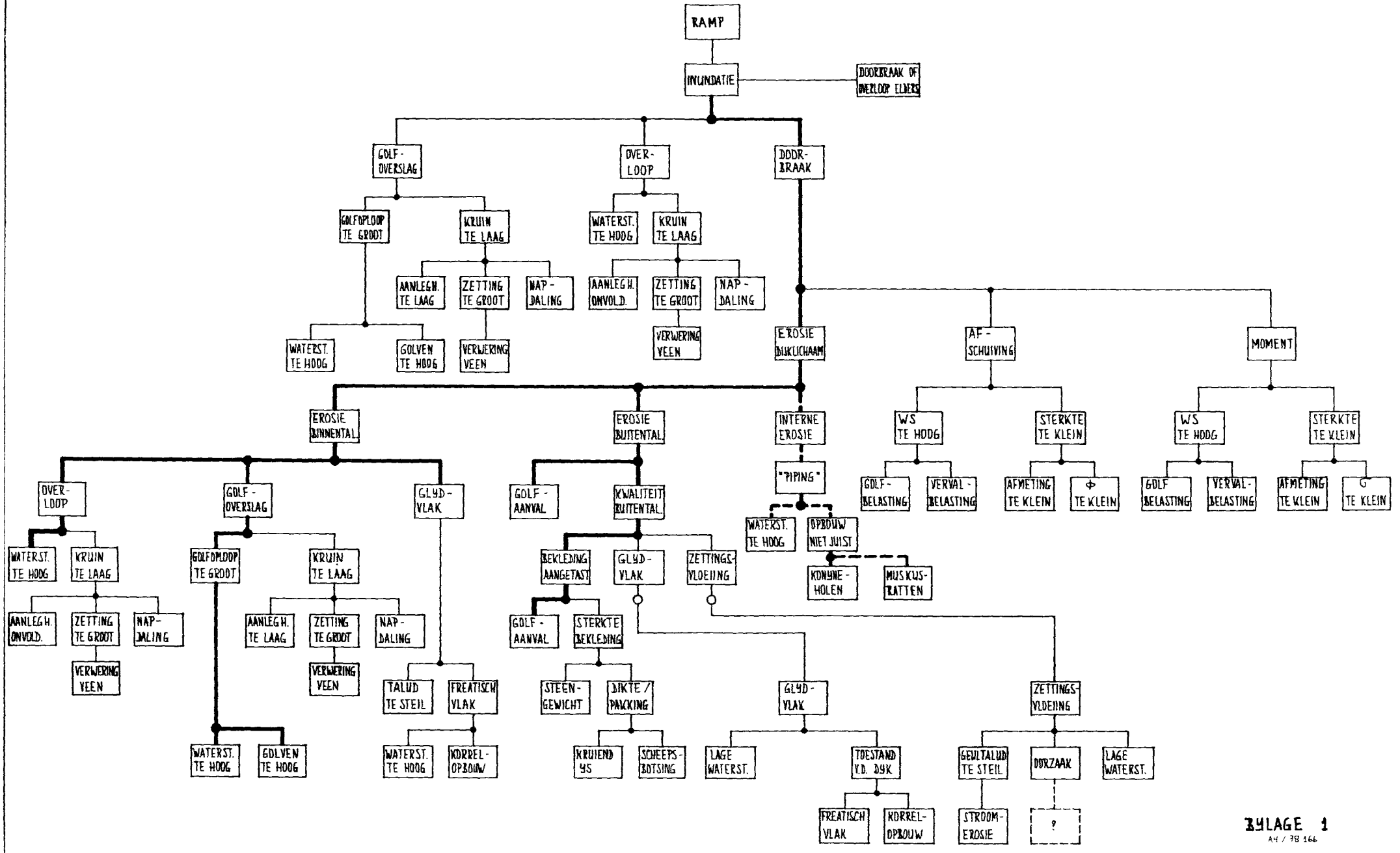
Met name de gegeven getalswaarden moeten gezien worden als een grove schatting.

Onderzoeksgebieden met urgentie-aanduiding

Natuurrandvoorwaarden	urgentie:	onderzoek door:
waterstanden	1 *	WWOA, WWZO, DDWT
windsterkten en -richtingen	1 *	KNMI
golfklimaat	1	KO, KNMI
onderl. afhankelijkheid en tijdsduur van maatgevende waarden	1	diverse inst.
seiches	2	
golfopwekking door wind	2	KNMI, TH
invloed voorland op golven	2	WWKZ, TH
invloed stroming op golven	3	TOW
invloed bodemrefractie op golven	3	TOW
golfopzet	3	WWKZ, TH
golfoploop	1	TAW 1
invloed golfrichting/scheve inval	2	WWKZ, WWFA, TH
invloed bermen, ruwheid e.d.	3	TAW 1, DDWT
golfoverslag - kwantiteit	1	TAW 1
golfklappen	2	TAW 1 + 4, WWKZ
Erosie buitentalud met voorland		
afschuiving	2	
soorten bekleding (open/gesloten, asfaltbeton/steen, wisselwerking met ondergrond)	3	TAW 1 + 4
overgang harde bekleding naar gras	2	TAW 4
duinen	2	TAW 5
teenconstructies	3	
stroomerosie (voorland)	4	WWKZ
Interne erosie		
zandmeevoerende wellen	2	TAW 2
muskusratten	4	TAW 11
Erosie kruin en binnentalud		
afschuiving	2	TAW 3
erosiebestendigheid klei met gras	2	TAW 4
verweking door infiltratie	2	
verdediging tegen overloop	3	

Kruinzakking			
zetting ondergrond	3		
zetting dijklichaam	3		
bouwtolerantie	4		
verwering van veen	3		TAW 3
Stabiliteit grondlichaam			
algehele afschuiving	1		TAW 3
beproevingsmethoden c en ϕ-waarden	2		TAW 3
ontw. geavanceerde glijvlakberekeningen	3	*	TAW 3
zettingsvloeiing	2		DDWT, WWKZ
afschuivingsproeven	3	*	
complicaties theoretisch bezwijkgedrag	3		TAW 3
Grondwater			
drukverdeling bij grenstoestanden	2		
overdrukken bij grenstoestanden	2		
ontwikkelen rekenmodel	3	*	TAW 2, DDWT, LGM
bepalen van doorlatendheden (peilbuizennet)	3		
stroming in onverzadigde zone	3		
situering afdichtende lagen	4		
verdrogingsverschijnselen	4		

Verklaring gebruikte afkortingen en symbolen:
Urgentie in 4 klassen: schatting
*: reeds redelijk bruikbare gegevens/methoden beschikbaar.
Onderzoeksinstellingen:
WWOA: RWS, Dir. Wat. & Wat., Operationele Afdeling
WWZO: RWS, Dir. Wat. & Wat., District Zuid-Oost
WWKZ: RWS, Dir. Wat. & Wat., District Kust en Zee
WWFA: RWS, Dir. Wat. & Wat., Fysische Afdeling
DDWT: RWS, Deltadienst, Waterloopkundige Afdeling
KO : RWS, Afdeling Kustonderzoek (DD en Wat. & Wat.)
TOW : RWS, Toegepast Onderzoek Waterstaat
KNMI: Koninklijk Nederlands Meteorologisch Instituut
LGM : Laboratorium voor Grondmechanica, Delft
TH : TH-Delft, Afdeling Civiele Techniek
TAW : Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen-diverse werkgroepen.



BIJLAGE 1

A4 / 78 166

Onderzoeksgebieden met urgentie-aanduiding

Natuurrandvoorwaarden	urgentie:	onderzoek door:
waterstanden	1 *	WWOA, WWZO, DDWT
windsterkten en -richtingen	1 *	KNMI
golfklimaat	1	KO, KNMI
onderl. afhankelijkheid en tijdsduur van maatgevende waarden	1	diverse inst.
seiches	2	
golfopwekking door wind	2	KNMI, TH
invloed voorland op golven	2	WWKZ, TH
invloed stroming op golven	3	TOW
invloed bodemrefractie op golven	3	TOW
golfopzet	3	WWKZ, TH
golfoploop	1	TAW 1
invloed golfrichting/scheve inval	2	WWKZ, WWFA, TH
invloed bermen, ruwheid e.d.	3	TAW 1, DDWT
golfoverslag - kwantiteit	1	TAW 1
golfklappen	2	TAW 1 + 4, WWKZ
Erosie buitentalud met voorland		
afschuiving	2	
soorten bekleding (open/gesloten, asfaltbeton/steen, wisselwerking met ondergrond)	3	TAW 1 + 4
overgang harde bekleding naar gras	2	TAW 4
duinen	2	TAW 5
teenconstructies	3	
stroomerosie (voorland)	4	WWKZ
Interne erosie		
zandmeevoerende wellen	2	TAW 2
muskusratten	4	TAW 11
Erosie kruin en binnentalud		
afschuiving	2	TAW 3
erosiebestendigheid klei met gras	2	TAW 4
verweking door infiltratie	2	
verdediging tegen overloop	3	

Kruinzakking			
zetting ondergrond	3		
zetting dijklichaam	3		
bouwtolerantie	4		
verwering van veen	3		TAW 3
Stabiliteit grondlichaam			
algehele afschuiving	1		TAW 3
beproevingsmethoden c en ϕ-waarden	2		TAW 3
ontw. geavanceerde glijvlakberekeningen	3	*	TAW 3
zettingsvloeiing	2		DDWT, WWKZ
afschuivingsproeven	3	*	
complicaties theoretisch bezwijkgedrag	3		TAW 3
Grondwater			
drukverdeling bij grenstoestanden	2		
overdrukken bij grenstoestanden	2		
ontwikkelen rekenmodel	3	*	TAW 2, DDWT, LGM
bepalen van doorlatendheden (peilbuizennet)	3		
stroming in onverzadigde zone	3		
situering afdichtende lagen	4		
verdrogingsverschijnselen	4		

Verklaring gebruikte afkortingen en symbolen:
Urgentie in 4 klassen: schatting
*: reeds redelijk bruikbare gegevens/methoden beschikbaar.
Onderzoeksinstellingen:
WWOA: RWS, Dir. Wat. & Wat., Operationele Afdeling
WWZO: RWS, Dir. Wat. & Wat., District Zuid-Oost
WWKZ: RWS, Dir. Wat. & Wat., District Kust en Zee
WWFA: RWS, Dir. Wat. & Wat., Fysische Afdeling
DDWT: RWS, Deltadienst, Waterloopkundige Afdeling
KO : RWS, Afdeling Kustonderzoek (DD en Wat. & Wat.)
TOW : RWS, Toegepast Onderzoek Waterstaat
KNMI: Koninklijk Nederlands Meteorologisch Instituut
LGM : Laboratorium voor Grondmechanica, Delft
TH : TH-Delft, Afdeling Civiele Techniek
TAW : Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen-diverse werkgroepen.

Noodzakelijk onderzoek voor een probabilistische benadering van de grenstoestanden "overloop" en "golfoverslag".

	relatief belang	waardering bestaande kennis	kans op verbetering op korte termijn	nodige mankracht in manjaren	nodige kosten xf106
I. Waterkeringen aan zee					
A. Overschrijdingslijn waterstanden met betrouwbaarheidsintervallen.					
- fysische achtergronden	-	o	-		
- plaatselijke afwijkingen van negatieve exponentiële verdeling	o	-	+	4	1
- lognormale verdeling stormvloedsduur	+	-	o	2	½
- frequentieverdeling windrichtingen en -sterkten	+	o	-		
- statistische evaluatie van klimaat-invloeden.	o	-	o	?	
B. Buistoten en -oscillaties.					
- fysische achtergronden (meteorologische oorzaken)	o	-	o		
- kansverdelingen	o	o	o	10	2
- resonanties	o	+	-		
C. Golfomstandigheden.					
- relaties met waterstand, windsnelheden, -richtingen en -duur (zie A)	+	o	-	2	½
- relatie wind met golfspectrum en -richting	+	-	o	5	1
- invloed voorland, scheve inval e.d.	+	-	o	5	4
- refractie, invloed stroming	+	o	-	2	½

	relatief belang	waardering bestaande kennis	kans op verbetering op korte termijn	nodige mankracht in manjaren	nodige kosten xf10^6
D. Overdrachtsfuncties van randvoorwaarden naar golfoploop en -overslag.					
- beschrijving golfoverslag	+	o	+	3	1½
- invloed vorm waterkering	+	-	+	5	4
- invloed golfspectrum	+	o	+	1	½
E. Kruindaling op lange termijn					
- NAP-daling	-	o	-		
- zetting ondergrond	o	o	o	5	3
- klink aangebracht materiaal	-	+	-		
- bouwtolerantie	-	-	+	½	

verklaring gebruikte symbolen:

+ hoogste waardering
o middelste waardering
- laagste waardering

Met name de gegeven getalswaarden moeten gezien worden als een grove schatting.

II. Rivierdijken	relatief belang
A. Overschrijdingslijn waterstanden met betrouwbaarheidsintervallen.	
- verdeling en grootte van afvoergolven	+
- verdelingen afvoergolfvormen	+
- berekening waterstanden uit afvoer	
. chézy-coëfficiënten	+
. bedligging	o
. bergende breedten	o
. ijsgang	+
. begroeiing	o
. bediening sluizen en stuwen	+
B. Golfomstandigheden.	
- relaties waterstand - wind	+
- relatie wind - golfbeweging	o
- stroomrefractie, invloed stroming	o
C. Overdrachtsfunctie van golf naar oploop-overslag.	
- beschrijving golfoverslag	o
D. Kruindaling op langere termijn	
- zetting ondergrond	o
- klink aangebracht materiaal	-
- verwering van veen	+
- bouwtolerantie	-
- bedverdieping/verhoging op lange termijn	-

Literatuur:

1. The use of the slip circle in the stability analysis of earth slopes
   Bishop (1955).

2. Hoogte bandijken langs de grote rivieren
   Brief van Minister Algera aan het college van G.S. in Gelderland (1956)

3. Stabiliteit van binnentaluds bij overstromend water
   Edelman (1960).

4. Eindrapport
   Deltacommissie (1960).

5. Voorlopig rapport
   Werkgroep gesloten dijkbekledingen (1961).

6. The analysis of structural strength
   A.M. Freudenthal (1966).

7. Shore protection manual
   Ch.L. Bretschneider e.a. (1970).

8. Golfoploop en Golfoverslag
   TAW (1971).

9. Toepassing van simulatie in verband met de sterkte van constructies.
   F.K. Ligtenberg (1973).

10. Berekening maatgevende golfhoogten Oosterscheldemond
    Rijkswaterstaat, Deltadienst (1976).

11. Rapport
    Commissie Rivierdijken (1977).

12. Inventarisatie van de methoden van kruinhoogtebepaling voor zeedijken
    COW (1977).