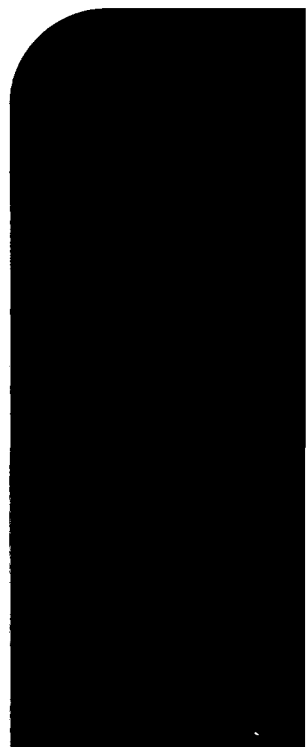
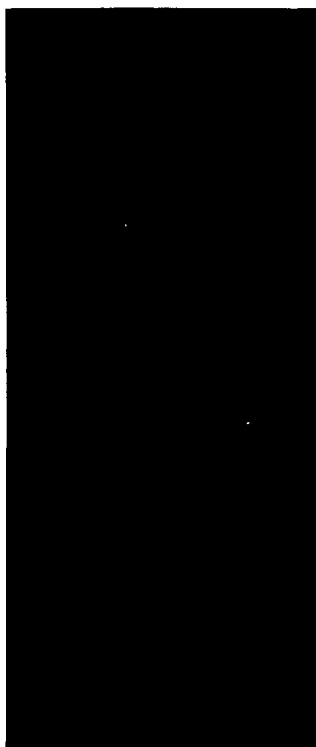
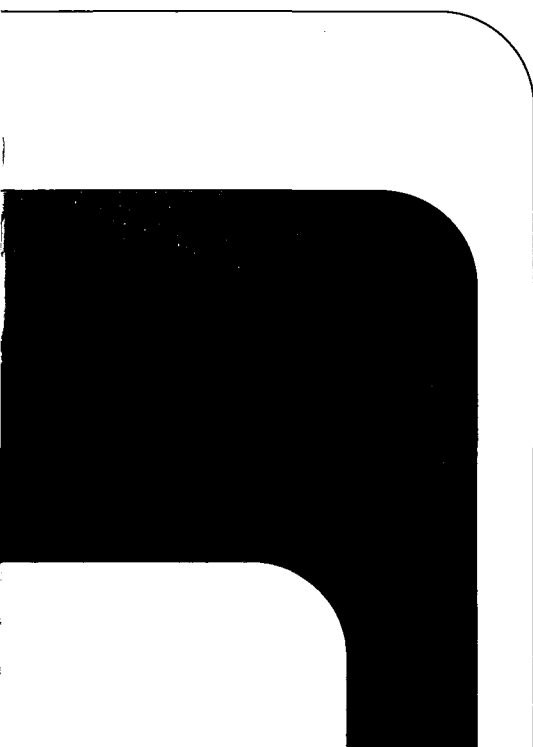


leidraad voor het  
ontwerpen van  
rivierdijken

deel 2 - benedenrivierengebied

technische adviescommissie voor de waterkeringen



De meeste salicheijt hanght  
aen de hoochte van eenen dijk

*Andries Vierlingh*  
*Tractaet van Dijckagie*



(Foto: PHOTO HOLLAND)

De Waal bij Woudrichem

# Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken Deel 2 - Benedenrivierengebied

TECHNISCHE ADVIESCOMMISSIE VOOR DE WATERKERINGEN

Uitgeverij Waltman - Delft

's-Gravenhage - september 1989

*Leidraad*

Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken / Technische adviescommissie voor de waterkeringen (TAW). - 's-Gravenhage - 25 cm

dl. 2: Benedenrivierengebied. - 1989. - 196 p. : bijl., ill.  
ISBN 90-212-3168-9

Lit. opg. : p. 126-129.

# Ten geleide

Voor u ligt deel 2 van de *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken*, speciaal toegesneden op het benedenrivierengebied. Het is te beschouwen als een aanvulling op het in 1985 uitgebrachte deel 1 voor het bovenrivierengebied, en dient in samenhang hiermee gebruikt te worden. Een afzonderlijk deel voor het benedenrivierengebied was noodzakelijk vanwege het specifieke, complexe karakter van dit gebied.

De hoogwaterstanden worden er veroorzaakt door een combinatie van stormen op zee en hoge rivierafvoeren. Bovendien bestaat er samenhang tussen de windopzet op zee en de wind in het benedenrivierengebied. Bijzonder is ook dat de hoge waterstanden er veel korter duren, en dat daaruit heel andere ontwikkelingen van de waterspanningen onder en in de dijken voortvloeien. Tenslotte verschilt ook de geologische opbouw van de ondergrond.

Wat heeft een en ander nu te betekenen voor het dijkontwerp?

Voor wat betreft de berekeningen van kruinhoogten en stabiliteit in het benedenrivierengebied heeft het geleid tot een benadering waarbij de dijken van een dijkkring in onderlinge samenhang worden ontworpen. In deze *Leidraad* wordt voor de vaststelling van de kruinhoogte de kans dat waar dan ook langs de waterkering om een dijkkring overbelasting optreedt gelijk gesteld aan de frequentie van de maatgevende hoogwaterstanden die voor die dijkkring geldt. Van overbelasting is sprake wanneer er meer water over de kruin slaat dan veilig wordt geacht.

Deze methode is een logische tussenstap naar het uiteindelijke doel: een risico-analyse waarin alle betrokken factoren in rekening worden gebracht, en die resulteert in de bepaling van de overstromingskans voor een gehele dijkkring. Zover zijn we nog niet helemaal.

Zo'n aanpak per dijkkring biedt, in tegenstelling tot de tot dusverre gehanteerde methode per dijkvak, de mogelijkheid om evenwichtig te ontwerpen. Zo ontstaat de mogelijkheid om versterkingsscenario's op te stellen die met een minimale schade aan gevestigde belangen toch de beoogde verbetering in de veiligheid opleveren.

Inmiddels zijn de rivierdijkverbeteringen reeds geruime tijd in volle gang; hierbij worden de ontwerpregels van de Deltacommissie gehanteerd. Toepassing van de nieuwe rekenmethode voor kruinhoogten heeft daarom ook implicaties voor het beleid. De dijkversterkingen volgens de Deltawet zijn al voor ongeveer 95% gereed. Het is, gegeven dat feit, niet reëel om als gevolg van een nieuwe rekenmethodiek de resterende

dijkvakken relatief veiliger of onveiliger te maken. Integendeel, in het beleid is een zo groot mogelijke mate van continuïteit gewenst, zowel voor wat betreft de ernst van de ingreep die de dijkversterking inhoudt qua kosten en schaden, ook aan nevenbelangen, als voor de na te streven veiligheid.

Uit berekeningen is overigens gebleken dat de nieuwe methode gemiddeld over de dijk-ring nauwelijks afwijkingen oplevert ten opzichte van de uitkomsten van oude berekeningen. Per afzonderlijk dijkvak treden er wel afwijkingen op, zowel naar boven als naar beneden. Uiteindelijk levert de afstemming van de dijkvakken onderling met statistische technieken een evenwichtiger dijkontwerp op.

Ten tijde van het uitwerken van deel 2 van de *Leidraad* was de besluitvorming over de sluitingsstrategie van de stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg en de veiligheidsnormen van het achterliggende gebied nog niet gereed. In dit deel wordt daarom volstaan met het geven van een aanzet ten aanzien van de vraag in hoeverre de methoden voor de kruinhoogteberekening zouden moeten worden aangepast als zo'n stormvloedkering inderdaad wordt gebouwd.

De pragmatische toepassing van de nieuwe rekenmethode voor enige bezwijkmechanismen loopt vooruit op de toekomstige eerste toetsing van alle versterkte waterkeringen in Nederland in het kader van de nieuwe Wet op de Waterkering. Toetsing volgens de dan geldende inzichten kan trouwens bij de in de afgelopen decennia versterkte waterkeringen leiden tot dijkringfrequenties die afwijken van de overschrijdingsfrequenties van de ontwerppeilen.

De rode draad in de Wet op de Waterkering kan men omschrijven als het 'behouden van de gerealiseerde veiligheid'. Deze doelstelling zal in eerste instantie het handelen bepalen ten aanzien van de dijkversterkingen; de gevonden dijkringfrequenties kunnen daarbij gehandhaafd worden door het plegen van periodiek onderhoud. Later, als er een methode beschikbaar is voor de bepaling van de overstromingskansen van een heel gebied, zal nader bezien kunnen worden of er aanpassingswerken moeten worden overwogen.

Oegstgeest, mei 1989

Ir. H. de Groot  
Voorzitter van de Technische  
Adviescommissie voor de Waterkeringen

# Inhoud

	<b>Ten geleide</b> . . . . .	3
<b>Hoofdstuk 1</b>	<b>Inleiding</b> . . . . .	11
1.1	Algemeen . . . . .	11
1.2	De voornaamste richtlijnen . . . . .	12
1.3	Overzicht . . . . .	13
<b>Hoofdstuk 2</b>	<b>Uitgangspunten bij het ontwerp</b> . . . . .	15
2.1	Algemeen . . . . .	15
2.2	Veiligheid tegen overstroming . . . . .	16
2.2.1	Veiligheidsniveau . . . . .	16
2.2.2	Risico-aspecten . . . . .	17
2.2.3	Zeespiegelrijzing . . . . .	18
2.2.4	Indirecte primaire waterkeringen . . . . .	19
2.3	Beheer en onderhoud . . . . .	19
2.3.1	Ruimtelijke aspecten . . . . .	20
2.3.2	Constructieve aspecten . . . . .	21
2.3.3	Beheersaspecten . . . . .	21
2.4	Cultuur, natuur en leefmilieu . . . . .	22
2.4.1	Woon- en leefmilieu . . . . .	23
2.4.2	Landschappelijke waarden . . . . .	23
2.4.3	Cultuurhistorische waarden . . . . .	23
2.4.4	Natuurwetenschappelijke waarden . . . . .	23
2.4.5	Recreatieve waarden . . . . .	24
2.5	Kosten . . . . .	24
<b>Hoofdstuk 3</b>	<b>Ontwerp</b> . . . . .	26
3.1	Doel en werkwijze . . . . .	26
3.1.1	Grenstoestanden . . . . .	26
3.1.2	Bezwijkmechanismen . . . . .	28
3.2	Verkenning van de bestaande situatie . . . . .	28
3.3	Toetsing en globaal plan . . . . .	29
3.3.1	Toetsing van de bestaande toestand . . . . .	29
3.3.2	Globaal plan . . . . .	30



3.3.3	Tracébeplating . . . . .	30
3.4	Berekening van de dijktafelhoogte . . . . .	30
3.4.1	Hydraulische randvoorwaarden . . . . .	30
3.4.1.1	Waterstand . . . . .	31
3.4.1.2	Golfaanval . . . . .	32
3.4.1.3	Stroming langs de waterkering . . . . .	32
3.4.1.4	Waterpeil binnendijks . . . . .	32
3.4.2	Bepaling van de kruinhoogte . . . . .	33
3.5	Grondmechanisch onderzoek, waterspanningen en overige belastingen . . . . .	34
3.5.1	Grondonderzoek . . . . .	34
3.5.2	Grondwaterspanningen . . . . .	35
3.5.3	Overige belastingen . . . . .	36
3.5.4	Interne erosie en zandmeevoerende wellen . . . . .	36
3.6	Stabiliteitsberekeningen . . . . .	36
3.6.1	Stabiliteit in de eindfase . . . . .	38
3.6.2	Stabiliteit tijdens de uitvoering . . . . .	38
3.7	Principe-ontwerp van representatieve dwarsprofielen . . . . .	38
3.7.1	Waterdichtheid . . . . .	39
3.7.2	Erosiebestendigheid en bekleding . . . . .	39
3.7.3	Ontwerpprofiel . . . . .	39
3.7.4	Zettingen en horizontale deformaties . . . . .	39
3.7.5	Bijzondere constructies . . . . .	40
3.8	Principeplan . . . . .	40
3.9	Uitvoeringsaspecten . . . . .	40
Hoofdstuk 4	<b>Geologische gebiedsbeschrijving</b> . . . . .	41
4.1	Algemeen . . . . .	41
4.2	Geologie . . . . .	41
4.2.1	Pleistoceen: Formatie van Kreftenheye . . . . .	43
4.2.2	Holoceen: Westland-Formatie . . . . .	43
Hoofdstuk 5	<b>Hydraulische randvoorwaarden</b> . . . . .	45
5.1	Algemeen . . . . .	45
5.2	Waterstanden . . . . .	46
5.2.1	Verloop van de waterstanden . . . . .	47
5.3	Wind . . . . .	48
5.3.1	Overschrijdingsfrequentie van wind en waterstand . . . . .	48
5.4	Golven . . . . .	49
5.4.1	Golfgroei . . . . .	49
5.4.2	Bodemwrijving . . . . .	52
5.4.3	Breking . . . . .	52

5.4.4	Refractie en diffractie . . . . .	53
5.4.5	Effectieve strijklengte . . . . .	53
5.5	Lokale verschijnselen . . . . .	54
5.5.1	Opwaaiing . . . . .	54
5.5.2	Bui-oscillaties en buistoten . . . . .	54
<b>Hoofdstuk 6</b>	<b>Kruinhoogte . . . . .</b>	<b>56</b>
6.1	Dijktafelhoogte . . . . .	56
6.2	Golfoploop en golfoverslag . . . . .	57
6.3	Berekening van de dijktafelhoogte in verband met waterstand en golven . . . . .	59
6.3.1	Het toetsingsmodel . . . . .	60
6.3.2	De belastinggevallenmethode . . . . .	61
6.3.3	De frequentiemethode . . . . .	63
6.3.4	Evaluatie . . . . .	67
6.3.5	De stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg . . . . .	67
6.3.5.1	Berekening van dijkhoogten . . . . .	67
6.3.5.2	De stormvloedwaarschuwingsdienst . . . . .	69
6.3.5.3	Falen van de stormvloedkering . . . . .	69
6.4	Vaststelling van dijktafelhoogte en aanleghoogte . . . . .	69
6.4.1	Overhoogte voor klink en zetting van de ondergrond . . . . .	70
6.4.2	Aanleghoogte . . . . .	70
<b>Hoofdstuk 7</b>	<b>Stabiliteit van de waterkering . . . . .</b>	<b>71</b>
7.1	Algemeen . . . . .	71
7.2	Sterkte-eigenschappen van de grond . . . . .	72
7.3	Waterspanningen . . . . .	72
7.3.1	Waterspanningen ten gevolge van de rivierwaterstand . . . . .	72
7.3.1.1	Het watervoerend pakket . . . . .	74
7.3.1.2	Het slappe-lagenpakket . . . . .	77
7.3.2	Waterspanningen bij extreme neerslag . . . . .	78
7.3.3	Waterspanningen ten gevolge van ophogingen . . . . .	78
7.4	Stabiliteitsberekeningen . . . . .	80
7.4.1	Algemeen . . . . .	80
7.4.2	Eindfase . . . . .	83
7.4.3	Uitvoeringsfasen van dijkversterking . . . . .	85
7.4.3.1	Grondmechanische instabiliteit . . . . .	86
7.4.3.2	Uitvoeringstempo . . . . .	87
7.5	Veiligheid tegen afschuiven . . . . .	87
7.5.1	Uitgangspunten . . . . .	87
7.5.2	Karakteristieke waarden voor grondparameters . . . . .	88
7.5.3	Materiaalfactoren . . . . .	91

	7.5.4	Schadefactoren . . . . .	92
	7.5.4.1	Schadefactor in de eindtoestand . . . . .	93
	7.5.4.2	Schadefactor tijdens de uitvoering . . . . .	94
Hoofdstuk 8		<b>Zetting en horizontale vervorming</b> . . . . .	95
	8.1	Zetting . . . . .	95
	8.2	Horizontale vervorming . . . . .	97
Hoofdstuk 9		<b>Bebouwing</b> . . . . .	98
	9.1	Algemeen . . . . .	98
	9.2	Gevolgen van dijkversterking voor gebouwen . . . . .	99
	9.2.1	Op staal gefundeerde bebouwing . . . . .	99
	9.2.2	Op palen gefundeerde bebouwing . . . . .	99
	9.2.2.1	Horizontale paaldrukken . . . . .	99
	9.2.2.2	Negatieve kleeft . . . . .	100
	9.2.3	Constructieve maatregelen . . . . .	101
	9.3	Kabels en leidingen . . . . .	101
	9.4	Bijzondere constructies . . . . .	102
Hoofdstuk 10		<b>Aspecten van de uitvoering</b> . . . . .	105
	10.1	Berekening van de uitvoeringsstabiliteit . . . . .	105
	10.2	Praktijkvoorbeelden . . . . .	107
	10.3	Controlemetingen . . . . .	108
	10.4	Kleibekleding op taluds en kruin . . . . .	110
	10.4.1	Materiaaleisen . . . . .	110
	10.4.2	Verwerkingseisen . . . . .	111
		<b>Verklaring van gehanteerde begrippen</b> . . . . .	113
		<b>Eenheden, symbolen en definities</b> . . . . .	116
		<b>Literatuur</b> . . . . .	126
		<b>Lijst van bijlagen</b> . . . . .	130
	1.	Opracht en samenstelling van de projectgroep . . . . .	131
	2.1	Evenstandslijnen Nieuwe Waterweg - Nieuwe Maas - Lek . . . . .	133
	2.2	Evenstandslijnen Oude Maas-Dordtsche Kil-Haringvliet . . . . .	134
	2.3	Evenstandslijnen Noord - Beneden- en Boven Merwede - Waal . . . . .	135
	2.4	Evenstandslijnen Hollandsch Diep-Amer-Bergsche Maas . . . . .	136
	2.5	Evenstandslijnen bij stormvloedkering Nieuwe Waterweg (indicatief) . . . . .	137

3.1	Overschrijdingsfrequenties in hoogwaters per jaar van de hoogwaterstand te Hoek van Holland en de afvoer van de Bovenrijn te Lobith . . . . .	138
3.2	Overschrijdingsfrequentie van de Bovenrijnafvoer in toppen per jaar en dagen per jaar . . . . .	139
3.3	Overschrijdingsfrequentie van de Maasafvoer te Lith . . . . .	140
4.	De 50%-afvoer te Lith behorend bij de Bovenrijnafvoer en de 50%-afvoer te Lobith behorend bij de Maasafvoer . . . . .	141
5.1	Waterstandsverloop te Hoek van Holland en Zeegat van Goeree bij de gekozen stormopzetten, gebruikt voor de evenstandslijnen . . . . .	142
5.2	Waterstandsverloop te Hoek van Holland bij stormopzet volgens de Deltacommissie . . . . .	143
6.	Overschrijdingslijnen voor de hoogwaterstanden te Hoek van Holland, gegeven de windrichting . . . . .	144
7.1	Gereduceerde overschrijdingslijnen te Hoek van Holland voor de potentiële windsnelheden, tijdens hoogwater per windrichtingssector . . . . .	145
7.2	De kans dat de wind uit de aangegeven sector waait en de aangegeven snelheid $u$ overschrijdt, gegeven dat de hoogwaterstand te Hoek van Holland de aangegeven waarde heeft . . . . .	146
8.	Stroomschema programma toetsingsmodel . . . . .	148
9.	Verloop hoogwaterstand te Sliedrecht (voorbeeld) . . . . .	149
10.1	Golfgroeikrommen van Bretschneider . . . . .	150
10.2	Golfgroeikrommen van Bretschneider . . . . .	151
10.3	Golfgroeikrommen van Bretschneider . . . . .	152
10.4	Golfhoogtereductie door bodemwrijving . . . . .	153
10.5	Golfgroei bij variaties in waterdiepte, bij het gebruik van de groeikrommen van Bretschneider . . . . .	154
11.	Berekening golfoploop en -overslag . . . . .	156
12.	Grondwaterpotentiaal bij niet-stationaire stroming . . . . .	162
13.	Berekening opdrijf lengte . . . . .	169
14.	Berekening consolidatie bij toepassing verticale drainage . . . . .	173
15.	Vereenvoudigde berekening van de stabiliteit en de horizontale verplaatsingen bij opdrijven . . . . .	174

# 1 Inleiding

## 1.1 Algemeen

In 1985 verscheen het eerste deel van de *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken* (lit. 40); daarin werd het bovenrivierengebied besproken. Het nu voor u liggende tweede deel behandelt het benedenrivierengebied. Om niet in herhaling te vervallen wordt in hoofdzaak ingegaan op die aspecten die een andere of een meer gedetailleerde benadering vereisen dan in het eerste deel.

Het benedenrivierengebied is het door Rijn en Maas gevoede rivierengebied ten westen van de lijn Schoonhoven - Werkendam - Dongemond, inclusief het Hollands Diep en het Haringvliet, zonder de Hollandse IJssel (figuur 1.1). Ook in de IJsseldelta ten westen van Kampen kan men de hier beschreven richtlijnen aanhouden, mits men van de juiste randvoorwaarden uitgaat. Deel 2 behandelt eveneens de aansluiting van beneden- en bovenrivieren.

De *Leidraad* is primair bedoeld voor technici die direct betrokken zijn bij het ontwerp en het beheer van rivierdijken. Er bestaat echter een veel bredere maatschappelijke en politieke belangstelling voor de waterkeringproblematiek. Daarom is er naar gestreefd om vooral die gedeelten waarin de uitgangspunten worden verantwoord en de consequenties daarvan voor de veiligheid en de omgeving worden uiteengezet, ook voor niet-technici leesbaar te maken.

Aanvankelijk liet het zich aanzien dat in het tweede deel kon worden volstaan met enige aanvullingen op het eerste deel. Het zou dan gaan om het verschil in randvoorwaarden op het gebied van getij en wind, de slappere ondergrond en het hogere veiligheidsniveau dat vereist is in dit door stormvloeden bedreigde gebied.

Om de continuïteit in het beleid en de nieuw verworven technische en wetenschappelijke inzichten op elkaar af te stemmen heeft het samenstellen van deel 2 toch nog een langere tijd gekost dan aanvankelijk werd voorzien. De nieuwe richtlijnen moeten vloeiend aansluiten op de in de laatste decennia gegroeide praktijk in het benedenrivierengebied, opdat de nieuw te ontwerpen dijkgedeelten logisch zullen passen in het deel van het beveiligingssysteem dat reeds is voltooid.

De richtlijnen houden enerzijds rekening met deze wens, en profiteren anderzijds zoveel mogelijk van door ervaring en onderzoek verkregen nieuwe technisch-wetenschappelijke inzichten.

## 1.2 De voornaamste richtlijnen

Dijkvakken behoren per dijkkring in hun onderlinge samenhang te worden ontworpen, waarbij alle risicofactoren voor waterkeringen naar de mate waarin ze voorkomen in rekening worden gebracht. Het resultaat van zo'n berekening zou de overstromingskans van een gehele dijkkring moeten zijn. Momenteel kan deze overstromingskans nog niet worden berekend omdat nog niet alle faalmechanismen nauwkeurig genoeg bekend zijn om te worden gekwantificeerd bij de berekening van dijken.

In het benedenrivierengebied waren de ontwerpen van waterkeringen gebaseerd op de adviezen van de Deltacommissie (lit. 10). Deze gaan uit van lokale ontwerppeilen, waarbij veilige dijkvakken worden ontworpen, met als criterium voor de kruinhoogte dat bij maatgevende omstandigheden niet meer dan 2% van de tegen het talud oplopende golven de kruin mag bereiken. Deze maatgevende omstandigheden worden bepaald door het lokale ontwerppeil en de maatgevende wind.

In de *Leidraad* daarentegen wordt de veiligheid van de dijkkring als geheel getoetst door uit te gaan van de kans op overbelasting: de kans op het overschrijden van een bepaalde belasting.

Het belangrijkste criterium voor de dijkhoogte is het mogelijk bezwijken van het binnenbeloop door overslaand of overstromend water. In nadere uitwerking van het advies van de Deltacommissie wordt thans uitgegaan van de hoeveelheid overslaand water die toelaatbaar wordt geacht, in liters per meter per seconde. Deze hoeveelheid wordt afhankelijk gesteld van de erosiebestendigheid van het binnentalud, en die hangt weer af van de bekleding, de grasmat en eventuele bebouwing. Wordt deze hoeveelheid overschreden dan spreekt de *Leidraad* van overbelasting.

In de *Leidraad* zijn nieuwe methoden opgenomen ter bepaling van dijkhoogten, en wel zo dat de dijkringfrequentie gelijk wordt aan de door regering en parlement vastgestelde overschrijdingsfrequenties van de ontwerppeilen voor de verschillende dijkkringen: 1 : 10.000, 1 : 4.000 of 1 : 3.000 per jaar.

Overeenkomstig de aanbeveling van de Deltacommissie wordt het ontwerppeil zelf nog gehanteerd voor het vaststellen van de minimale dijktafelhoogte, en ook als buitenwaterstand in de stabiliteitsberekeningen.

Op het gebied van stabiliteitsberekeningen is er eveneens sprake van verruiming van inzichten. Ook hier wordt een gebiedsgerichte benadering toegepast. Voor de beoordeling van de stabiliteit van dijkgedeelten op een slappe ondergrond zijn, in aanvulling op de in het eerste deel beschreven relatief eenvoudige glijvlakberekeningen, aanbevelingen gedaan die betrekking hebben op de berekening van grondwaterspanningen bij relatief kort durende stormvloed, de stabiliteitsanalyse bij aanleg en de vervorming van een dijk op slappe ondergrond bij hoogwater.

Verder wordt een aantal aanbevelingen gedaan die voor een groot deel zijn gestoeld op de ervaringen die in het gebied zijn verkregen tijdens de dijkverbeteringen. Zij hebben

betrekking op schade aan bebouwing nabij de dijk, vreemde objecten in de dijk, bijzondere constructies en de uitvoeringsproblematiek.

Uit gedetailleerde proefberekeningen voor enige dijkringen in het benedenrivierengebied is gebleken, dat de aldus berekende dijklichamen gemiddeld nagenoeg gelijk zijn aan die volgens de oude methode. Hoewel er per dijkvak afwijkingen rond dit gemiddelde zijn, is daarmee in hoofdlijnen voldaan aan de continuïteit van het dijkversterkingsbeleid.

### 1.3 Overzicht

Na het inleidende hoofdstuk 1 behandelt hoofdstuk 2 de uitgangspunten van een dijkontwerp die te maken hebben met de veiligheid tegen overstroming, en met beheer en onderhoud. De thans gehanteerde veiligheidsfilosofie wordt daar weergegeven. Ook de ruimtelijke, landschappelijke, cultuurhistorische, natuurwetenschappelijke en recreatieve aspecten komen in hoofdstuk 2 aan de orde, evenals de kostenaspecten van een dijkverbetering.

In hoofdstuk 3 wordt het ontwerp van dijken in het benedenrivierengebied samengevat, met verwijzingen naar zowel deel 1 als naar de andere hoofdstukken van dit deel. De geologie van het benedenrivierengebied is vervolgens het onderwerp van hoofdstuk 4.

Hoofdstuk 5 beschrijft de hydraulische randvoorwaarden in het benedenrivierengebied: de rivierafvoer en de stormvloedstanden op zee en hun afhankelijkheid van windsnelheid en windrichting. Voorts wordt aandacht besteed aan het verloop en de duur van het hoogwater, en aan de ontwikkeling van windgolven.

In hoofdstuk 6 worden methoden behandeld voor het berekenen van de kruinhoogte van een dijk. Naast de methode voor het berekenen van de golfoploop zijn voor het bepalen van de dijktafelhoogte een tweetal ontwerpmethoden ontwikkeld: de belastinggevallenmethode en de frequentiemethode. Daarnaast is een toetsingsmodel ontwikkeld voor het achteraf vaststellen van de dijkringfrequentie. Toepassing van het toetsingsmodel en de frequentiemethode kan alleen met behulp van een computer. Er zijn twee computerprogramma's beschikbaar (lit. 18 en lit. 32).

Hoofdstuk 7 wijdt aandacht aan de stabiliteit van de waterkering. Daarbij wordt nader ingegaan op de belasting en de sterkte-eigenschappen van de grond, en op de berekening van de stabiliteit bij dikke klei/veenpakketten in de ondergrond. De stabiliteitsberekening wordt beschreven voor de ontwerpwaterstand en voor de uitvoeringsfasen van de dijkverbetering. Ter verkrijging van de vereiste veiligheid tegen stabiliteitsverlies zijn materiaal- en schadefactoren bepaald, op basis van probabilistische overwegingen.

De hoofdstukken 8 en 9 gaan in op de problematiek van zettingen en horizontale deformaties, en de invloed daarvan op gebouwen die in of naast de dijk staan, en ook op enige facetten van de problematiek van kabels, leidingen en bijzondere constructies in een dijklichaam.

In hoofdstuk 10 wordt een nadere uitleg gegeven van de uitvoeringsproblematiek. Na hoofdstuk 10 volgen een begrippenlijst, een verklarende lijst van symbolen, een literatuurlijst, en tenslotte nog enige bijlagen, waarin zoveel mogelijk de te hanteren formules zijn opgenomen.

Bij de *Leidraad* behoort een publicatie met appendices waarin achtergrondinformatie is opgenomen (lit. 41).



## 2 Uitgangspunten bij het ontwerp

### 2.1 Algemeen

In de loop van de tijd heeft het denken over de bescherming tegen overstromingen belangrijke ontwikkelingen doorgemaakt.

In het verleden werden nieuwe waterkeringen in het benedenrivierengebied na doorbraak of na kritieke situaties doorgaans ontworpen met een kruinhoogte van een halve tot één meter boven de hoogst bekende waterstand. Na de ontdekking van zekere wetmatigheden in het optreden van stormvloeden (lit. 54), verwerkt in het rapport van de Deltacommissie (lit. 10), werd deze werkwijze verlaten.

De Deltacommissie stelde als eerste een plan op voor de beveiliging van Zuidwest-Nederland dat gebaseerd was op de kansverdeling van het optreden van verschillende waterstanden, en op econometrische beschouwingen. Er werden zogenoemde ontwerppeilen berekend die door de waterkeringen nog voldoende veilig moesten kunnen worden gekeerd. Om de bedoelde veiligheid te kunnen bieden werd een aantal aanbevelingen gedaan, waarmee bij het ontwerpen rekening moest worden gehouden.

Het zal echter duidelijk zijn dat hoge waterstanden niet de enige bedreiging vormen. Bij stormvloeden kunnen bijvoorbeeld zulke hoge golven voorkomen, dat ze de dijk bedreigen door overslag van water, waarbij het binnentalud wordt aangetast.

Maar ook de grondmechanische eigenschappen van waterkering en ondergrond, de grondwaterstroming door en onder de dijk, de aanwezigheid van leidingen, bebouwing en bomen, en menselijk handelen kunnen invloed hebben op de veiligheid die de dijk kan bieden.

Dit werd ook ingezien door de Commissie Rivierdijken, die in 1977 inzake het bovenrivierengebied advies uitbracht aan de minister van Verkeer en Waterstaat (lit. 8). De Commissie Rivierdijken stelt dat het best zou kunnen dat een dijk in de praktijk het ontwerppeil zeer veilig kan keren, maar dat het aan de andere kant ook niet uitgesloten lijkt dat een dijk bezwijkt bij standen beneden dit peil.

Het probleem dat hier aan het licht komt is, dat er nog geen goed inzicht bestaat in de werkelijke kans op inundatie van een polder.

Gedurende de voortgang van de dijkverbeteringen heeft zich een maatschappelijke ontwikkeling voorgedaan waardoor thans veel meer dan voorheen rekening wordt gehouden met allerlei andere dan waterstaatkundige belangen, via een beleidsanalytische benadering. Dijken moeten voortaan natuurlijk wel voldoende veiligheid blijven bie-

den, maar volgens een geminimaliseerd en uitgekiend ontwerp. Deze eis noopt tot een andere aanpak van het ontwerp. Zo zullen veiligheidsmarges en onzekerheden in een ontwerp zichtbaar gemaakt en tegen elkaar afgewogen moeten worden.

Het is in dit licht niet verwonderlijk dat de Raad van de Waterstaat, naar aanleiding van het rapport van de Commissie Rivierdijken, in een advies aan de minister van Verkeer en Waterstaat als zijn mening uitsprak, dat bezien dient te worden of het mogelijk is te komen tot een maatstaf voor de beveiliging tegen overstromingen, gebaseerd op een risico-analyse van alle betrokken factoren. Om de Minister op zijn verzoek dienaangaande te adviseren werd op 20 maart 1979 de werkgroep 'Probabilistische methode' van de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW) ingesteld.

In deze *Leidraad* wordt met de tot nu toe bereikte resultaten van die werkgroep zoveel mogelijk rekening gehouden. Aan de door hen ontwikkelde probabilistische benaderingsmodellen wordt een praktische invulling gegeven.

Verder wordt gewezen op de voorbereiding van de Wet op de Waterkering; de wet legt vooralsnog de bestaande uitgangspunten vast (art. 3-1), maar opent de mogelijkheid tot nieuwe ontwikkelingen (art. 3-2). Deze *Leidraad* geeft ontwikkelingen aan op weg naar een normering volgens art. 3-2.

Een groot deel van de waterkeringen in het benedenrivierengebied is reeds versterkt op basis van het Deltarapport en de daarin gehanteerde uitgangspunten. Na het opstellen van de ontwerpeisen voor deze *Leidraad*, waarbij wordt uitgegaan van een op dijkringen gebaseerde ontwerpfilosofie, is op grond van berekeningen gebleken dat de dijken gemiddeld even zwaar worden als ze voorheen werden ontworpen. Dit verzekert de continuïteit van het beleid bij de dijkversterkingen in het kader van de Deltawet.

## 2.2 Veiligheid tegen overstroming

### 2.2.1 Veiligheidsniveau

Het te handhaven veiligheidsniveau wordt onder meer afgeleid uit de Deltawet, en is nogmaals vastgelegd in een notitie van de minister van Verkeer en Waterstaat aan de Tweede Kamer (Vergaderjaar 1983-1984, 18106 nrs. 4, 5 en 17).

Zo dienen de primaire waterkeringen voor het vasteland van Zuid-Holland en het eiland IJsselmonde stormvloedstanden te kunnen weerstaan met een overschrijdingsfrequentie van 1:10.000 keer per jaar, ofwel 1% per eeuw. Voor de overige gebieden in Zuid-Holland is de maatgevende overschrijdingsfrequentie vastgesteld op 1:4.000 per jaar of 2½% per eeuw, en voor Alm en Biesbosch op 1:3.000 per jaar, of 3⅓% per eeuw. Figuur 1.1 geeft een overzicht van het benedenrivierengebied, met de dijkringen. Per dijkkring zijn de overschrijdingsfrequenties weergegeven. Voor de bijbehorende waterstanden wordt verwezen naar lit. 22.



(Foto: Rijkswaterstaat)

Noorderdijk Dordrecht langs het Wantij



(Foto: Rijkswaterstaat)

Primaire waterkering in Rotterdam



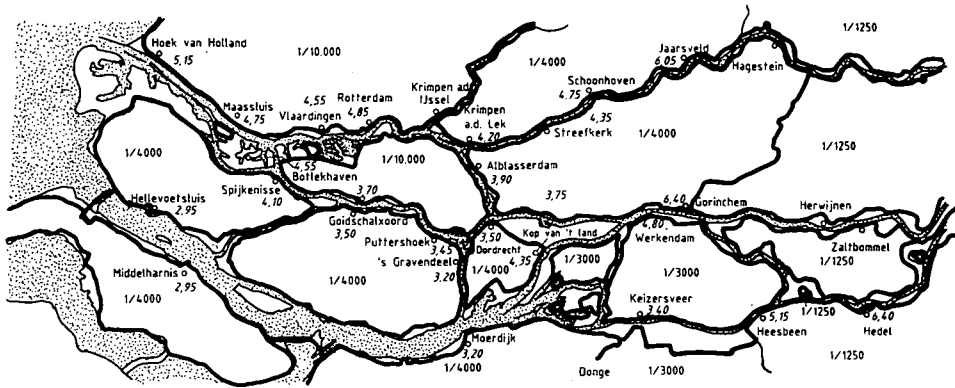
(Foto: Rijkswaterstaat)

Lek bij Schoonhoven



(Foto: Rijkswaterstaat)

Eiland van Dordrecht nabij Kop van 't Land



figuur 1.1

Zoals in het voorgaande is vermeld worden de ontwerpeisen die opgenomen zijn in deze *Leidraad*, voor zover thans mogelijk afgeleid door middel van kans-analyse. Hierbij staat niet de veiligheid van de afzonderlijke dijkvakken, maar van het gehele gebied dat door de waterkeringen wordt beschermd centraal.

### 2.2.2 *Risico-aspecten*

Ter beoordeling van de veiligheid worden de volgende risico-aspecten van waterkeringen in ogenschouw genomen:

- a. overlopen en overslag;
- b. doorbraak als gevolg van:
  1. afschuiving en stabiliteitsverlies,
  2. zandmeevoerende wellen,
  3. micro-instabiliteit, en
  4. erosie van het buitentalud;
- c. bezwijken als gevolg van de aanwezigheid van kunstwerken of van menselijk handelen;
- d. onvoorziene schade, door muskusratten, mollen, aanvaring en dergelijke.

De aspecten a, b1, b2 en c kunnen meer en meer in een probabilistische benadering worden betrokken. Voor de risico-aspecten a en b1 is dit daadwerkelijk toegepast. De overige aspecten zijn in deze *Leidraad* nog deterministisch behandeld.

Om praktische redenen zijn de uitkomsten van de berekeningen, waar nodig, vertaald in belastingfactoren en veiligheids- of schadefactoren (deel 1, par. 9.7). Overeenkomstig par. 2.1 zijn deze factoren zo bepaald dat ze goed aansluiten op de in het verleden

gehanteerde ontwerpmethodiek. Het voordeel van de huidige methode bestaat vooral daarin, dat evenwichtiger kan worden ontworpen, met minder oversterkte, en dat met de omgevingsfactoren optimaal rekening kan worden gehouden.

### 2.2.3 Zeespiegelrijzing

Tot op heden wordt bij het ontwerpen van waterkeringen rekening gehouden met een zeespiegelrijzing van 0,20 m in de komende eeuw; voor een planperiode van 50 jaar is dat dus 0,10 m. Recente ontwikkelingen hebben echter uitgewezen dat de te verwachten rijzing wel eens hoger uit kan gaan vallen. Dit als gevolg van de stijgende temperatuur vanwege de toeneming van het koolzuurgehalte in de atmosfeer, het inmiddels alom bekende broeikaseffect.

Aanpassing van de kruinhoogte en wellicht ook van het profiel van de waterkeringen zal daarom in de toekomst mogelijk eerder plaats moeten vinden dan nu wordt voorzien.

In de onderhavige *Leidraad* wordt echter nog steeds de richtwaarde van 0,20 m per eeuw aangehouden. Terwille van de consistentie in het beleid dient de nu in uitvoering zijnde dijkversterkingsronde in het kader van de Deltawet namelijk te worden voltooid met behoud van dezelfde uitgangspunten. Er bestaan vooralsnog geen dwingende redenen om hiervan af te wijken.

Overigens zijn er ook nog te veel onzekerheden omtrent de eventueel nieuwe waarde voor de zeespiegelrijzing. Immers:

- Tot op heden wordt de versnelde rijzing alleen vermoed, en niet gesteund door waarnemingen: in de gegevens van de kuststations is, rekening houdend met de fluctuaties in de gemiddelde waterstand, nog geen significante afwijking van de oude trend te zien - de rijzing over de afgelopen 10 jaar ligt nog altijd in de orde van 0,02 m. Dit bewijst overigens niet dat de versnelde rijzing van de zee zich inmiddels niet heeft ingezet.
- De invloed van de rijzing op het normale getij is nog niet voldoende gekwantificeerd, hoewel daartoe aanzetten zijn gegeven.
- Het is nog onduidelijk of de versnelde rijzing ook lineair zal doorwerken in de extreem hoge zeestanden. Een temperatuurstijging zal het gehele klimaat beïnvloeden, en dus mogelijk ook de circulatiepatronen. Systematische verschuiving van de depressiebanen en beïnvloeding van de frequenties van depressies kunnen veroorzaken dat de rijzing van het gemiddelde zeeniveau niet gelijk is aan de verhoging van de extreme standen. Om hier inzicht in te verkrijgen is uitgebreid klimatologisch onderzoek vereist.
- Er zijn onzekerheden ten aanzien van de mogelijke veranderingen in het afvoerregime van de Rijn en de Maas ten gevolge van het broeikaseffect; er doen zich trouwens ook veranderingen voor in het stroomgebied als gevolg van wijzigingen in het grondgebruik.
- Bovendien bestaat er onzekerheid over de snelheid van de morfologische aanpassing van de bodem van de benedenrivieren aan het verhoogde zeeniveau.

Verder zal het duidelijk zijn dat de zeespiegelrijzing niet in het hele benedenrivieren-gebied even sterk doorwerkt: verder naar het oosten vermindert geleidelijk de invloed ervan. De effecten van de morfologische aanpassingen ten gevolge van de Deltawerken zijn daar echter juist meer merkbaar dan dicht bij zee.

Gezien al deze interpretatie-onzekerheden wordt aanbevolen voor het gehele gebied 0,10 m aan te houden als richtwaarde voor de planperiode van 50 jaar. Waar mogelijk is het raadzaam bij de dijkontwerpen rekening te houden met verdere verhoging van de waterkering in de toekomst, en nieuwe constructies en bouwwerken te vermijden, die verdere verhoging zouden bemoeilijken.

In moeilijke situaties, zoals in stedelijke gebieden, is een gevoeligheidsanalyse wenselijk om te kunnen afwegen of voorzieningen voor extra verhogingen nu al moeten worden aangebracht, dan wel of ze kunnen worden uitgesteld.

#### 2.2.4 *Indirecte primaire waterkeringen*

Enige dijkringen worden deels beschermd door indirecte primaire waterkeringen, zoals de Diefdijk. Deze keren in normale omstandigheden geen water, omdat er andere primaire waterkeringen vóór liggen. Slechts bij een doorbraak van die voorliggende dijken komt er water tegen deze keringen. De dijkringfrequentie (par. 6.1) wordt dan mede bepaald door de kans op overbelasting van deze indirecte primaire waterkeringen.

In de *Leidraad* is nog geen rekenmethode voor het betrekken van de indirecte keringen in de bepaling van de dijkringfrequentie gegeven. Over de toetsing van de veiligheid vindt thans een studie plaats. Bij het vaststellen van de dijkringfrequentie wordt in deze *Leidraad* de kansbijdrage van de indirecte primaire waterkeringen vooralsnog niet meegenomen.

### 2.3 **Beheer en onderhoud**

Waterkeringen worden vaak gezien als statische objecten, die wanneer ze eenmaal zijn versterkt geen nieuwe gevolgen meer hebben voor de ruimtelijke ontwikkeling. Nader onderzoek en ontwikkelingen in het vakgebied geven echter aanleiding, het keren van water ter bescherming tegen mogelijke consequenties van hoge waterstanden eerder te bezien in procesmatige zin. Achteraf beschouwd levert de historie van de waterkeringen één doorlopende illustratie van de juistheid van dit denkbeeld.

Om het eerder bereikte veiligheidsniveau over langere perioden te handhaven en zonedig te optimaliseren, dient men in de praktijk een aantal consequenties te aanvaarden ter zake van het ruimtelijk gebruik ter plaatse van de waterkeringen en de bijbehorende stabiliteitszones. Daarvoor is een aantal redenen aan te wijzen:

- de relatieve zeespiegelrijzing;
- de bodemdaling van de binnen de waterkering gelegen polder;
- de vaak zeer geringe veiligheidsmarges in het waterkeringsontwerp;

- dijkprofielen van onvoldoende afmetingen of stabiliteit;
- het afnemend bergend vermogen van de rivieren;
- de morfologische en hydrologische ontwikkelingen van de rivieren;
- maatschappelijke en economische ontwikkelingen in het beschouwde gebied.

Van deze factoren zijn de eerste twee niet beïnvloedbaar door het uitvoeren van werken. Uit het bovenstaande vloeit een aantal consequenties voort, waarvan de volgende aspecten worden genoemd.

### 2.3.1 *Ruimtelijke aspecten*

Het met de Deltawerken beoogde veiligheidsniveau zal ook in de toekomst dienen te worden gehandhaafd. Als gevolg van bodemdaling in de polder en rijzing van de zeespiegel moet de waterkering daarom regelmatig worden aangepast aan de nieuwe waterstanden, door verhoging en versterking. Het hieruit voortvloeiende toenemende hoogteverschil tussen de kruin van de dijk en het maaiveld in de polder vermindert de stabiliteit van de waterkering. Als de minimale eis inzake de stabiliteit niet wordt gehaald zullen dus aanpassingen moeten plaatsvinden.

Reeds nu is daarom te voorzien dat in de toekomst verdergaande versterkingen nodig zullen zijn ter handhaving van het veiligheidsniveau.

Voor de uitvoering van dat soort werken is ruimte nodig. Deze ruimte wordt tevens bepaald door de grondmechanische gevolgen van de werkzaamheden: zettingen, horizontale paaldrücken en dergelijke.

Bij de dijkversterkingen dienen zich juist op de plaatsen waar veel bebouwing voorkomt de grootste problemen aan op financieel, sociaal en technisch gebied. Daarom kan men beter niet wachten met het verplaatsen van panden totdat de noodzaak daadwerkelijk aanwezig is. Door ermee te beginnen op een tijdstip wanneer zich daartoe mogelijkheden voordoen, kunnen de gevolgen van de verplaatsing in de tijd worden gespreid, en daardoor minder ernstig worden. Dan kan ook herbouw op enige afstand van de dijk worden overwogen.

Met het oog op toekomstige werken dient zeker de uiterste terughoudendheid in acht worden genomen om ongebreidelde nieuwbouw van panden binnen de keurzone van de waterkering toe te staan. Het vrijhouden van een beheerszone om latere verbetering mogelijk te maken en de mogelijkheid tot onderhoud van de waterkering te waarborgen, is dan ook een van de aanbevelingen van de TAW in de *Leidraad voor ontwerp, beheer en onderhoud van constructies en vreemde objecten in, op en nabij waterkeringen* (lit. 42).

Geconcludeerd moet worden dat in verband met de veiligheid, een primair belang van de hoogste orde, afstemming nodig is van het door de verschillende overheden – provincie, gemeente en waterschap – te voeren beleid, zodat de veiligheid geen geweld wordt aangedaan. Het ruimtelijk beleid dient daarnaast ook op toekomstige dijkverbeteringswerken te worden afgestemd.



In verband hiermee worden in het kader van de toekomstige Wet op de Waterkering provinciale modelverordeningen opgesteld, betreffende het ruimtebeslag van een dijk. Voor de overige ruimtelijke consequenties van dijkverbeteringswerken wordt verwezen naar de Vierde Nota Ruimtelijke Ordening (kamerstuk 20490, nrs. 1 en 2 (lit. 46)), waarbij er in navolging van de T.A.W. voor wordt gepleit om rekening te houden met toekomstige dijkversterkingen. Dit beleid heeft zijn doorwerking in structuur-, streek-, en vooral bestemmingsplannen.

### 2.3.2 *Constructieve aspecten*

De eisen die gesteld moeten worden aan de constructie van hoofdwaterkeringen vloeien voor een groot deel voort uit de hydraulische randvoorwaarden. Daarnaast echter spelen aanlegkosten, mogelijkheden voor onderhoud, inspectie en verdergaande versterking of vervanging van de kering en de daarmee gepaard gaande kosten een rol. Het best voldoet aan bovengenoemde eisen een waterkering die bestaat uit een grondlichaam, vrij van obstakels en vrij van niet functionele objecten. Deze opvatting wordt ondersteund door de leidraden van de TAW. Een waterkering in de vorm van een grondlichaam bestaat in de regel uit klei, of is bekleed met klei en voorzien van een deugdelijke grasmat. Van oudsher beantwoorden zulke constructies altijd aan het gestelde doel – het keren van water – zolang het profiel blijft afgestemd op de hydraulische randvoorwaarden.

Wanneer een waterkering niet meer aan dat criterium voldoet, is het constructief gezien betrekkelijk eenvoudig het grondlichaam weer op de gewenste afmetingen te brengen. Kwalitatief is zo'n waterkering niet tijdgebonden. Vervanging is nimmer nodig. Instandhouding en aanpassing aan gewijzigde normen kunnen op relatief eenvoudige wijze geschieden.

Damwanden en keermuren zijn daarnaast al vaak toegepast als onderdeel van waterkeringen, vooral in stedelijke gebieden waar onvoldoende ruimte aanwezig was.

Rekening houdend met de op een dergelijke constructie werkende krachten is het, technisch, zeer goed mogelijk een constructie van deze soort te ontwerpen die aan de mechanische randvoorwaarden voldoet. Maar dergelijke bouwkundige constructies worden altijd toegepast met de wetenschap dat ze na een bepaalde tijd moeten worden vervangen; het is bekend dat zij veel toezicht vragen en relatief veel onderhoud behoeven.

### 2.3.3 *Beheersaspecten*

Het is de taak van de waterkeringsbeheerder, de waterkeringen blijvend te laten voldoen aan de veiligheidsnorm.

Het is in dit verband van belang vast te stellen over een hoe brede zone de beheersmaatregelen zich dienen uit te strekken. Daartoe dient te worden nagegaan welke gedeelten van wezenlijk belang zijn voor het keren van water onder de maatgevende omstandig-

heden: in elk geval de kruin, de belopen en de in verband met de stabiliteit aangebrachte bermen. Uit grondmechanisch onderzoek blijkt echter dat voor de stabiliteit van de waterkeringen tevens een strook langs de waterkering van wezenlijk belang is, ter breedte van 20 à 30 m op maaiveldniveau. Om het ontstaan van zandmeevoerende wellen tegen te gaan, kunnen plaatselijk zelfs bredere stroken nodig zijn.

Naast deze zone, die in feite functioneert als onderdeel van de waterkering, is verder nog een beschermstrook van belang, waar ten aanzien van bepaalde processen, zoals ontgrondingen, een terughoudend beleid moet worden gevoerd in verband met uitstralingseffecten.

De zones van de waterkering en de beschermstrook zijn opgenomen in de leggers of keuren van de waterschappen. Meestal is voor de waterkering een strook grond nodig van 30 à 35 m langs beide zijden van de kruin. De beschermzones zijn 20 à 30 m breed. Tenslotte mag men niet voorbijgaan aan het feit dat de aanwezigheid van bebouwing en/of bijzondere constructies in of vlakbij een waterkering ook in technische en beheerstechnische zin problemen oproept (par. 9.5). Dit is bijvoorbeeld het geval bij tuinaanleg, waardoor de erosiebestendigheid afneemt, of wanneer de noodzaak zich voordoet om kabels en leidingen naar een pand te voeren.

## 2.4 Cultuur, natuur en leefmilieu

In het benedenrivierengebied vormen de waterkeringen een belangrijk onderdeel van het woon- en leefmilieu. Meer dan in het bovenrivierengebied is de bebouwing er van oudsher op de dijken geconcentreerd.

De Commissie Rivierdijken heeft uitvoerig aandacht besteed aan de landschappelijke, cultuurhistorische en natuurwetenschappelijke waarden in het bovenrivierengebied (lit. 8). De situatie met betrekking tot deze waarden is in het benedenrivierengebied niet wezenlijk anders. Op grond hiervan wordt geadviseerd bij het dijkontwerp in het benedenrivierengebied eveneens uit te gaan van de aanbevelingen van de Commissie Rivierdijken betreffende natuur, cultuur en landschap. Ook de Raad van de Waterstaat (lit. 20) benadrukt het belang van een goed afgewogen ontwerp voor rivierdijkversterking, waarbij de belangen van cultuur, natuur en landschap zwaar zullen wegen. Een beleidsanalytische studie kan een goede basis voor de besluitvorming leveren.

Nadere informatie over de landschappelijke, cultuurhistorische, biologische en recreatieve betekenis van rivierdijken wordt gegeven in bijlage A3 van het rapport van de Commissie Rivierdijken (lit. 8).

In deze technische *Leidraad* wordt geen oordeel gegeven over de genoemde waarden; de bedoeling van de volgende paragrafen is slechts de betrokkenen een overzicht te geven van de problematiek.

De waardering zal van geval tot geval, in overleg met terzake deskundigen moeten worden vastgesteld. Bij het opstellen van dijkontwerpen dient aan de onderlinge samenhang van waarden grote zorg te worden besteed.

#### 2.4.1 *Woon- en leefmilieu*

De dijken in het benedenriviereengebied hebben vaak de functie van verkeersverbinding en vormen van oudsher een vestigingsplaats van woningen en bedrijfspanden. Doordat nieuwe woongebieden aan het oude dijkdorp vastgebouwd werden is de dijk zich gaan ontwikkelen als centrum, met de daaraan gekoppelde voorzieningen.

Door een niet-planmatig groeiproces heeft de bebouwing vaak een zeer afwisselend karakter, hetgeen bijdraagt aan de positieve beleving van deze woon- en werkomgeving. Bij de eventuele aanpassing van dijktrajecten dient dit aspect in de beschouwing te worden betrokken.

#### 2.4.2 *Landschappelijke waarden*

De dijken in het benedenriviereengebied vormen een integraal onderdeel van het landschap. De samenhang van het landschapselement dijk met zijn directe omgeving van water, oeverlanden, uiterwaarden, rivierduintjes, buitendijkse gronden, bebouwingslinten en -kernen, buitenplaatsen en hofsteden dient als landschappelijk waardevol te worden beschouwd. Daarnaast is een belangrijk kenmerk van het landschap de bloemenrijkdom van de dijkhellingen, sloothellingen, wielen en strangen en uiterwaarden. De combinatie van landschapselementen verschilt van plaats tot plaats; het beeld van het gebied is zeer gevarieerd en elke plaats heeft een eigen identiteit. Deze veelvormigheid geeft er een hoge belevingswaarde aan. Vele landschapselementen zijn uniek vanwege hun flora, fauna of cultuurhistorische betekenis.

De dijken met hun karakteristieke elementen vormen zo een cultuurlandschap dat vrijwel nergens anders wordt aangetroffen. Het is van belang iedere rivierdijkversterking met zoveel zorg uit te voeren, dat schade aan de waardevolle elementen waar mogelijk wordt voorkomen.

#### 2.4.3 *Cultuurhistorische waarden*

In het benedenriviereengebied heeft de aanleg van dijken grote veranderingen teweeg gebracht in het bebouwingspatroon. Aanvankelijk was de bebouwing geconcentreerd op de natuurlijke hoogten, maar de dijken hebben deze functie overgenomen. In de dorpjes langs de rivieren is dan ook veel lintbebouwing op en langs de dijken ontstaan, die tot op de huidige dag min of meer gaaf bewaard is gebleven, en zowel cultuurhistorisch als landschappelijk belangrijk mag worden genoemd.

#### 2.4.4 *Natuurwetenschappelijke waarden*

Van vegetatiekundige betekenis zijn de dijkhellingen en graslanden op de rivierduinen en de bosjes, heggen en zomen op of nabij de dijken. Bovendien zijn de verschillende typen water-, oever- en moerasvegetaties in en langs de dijksloten, strangen en wielen botanisch zeer waardevol.

Door de diversiteit aan begroeiingstypen en het feit dat de uiterwaarden een zelden onderbroken groen lint vormen – bebouwing is in de meeste uiterwaarden uiterst schaars – zijn deze landschappen van eminent belang voor de ecologische infrastructuur. Dit komt ook tot uitdrukking in de rijkdom aan amfibieën. Verder vormen uiterwaarden belangrijke rust- en fourageergebieden voor doortrekkende en overwinterende watervogels.

Bij dijkversterkingswerkzaamheden moet er naar worden gestreefd de diversiteit van de vegetatietypen zoveel mogelijk te handhaven.

#### 2.4.5 *Recreatieve waarden*

Het rivieren-, overgangs- en deltagebied vormt een onderdeel van het recreatieve aanbod. Door de grote vormenrijkdom van landschap en natuur, en de eeuwenoude ontstaansgeschiedenis van dorpen en steden aan en achter de rivierdijken, kan het gebied de recreant een hoge belevingswaarde bieden.

Een aantal toeristische routes voert over de rivierdijken, vanwaar men een steeds wisselend uitzicht heeft op de rivier, de uiterwaarden, de grienden en het weidse polderlandschap met zijn ontginningspatronen. Voorkomen moet worden dat de dijkversterkingen een groot verlies zouden opleveren aan belevingswaarde van het rivierlandschap.

## 2.5 **Kosten**

Bij de afweging van alternatieve oplossingen voor dijkverbeteringen dienen alle directe en indirecte kosten in ogenschouw te worden genomen.

Zo zijn er kosten voor:

- ontwerp;
- grondverwerving;
- aanleg;
- onderhoud;
- beheer;
- reservering voor toekomstige dijkversterking.

In de ontwerpkosten zijn onder meer de kosten begrepen van de beleidsvoorbereiding, de werkvoorbereiding, het grondmechanisch onderzoek, het opstellen van de globale en definitieve plannen voor de verbetering, inclusief eventuele beleidsanalyses, en die voor het opstellen van het bestek.

Voor het voeren van een doelmatig beheer is het gewenst dat de waterschappen hun waterkering in eigendom hebben. Elk waterschap zal er daarom naar streven het voor de dijkversterking benodigde grondoppervlak in eigendom te verwerven.

De kosten van de aanleg bestaan uit de directe bouwkosten, de directiekosten en de kosten voor grondmechanische begeleiding van de uitvoering, vermeerderd met de kosten ten behoeve van derden, zoals aanwonenden en nutsbedrijven.

In de kosten voor onderhoud dient naast het normale onderhoud aan de waterkering, zoals herstel van schade en het maaien van de taluds, eveneens rekening te worden gehouden met de vervanging van bijzondere constructies aan het einde van hun levensduur.

Dijkontwerpen die het mogelijk maken toekomstige dijkversterkingen op een redelijk eenvoudige wijze aan te brengen, verdienen natuurlijk op grond van kosten- en beleidsredenen de voorkeur.

# 3 Ontwerp

## 3.1 Doel en werkwijze

In dit hoofdstuk wordt het ontwerpproces behandeld dat in het benedenrivierengebied wordt toegepast om tot een veilig dijkontwerp te komen. Zoveel mogelijk zal verwezen worden naar de relevante hoofdstukken uit dit deel van de *Leidraad*, en ook zo nodig naar deel 1.

De achtereenvolgende stappen in het ontwerpproces krijgen ieder een eigen paragraaf. Ter wille van de overzichtelijkheid is het raadzaam bij de rapportage van het ontwerp dezelfde volgorde aan te houden. Vanwege de complexiteit van de dijkverzwaringen wordt bij de planvorming gewerkt van grof naar fijn.

Het ruimtebeslag van een dijk wordt bepaald door technische eisen van hoogte en stabiliteit, die te maken hebben met de veiligheid, en door factoren die verband houden met een verantwoord beheer en onderhoud van de dijk. Beslag leggen op ruimte brengt met zich mee, dat ook rekening moet worden gehouden met andere belangen langs de dijk. De te volgen planprocedure valt buiten het bestek van deze *Leidraad*, ook al omdat een en ander voldoende is geregeld in provinciale verordeningen.

Bij het dijkontwerp moet de constructie worden afgestemd op de optredende belastingen. In de huidige ontwerp praktijk wordt in dit verband gesproken over grenstoestanden en faal- of bezwijkmechanismen; de belangrijkste grenstoestanden en bezwijkmechanismen van rivierdijken, waarop het ontwerp en dus ook deze *Leidraad* is gebaseerd, zullen nu worden behandeld.

### 3.1.1 Grenstoestanden

Een dijk verkeert gedurende het overgrootste gedeelte van zijn levensduur in geheel andere omstandigheden dan die waarop hij is ontworpen. Maar het gaat er nu juist om dat de dijk op het moment dat de ontwerpbelasting optreedt, in staat is het water veilig te keren. Hij moet, met andere woorden, voortdurend verkeren in een topconditie die slechts zelden wordt aangesproken. Droogte, neerslag, vorst, menselijke en biologische activiteiten kunnen bedreigend zijn voor een dijk, en zijn daarom mede bepalend voor de veiligheid.

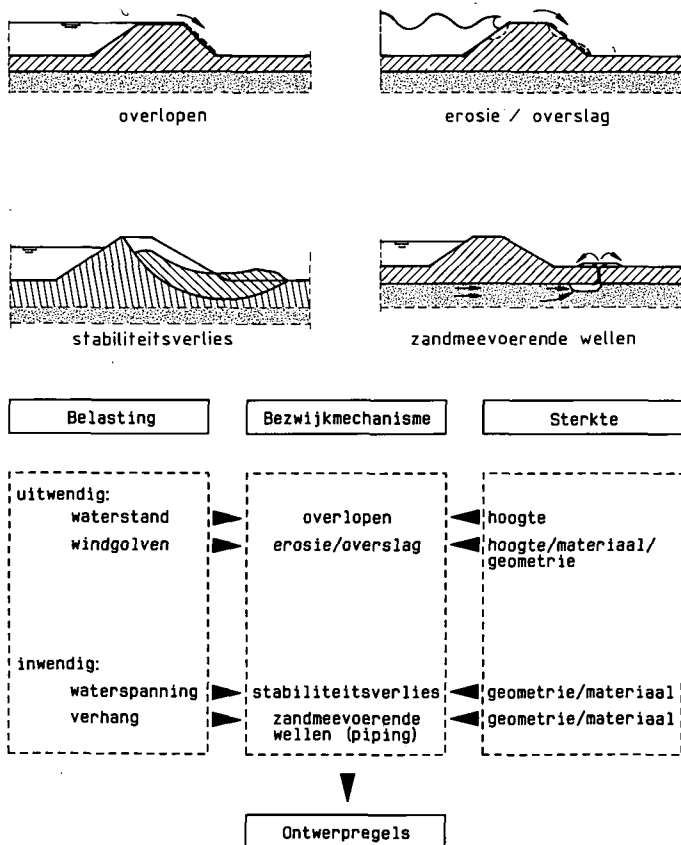
De voornaamste belastingen en bedreigingen zijn:

- waterstand;
- golven;

- weersinvloeden;
- drijvend ijs en vuil;
- biologische invloeden.

Tegenover de belastingen en bedreigingen staat de sterkte van de dijk, die bepaald wordt door de hoogte en de stabiliteit van het dijklichaam. Zodra de belasting ( $B$ ) de sterkte ( $S$ ) overschrijdt, bezwijkt de dijk. De toestand waarin de sterkte van een constructie of een onderdeel daarvan nog juist in evenwicht is met de erop werkende belastingen, wordt grenstoestand genoemd. Voor een veilige constructie geldt, dat

$$S - B \geq 0 \quad \text{of} \quad \frac{S}{B} \geq 1$$



figuur 3.1

Een dijkconstructie kent evenveel grenstoestanden voor bezwijken als bezwijkmechanismen. Als voor alle bezwijkmechanismen de sterkte groter is dan de belasting, dan geldt dit ook voor de constructie als geheel; de dijk is dan veilig.

### 3.1.2 *Bezwijkmechanismen*

De meest relevante bezwijkmechanismen in relatie tot de belastingen en sterkten zijn samengevat in figuur 3.1. Om een veilige dijk te kunnen ontwerpen zijn voor de verschillende bezwijkmechanismen ontwerpregels ontwikkeld, die in deze *Leidraad* worden behandeld, met hun toepassingen.

## 3.2 **Verkenning van de bestaande situatie**

Voordat begonnen kan worden met het ontwerpen van een dijkversterking zal eerst de situatie van en langs de oude dijk moeten worden verkend. De verkenning richt zich op technische, natuurwetenschappelijke, landschappelijke, stedenbouwkundige en cultuurhistorische aspecten. Niet alleen de bestaande dijk, ook de uiterwaard en het binnendijs gebied moeten hierbij betrokken worden.

Veel van de gezochte informatie is te vinden in archieven of af te lezen uit bestaand kaartmateriaal. Daarna volgt de veldverkenning. Onmisbaar bij de veldverkenning, en ook later bij de verwerking van de gegevens, zijn goede situatiekaarten op schaal 1 : 500 of 1 : 1.000, en actuele dwarsprofielen van de dijk op schaal 1 : 100 of 1 : 200. Op karakteristieke punten kan een foto van de bestaande situatie van nut zijn bij het ontwikkelen van de plannen.

Belangrijke aspecten bij de verkenning van het gebied zijn:

- de situatie van rivier, uiterwaard, dijk en binnendijs gebied;
- dwarsprofielen met hoogtematen van de bestaande dijk om de 100 m, bij voorkeur ter plaatse van en genummerd volgens de aanwezige hectometer- of dijkpalen (hmp of dp); daarnaast eveneens de hoogtematen van bijzondere profielen;
- gegevens over de vervorming en zetting van de bestaande kruin en horizontale verplaatsingen die zijn opgetreden na eerdere verhogingen van de dijk;
- de hoogteligging van het binnen- en buitendijkse maaiveld met inbegrip van zomerkaden, oeverwallen, veerdammen en kwelkaden, en van de bodem en de taluds van klei- en zandwinputten, wielen en strangen;
- de samenstelling van het dijklichaam en de geologische opbouw van de ondergrond in voor- en achterland; vooral de dikte en uitgestrektheid van een afdekkend, slecht doorlatend pakket is hierbij van belang;
- de hydrologie van het gebied, met informatie over gemiddelde grondwaterstanden, kwelgebieden, peilbuiswaarnemingen bij hoge en lage rivierstanden, het doorlatend vermogen van de zandondergrond en de weerstand van afdekkende pakketten;
- de waterkerende hoogte en gegevens omtrent fundering, constructie en kwelschermen van in de dijk aanwezige duikers, sluizen en gemalen;



- de aanwezige bebouwing, kabels en leidingen, met gegevens over hun constructie en hoogteligging in de dijk;
- een inventarisatie van landschappelijke, cultuurhistorische en natuurwetenschappelijke waarden langs de dijk;
- de toestand van grastaluds, oever- en dijkbekledingen.

### 3.3 Toetsing en globaal plan

Het ontwerpproces begint met het opzetten van een globaal plan. Een globaal plan is allereerst bedoeld om het waterkerend vermogen van de bestaande dijk te toetsen. Vervolgens worden het te volgen tracé en het ruimtebeslag van de dijkverzwaring vastgesteld, om de consequenties van de dijkverzwaring zichtbaar te maken en situaties met conflicterende belangen tijdig te onderkennen. Zo nodig worden er alternatieven opgesteld, waaruit na afweging van belangen een verantwoorde keuze kan worden gemaakt.

Bij de afweging van alternatieven waarbij grote belangen op het spel staan, wordt gebruik gemaakt van een beleidsanalytische benadering. Langs deze weg worden de belangen in onderling verband zichtbaar gemaakt, waardoor de keuze uit de alternatieven goed kan worden onderbouwd (lit. 16).

#### 3.3.1 Toetsing van de bestaande toestand

In de fase van het globale plan zijn de hydraulische randvoorwaarden reeds beschikbaar.

De dijktafelhoogte kan worden afgeleid uit de opgelegde en de gekozen uitgangspunten. Deze nieuwe dijktafelhoogte kan voor enkele kenmerkende dijkvakken worden bepaald met behulp van de belastinggevallen- of de frequentiemethode (hoofdstuk 6). De noodzakelijke verhoging van de kruin volgt uit een vergelijking van de bestaande kruinhoogte met de berekende nieuwe dijktafelhoogte.

De stabiliteit wordt onderzocht bij een voor het betreffende dijkvak vastgesteld ontwerppeil (hoofdstuk 5). Daarnaast moet de waterkering worden getoetst op het gevaar van interne erosie en/of zandmeevoerende wellen (deel 1, par. 11.5). Voor de stabiliteit spelen met name naast de samenstelling en eigenschappen van dijk en ondergrond ook de erin optredende maximale waterspanningen een belangrijke rol. Om aan deze gegevens te komen moet grondonderzoek worden uitgevoerd (deel 1, hoofdstuk 9). De sterkteparameters van dijk en ondergrond kunnen uit grondmonsters in het laboratorium worden bepaald, maar in deze fase van het onderzoek kan, indien voorhanden, ook gebruik worden gemaakt van proevenverzamelingen van grondparameters (par. 7.5.2). Aan de hand van globale berekeningen kan veelal een schatting worden gemaakt van de te verwachten waterspanningen in en onder de dijk (hoofdstuk 7):

### 3.3.2 *Globaal plan*

De uitgangspunten voor de afmetingen van het globale ontwerpprofiel – zoals taludhelling, hoogte en breedte van de berm – kunnen worden vastgesteld volgens paragraaf 3.2 van deel 1.

Dit globale ontwerpprofiel wordt door middel van stabiliteitsberekeningen volgens cirkelvormige glijvlakken gecontroleerd (par. 7.4) en zo nodig aangepast. Op deze wijze wordt de noodzaak en de omvang van de versterking bepaald voor enkele kenmerkende dwarsprofielen.

Naast stabiliteitsoverwegingen kunnen dikwijls ook andere aspecten aanleiding geven tot wijziging van de vorm en opbouw van de dijk, zoals aantasting van het buitentalud, sterke kwel door de dijk en moeilijk onderhoud.

De resultaten van grondonderzoek en stabiliteitsberekeningen worden in een grondtechnisch rapport samengevat.

### 3.3.3 *Tracébepaling*

Het globale ontwerp zal al een vrij betrouwbare indruk moeten geven van het ruimtebeslag van de nieuwe dijk en van de te verwachten knelpunten met betrekking tot de bebouwing en de landschappelijke, cultuurhistorische en natuurwetenschappelijke waarden die in het geding zijn. Met behulp van de globale ontwerpprofielen wordt het ruimtebeslag per dijkvak vastgesteld. De lengte van een dijkvak wordt bepaald door de ligging en de geometrie van de dijk, en door de samenstelling en eigenschappen van de ondergrond. Een dijkvak kan van enkele tientallen meters tot honderden meters lang zijn. Komen bepaalde belangen in de verdrinking, dan wordt veelal meteen ook een alternatief aangegeven, om daarmee te kunnen laten zien wat de gevolgen zouden zijn van het behouden van die belangen.

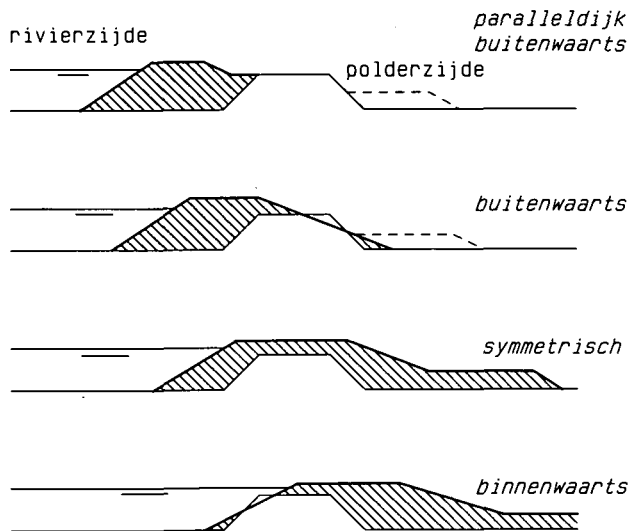
In de praktijk wordt voor de versterking van een bestaande dijk vaak gekozen uit enkele gangbare principemogelijkheden (fig. 3.2). Ook kan verlegging van het tracé noodzakelijk zijn, zodat de dijk een geheel nieuw binnen- dan wel buitendijks tracé gaat volgen. Gezien het veelvuldig voorkomen van slappe grondlagen in het benedenrivierengebied, verdient de symmetrische versterking de voorkeur, omdat hierbij optimaal gebruik wordt gemaakt van de reeds geconsolideerde dijk met ondergrond.

Als er dan een keuze is gemaakt ten aanzien van het principe van de dijkversterking en het te volgen tracé kan het ontwerp verder worden uitgewerkt.

## 3.4 **Berekening van de dijktafelhoogte**

### 3.4.1 *Hydraulische randvoorwaarden*

De hydraulische randvoorwaarden bestaan uit de waterstand, de golfaanval, de stroming langs de waterkering en het (grond)waterpeil binnendijks.



figuur 3.2

De grondwaterspanningen die in de stabiliteitsberekeningen als belasting optreden zijn mede een gevolg van de uitwendige hydraulische belasting. In het bijzonder zijn de duur en het verloop van de hoogwatertop van belang, bijvoorbeeld een snelle val na de hoogste waterstand (par. 5.2.1).

#### 3.4.1.1 Waterstand

De waterstanden worden beïnvloed door stormvloed op zee en tevens door hoge rivierafvoeren. Voor de bepaling van een waterstand op een willekeurige plaats in dat gebied wordt gewerkt met zogenaamde evenstandslijnen (par. 5.2). De bepaling van de overschrijdingsfrequenties van waterstanden met behulp van statistische gegevens wordt, voor het benedenrivierengebied, behandeld in par. 5.2. Er is een belangrijk verschil met de werkwijze in het bovenrivierengebied, omdat daar de waterstand niet afhankelijk is van de wind. De afhankelijkheid neemt toe naarmate de invloed van stormvloed op zee groter is, dus in de richting van Hoek van Holland.

Een andere complicatie vormt het feit dat er een gebied is waar de afvoer van de Rijn en die van de Maas beide van invloed zijn.

Voor de bepaling van de kruinhoogten dienen op de aldus verkregen waterstanden toeslagen te worden berekend voor de zeespiegelrijzing (par. 2.3.2), de opwaaiing (par. 5.4.1), en voor buistoten en bui-oscillaties (par. 5.4.2).

De opwaaiing op de rivierarmen bij een stormvloed op de Noordzee is verdisconteerd in de evenstandslijnen en de daarmee bepaalde waterstanden. Lokale opwaaiingseffecten dienen nog wel te worden onderzocht.

Buistoten en bui-oscillaties, kortdurende variaties in de waterstand met een periode tussen 1 en 45 minuten, zijn alleen van belang voor de eerste 20 km vanaf de zee. De op deze wijze bepaalde waterstanden zijn geheel verwerkt in de in hoofdstuk 6 gegeven methode voor het bepalen van de kruinhoogte; per dijkkring wordt daarbij de invloed van waterstand, wind en golven gecombineerd.

Reeds eerder zijn, in principe op de hiervoor beschreven wijze, per kilometerraai en in de as van de rivier, ontwerppeilen bepaald en vervolgens door de Minister vastgesteld (lit. 22). Hierbij is uitgegaan van de in par. 2.2 vermelde overschrijdingsfrequenties. Enkele ontwerppeilen zijn weergegeven in figuur 1.1. Op deze peilen, vermeerderd met de vermelde toeslagen, wordt de minimaal aan te houden kruinhoogte gebaseerd (par. 6.1).

De waterstanden die van belang zijn voor de grondwaterspanningen en de stabiliteitsberekeningen kunnen worden bepaald aan de hand van de bekende ontwerppeilen (par. 5.2.1) vermeerderd met een toeslag voor de zeespiegelrijzing, en van het waterstandsverloop zoals beschreven in par. 5.2.1.

#### 3.4.1.2 Golfaanval

Omdat over de golfaanval op de waterkeringen in het beschouwde gebied geen statistische gegevens bestaan wordt uitgegaan van de beschikbare windgegevens. Volgens de in par. 5.3.2 gegeven methoden kunnen de golfhoogte en de golfperiode worden afgeleid uit de windsnelheid, de strijklengte en de waterdiepte. De te gebruiken windstatistiek is gebaseerd op lit. 56 en wordt beschreven in par. 5.3.1.

In par. 6.2 wordt meer in detail beschreven hoe de golfbelasting wordt verdisconteerd in de kruinhoogte. Men bedenke echter wel: alvorens de windgolven te berekenen moeten bij het vaststellen van de waterdiepte de toeslagen voor zeespiegelrijzing (par. 6.1), lokale windopzet en bui-oscillaties en buistoten nabij zee (par. 5.4) worden verdisconteerd.

#### 3.4.1.3 Stroming langs de waterkering

In een aantal gevallen zal de stroming langs de waterkering van belang kunnen zijn. In voorkomende gevallen wordt aanbevolen contact op te nemen met de rivierbeheerder. Enige aanvullende opmerkingen hierover vindt men in par. 5.1.

#### 3.4.1.4 Waterpeil binnendijks

Hiervoor kan in het benedenrivierengebied het gebruikelijke polderpeil worden genomen; bij langdurige neerslag wordt een verhoging in rekening gebracht volgens par. 7.3.



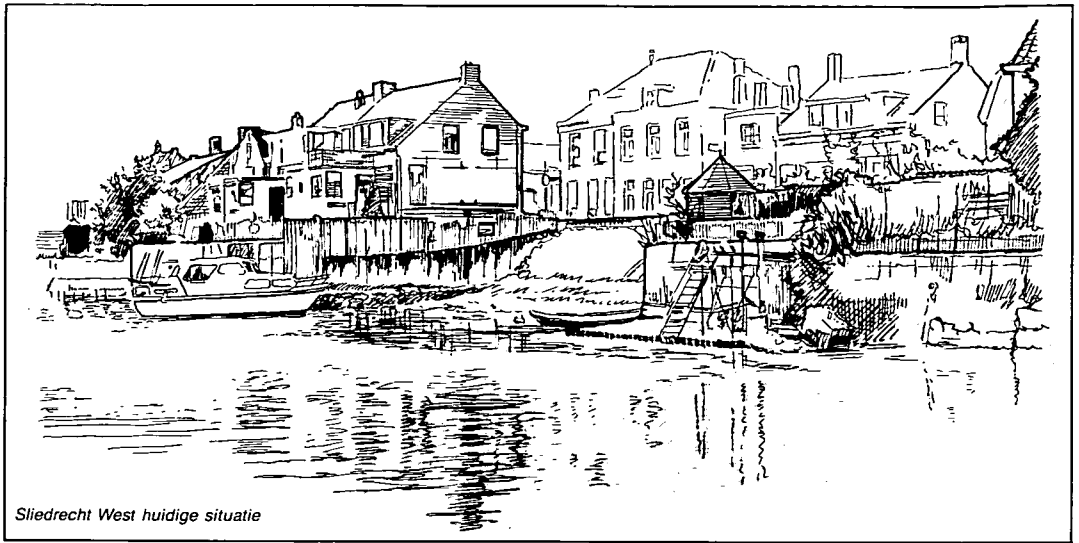
(Foto: Rijkswaterstaat)

Rechter Maasdijk Alm en Biesbosch

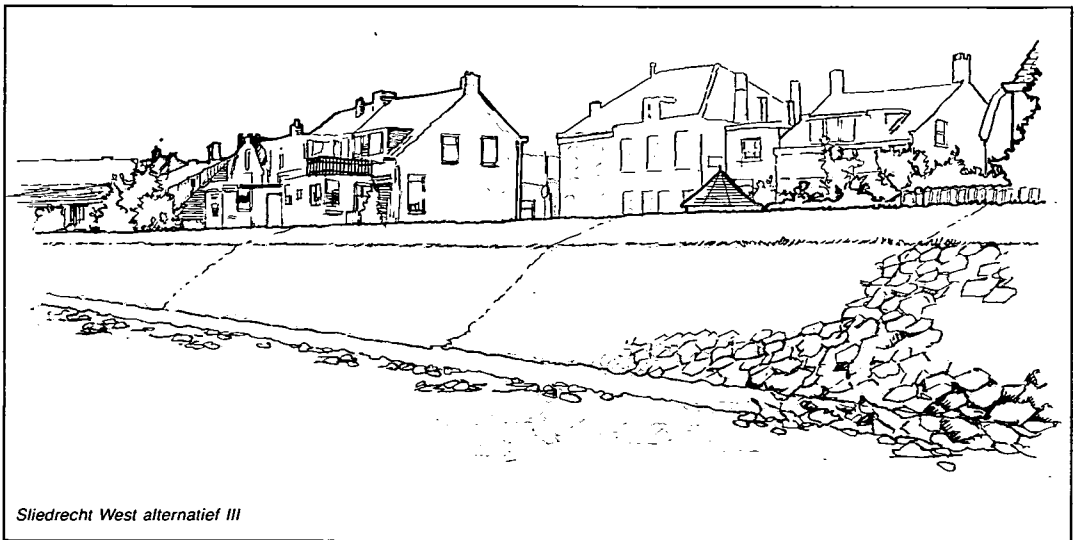


(Foto: Rijkswaterstaat)

Lekdijk bij Streefkerk



*Sliedrecht West huidige situatie*



*Sliedrecht West alternatief III*

(Bron: Lit. 17)

Mogelijke oplossing voor dijkversterking te Sliedrecht

### 3.4.2 *Bepaling van de kruinhoogte*

De berekening van de kruinhoogte wordt gebaseerd op een statistische vergelijking van de uitwendige hydraulische belasting met de sterkte waarvoor de kruinhoogte representatief wordt geacht, eventueel aangevuld met kwaliteitseisen ten aanzien van de erosiebestendigheid van de kruin en het binnentalud. Bij deze vergelijking wordt een norm gesteld voor de kans dat de hydraulische belasting, in de vorm van de hoeveelheid overslaand water, een toelaatbare waarde overschrijdt. Dit wordt de kans op overbelasting genoemd.

De kans op overbelasting geldt voor een dijkkring als geheel. Deze waarde, de dijkkringfrequentie, wordt voor het benedenrivierengebied gelijk genomen aan de overschrijdingsfrequentie voor de ontwerpwaterstand zoals die inmiddels in Kamerstukken ter voorbereiding van de Wet op de Waterkering is vastgelegd (lit. 47, nr. 17). De per dijkkring aan te houden waarden worden gegeven in par. 2.2 en in figuur 1.1.

Van overbelasting wordt gesproken als de gemiddelde hoeveelheid golfoverslag, volgens de gegeven berekeningsmethode, groter is dan voor het dijkvak toelaatbaar wordt geacht. Dit kan, afhankelijk van de omstandigheden ter plaatse, meer zijn dan 10, 1 of 0,1 liter per seconde per strekkende meter dijk lengte. Bij die criteria worden de dijken nog voldoende veilig geacht.

Welke van deze drie waarden van toepassing is hangt af van de mate waarin de kruin en het binnentalud bestand zijn tegen erosie en tegen oppervlakkige afschuiving. Het verdient aanbeveling de kruinhoogte in eerste instantie te baseren op een overslagdebiet van 0,1 liter per seconde per strekkende meter dijk. De dijk is dan praktisch vrij van overslag, zodat men geen speciale eisen hoeft te stellen aan de erosiebestendigheid. Waar deze benadering op bezwaren stuit, omdat de dijkhoogte dan wel het ruimtebeslag te zeer toenemen, kan overwogen worden meer golfoverslag toe te laten. Maar dan moeten er extra eisen worden gesteld aan de erosiebestendigheid (par. 3.7.2).

Als dijktafelhoogten moeten worden aangehouden: die kruinhoogten waarbij over de hele dijkkring juist wordt voldaan aan het criterium voor overbelasting door overslag, rekening houdend met de zeespiegelrijzing (par. 6.4), lokale opwaaiing (par. 5.4) en buistoten en -oscillaties (par. 5.4). Dijktafelhoogten dienen daarnaast minimaal 0,50 m hoger te zijn dan het ontwerppeil plus zeespiegelrijzing.

Om de kans op overbelasting langs een hele dijkkring te kunnen berekenen, rekening houdend met de geometrie en de overslagnorm van elk dijkvak en bij alle combinaties van waterstand te Hoek van Holland, Rijnafoer te Lobith, Maasafvoer te Lith, windrichting en windsnelheid, is een toetsingsmodel ontwikkeld (par. 6.3.2). In dit toetsingsmodel dienen de geometrie en dus ook de kruinhoogte van elk dijkvak in de dijkkring als bekend te worden ingevoerd. Een dergelijke berekening is zonder computer niet uitvoerbaar.

Om voor een enkel dijkvak de vereiste kruinhoogte te kunnen uitrekenen, zijn twee methoden ontwikkeld met resultaten die in het toetsingsmodel in het algemeen goed blijken te voldoen:

- de belastinggevallenmethode (par. 6.3.3) en
- de frequentiemethode (par 6.3.4).

Als er in bijzondere gevallen onzekerheid bestaat over de nauwkeurigheid of geldigheid van een van de ontwerpmethoden, dan wordt het toetsingsmodel geacht daarover uitsluitel te kunnen geven.

De aanleghoogte van de dijk wordt tenslotte verkregen door aan de dijktafelhoogte een overhoogte voor zetting en klink toe te voegen (par. 8.1 en 8.2).

Als de besluitvorming rond is over de sluitingsstrategie van de stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg, en in verband daarmee de betrokken dijkkringfrequenties, zullen de randvoorwaarden voor de ontwerpmethoden en het toetsingsmodel moeten worden aangepast (par. 6.3.5).

Computerprogramma's van het toetsingsmodel, de belastinggevallen- en de frequentiemethode zijn voor de gebruikers van de *Leidraad* verkrijgbaar (lit. 18 en 32).

### 3.5 Grondmechanisch onderzoek, waterspanningen en overige belastingen

In de volgende paragrafen wordt enige bekendheid verondersteld ten aanzien van de veiligheidsbenadering bij het berekenen van grondmechanische sterkte en belasting. De ontwerpwaarden waarmee gewerkt wordt volgen met inachtneming van partiële veiligheidsfactoren uit de karakteristieke waarden. In hoofdstuk 6 van deel 1 worden deze begrippen verklaard.

#### 3.5.1 Grondonderzoek

Het grondonderzoek begint zoals gezegd vaak al in de globale planfase. Zodra het te volgen tracé is vastgesteld wordt het grondonderzoek gecompleteerd, om het ontwerp nader te kunnen uitwerken. Voor een overzicht van het grondmechanisch onderzoek wordt verwezen naar deel 1, par. 3.4 en hoofdstuk 9.

In het benedenrivierengebied verdienen de slappe klei- en/of veenlagen extra aandacht, en dan met name de dikte en de schuifsterkte van deze lagen (par. 7.2).

Als aanvulling op deel 1 wordt in par. 7.3.1.1 vermeld op welke wijze tijdsafhankelijke geohydrologische parameters uit peilbuiswaarnemingen kunnen worden bepaald; deze methode is in bijlage 12 uitgewerkt.

Voor het bepalen van de karakteristieke waarden en de ontwerpwaarden voor grondparameters wordt aanbevolen uit te gaan van proevenverzamelingen (par. 7.5.2). Daarbij worden de resultaten van proeven met monsters die gestoken zijn uit dezelfde formatie, bij elkaar genomen en statistisch bewerkt. Een verdere aanbeveling is, de resultaten van cel- of triaxiaalproeven niet eerst om te rekenen naar wrijvingshoek en cohesie, maar de gevonden schuifsterkte per spanningsniveau rechtstreeks in te voeren in de proevenverzameling.

Uit de karakteristieke waarden volgen de ontwerpwaarden na bewerking met de materiaalfactor  $\gamma_m$ . Welke waarden van  $\gamma_m$  moeten worden aangehouden bij verschillende grondsoorten en grondeigenschappen en bij verschillende beproevingsmethoden, is te vinden in par. 7.5.3.



### 3.5.2 Grondwaterspanningen

De stabiliteit van het dijklichaam is vooral afhankelijk van de waterspanningen en stijghoogten in en onder de dijk gedurende ontwerpbelastingen. In deel I zijn hiervoor analytische benaderingen aangereikt, uitgaande van stationaire grondwaterstromingen. In het benedenrivierengebied is de duur van de hoogwaterstand ten opzichte van de consolidatietijd van de slappe lagen kort, en komt een stationaire stroming in het algemeen niet tot ontwikkeling. Er mag dus gerekend worden met een niet-stationaire grondwaterstroming.

De waterspanningen kunnen toenemen door:

- hoogwaterstanden;
- extreme neerslag;
- ophogingen.

De ontwerpwaterspanningen die de stabiliteit van het dijklichaam bepalen, kunnen opgebouwd zijn uit alle drie genoemde effecten.

Bij hoge waterstanden lopen de waterspanningen op in het watervoerende pakket en in het slappe-lagenpakket daarboven.

De bepaling van de waterspanningen wordt behandeld in par. 7.3 en in de bijlagen 12 en 13. In eerste instantie moeten de gemiddelde waterspanningen in het watervoerend pakket en de afdekkende lagen worden berekend (deel I – appendix B). Voor wat betreft de rivierwaterstand wordt bij het berekenen van de uiteindelijke stabiliteit uitgegaan van het ontwerppeil, rekening houdend met het in par. 5.2.1 beschreven verloop van de waterstand. Dit verloop kan direct worden ingevoerd als randvoorwaarde in een daartoe geschikt computerprogramma, maar kan ook goed worden benaderd door een sommatie van een sinusvormig hoogwater, stormvloed en getijgolf.

Verder worden er twee situaties onderscheiden: een dijk zonder voorland en een dijk met voorland (bijlage 12). Met de aanwezigheid van een waterremmende sliblaag op de rivierbodem mag rekening worden gehouden als de aanwezigheid ervan door onderzoek is aangetoond en de bestendigheid ervan bij ontwerpomstandigheden is verzekerd (par. 7.3.1.1).

Ook is aandacht nodig voor het fenomeen 'opdrijven'. De berekende opwaartse waterdruk kan namelijk het gewicht van het afdekkend pakket nooit overschrijden; hierop moet de berekende waterspanning telkens worden gecontroleerd. De lengte waarover het 'opdrijven' plaats kan vinden, is afhankelijk van de hoogte en de duur van het hoge water. De opdrijf lengte kan worden berekend volgens bijlage 13.

Bij het berekenen van het waterspanningsverloop in het slappe-lagenpakket wordt uitgegaan van de actuele situatie, die meestal niet hydrostatisch is. Bij het berekenen van veranderingen in het waterspanningsverloop wordt uitgegaan van consolidatiecoëfficiënten op basis van zwelconstanten (bijlage 12).

In de berekeningen worden ontwerpwaarden voor de geometrische, de grondmechanische en de hydrologische parameters ingevoerd. De berekende stijghoogten en waterspanningen zijn dus als ontwerpwaarden te beschouwen.

Als gevolg van neerslag stijgt het freatisch vlak in de polder, en ook in de dijk (par. 7.3.2). De waterspanningen in slappe, samendrukbare lagen nemen ook toe ten gevolge van de grondaanvullingen van de dijkverzwaring. Het consolidatieverloop, ofwel het verloop van de wateroverspanningen, wordt bepaald volgens par. 7.3.3. Verloopt de consolidatie te traag, zodat de uitvoeringsperiode te lang zou worden, dan kan het toepassen van verticale drains of een ander middel om de consolidatie te versnellen een oplossing bieden. De berekening van het effect van verticale drains is in bijlage 14 beschreven. Bij de uiteindelijke stabiliteit spelen wateroverspanningen ten gevolge van grondaanvullingen geen rol meer.

Bij de bepaling van de stabiliteit tijdens de uitvoering daarentegen dienen de effecten van verhoogde waterstand en van wateroverspanningen ten gevolge van nieuwe en eerdere ophogingen beide in rekening te worden gebracht. Bij deze berekening wordt als rivierwaterstand een waterstand gehanteerd die 0,5 m lager is dan de laagste kruinhoogte in de dijkkring aan het begin van de versterkingsronde, rekening houdend met het bij die waterstand op de rivier optredende verhang.

### 3.5.3 Overige belastingen

Behalve de behandelde hydraulische belastingen is er nog een aantal waaraan aandacht dient te worden besteed, afhankelijk van de situatie.

Al deze gevallen worden besproken in deel 1 van deze *Leidraad*:

- windbelasting via constructies in par. 7.2.3;
- verkeersbelasting in par. 7.3;
- belasting door eigen gewicht in par. 7.4;
- aanvaringen in par. 7.5;
- explosies in par. 7.5;
- drijvend vuil en ijs in par. 7.5;
- biologische invloeden in par. 7.5.

### 3.5.4 Interne erosie en zandmeevoerende wellen

Hiervoor wordt verwezen naar deel 1, par. 3.6.4 en 11.5.

Naar zandmeevoerende wellen is de laatste jaren veel onderzoek verricht (lit. 36). De komende jaren zullen de nieuwe inzichten uitgebreid worden getoetst aan de hand van laboratoriumproeven, literatuurgegevens en metingen in de natuur. Tot het moment dat die studie is afgerond wordt aanbevolen de in deel 1 gegeven ontwerpregels toe te passen.

## 3.6 Stabiliteitsberekeningen

Hoe een berekening voor de stabiliteitscontrole van de taluds wordt opgezet, is beschreven in par. 7.4. Wanneer er geen dikke slappe lagen achter de dijk liggen en er

ook geen bebouwing aanwezig is, levert een berekening volgens deel 1 altijd een veilig ontwerp op. Maar veelal zijn er omstandigheden in het benedenrivierengebied die het nodig maken van die opzet af te wijken:

- de relatief korte duur van de hoge waterstanden, waardoor niet-stationaire grondwaterberekeningen mogen worden gehanteerd;
- de aanwezigheid van een dikker slappe-lagenpakket met vaak een heel laag korrelspanningsniveau, waardoor het vrij snel tot 'opdrijven' komt.

Bij dikke slappe lagen onder en naast de dijk kan het door de toegenomen waterspanningen verstoorde evenwicht pas na enige vervorming worden hersteld, omdat hiervoor de schuifsterkte van de slappe lagen buiten de bermen moet worden aangesproken. In de stabiliteitsbeschouwing moet derhalve ook voldoende aandacht worden besteed aan de bij het evenwicht behorende vervormingen.

Met voldoende zware en brede bermen kan bereikt worden dat de schuifweerstand onder de berm ook bij hoge waterstanden niet beneden de grenswaarde van evenwicht daalt. In dat geval spelen de buiten de berm gelegen slappe lagen voor de stabiliteit een ondergeschikte rol. Een dik afdekkend pakket, zoals we in het benedenrivierengebied vaak aantreffen, zorgt onder het dijklichaam voor spreiding van de spanning. Bij de bepaling van het gewicht van de berm dat nodig is om opdrukken te voorkomen, is het gewenst die spanningsspreiding in rekening te brengen (deel 1, par. 11.2 en bijlage 14). De beste manier om de vervormingen in de stabiliteitsberekening te betrekken is toepassing van de methode der eindige-elementen met een elasto-plastisch grondmodel (par. 7.4).

Deze methodiek is met name aan te bevelen langs dijkvakken waar de ruimte voor een dijkverbetering beperkt is. In gevallen met een beperkte ruimte kan ook gebruik worden gemaakt van een andere praktische methode, die van de glijvlakmethode is afgeleid en onder de naam drukstaafmethode bekend staat (par. 7.4.1 en 7.4.2).

De waterspanningen en grondparameters worden als ontwerpwaarden volgens hoofdstuk 7 en par. 3.4.1 en 3.4.2 ingevoerd.

De verkeersbelasting op de kruin wordt in rekening gebracht volgens deel 1, par. 7.3.

De veiligheid tegen afschuiven wordt gecontroleerd door de ontwerpwaarde van de sterkte  $S_d$  te vergelijken met de ontwerpwaarde van de belasting  $B_d$ .

De stabiliteitsfactor  $\gamma$  moet voor het ontwerpprofiel onder alle omstandigheden minstens gelijk zijn aan 1, zodat

$$\gamma = \frac{S_d}{B_d} \geq 1$$

De hierbij te hanteren partiële veiligheidsfactoren, ter verzekering van de stabiliteit zowel in de eindfase als gedurende de uitvoering, worden in de volgende paragrafen behandeld.

### 3.6.1 *Stabiliteit in de eindfase*

Voor de berekening van de stabiliteit van het dijklichaam wordt uitgegaan van de in par. 7.5 vermelde partiële factoren voor de vaststelling van de ontwerpwaarden, en van de daar vermelde schade- en gevoeligheidsfactoren. De schadefactoren zijn voor buiten- en binnentalud gelijk (par. 7.5.6.).

Voor de stabiliteit van het binnentalud is òf het ontwerppeil òf extreme neerslag bepalend (hoofdstuk 7.3). De toestand die bepalend is voor het binnentalud treedt op bij vallend rivierwater en een na-ijlend waterspanningsbeeld in de dijk. Bij de dijken in het benedenrivierengebied kan men voor het stormvloedtaandeel het beste uitgaan van de situatie na een val van één dag. Voor elke locatie langs de rivier kan de verdere waterstandsverlaging bepaald worden uit de vorm van de hoogwatergolf (par. 5.2.1). Het daarbij optredende waterspanningsbeeld in dijk en ondergrond kan bij een kleidijk en afdekkende kleilagen op een zandondergrond het best worden benaderd door uit te gaan van de aannamen van deel 1, par. 3.6.4.

Indien de stabiliteit van het dijklichaam binnen of buiten onvoldoende is, kan het talud worden verflauwd, of kan worden overwogen een berm aan te brengen, dan wel die te verhogen of te verlengen.

### 3.6.2 *Stabiliteit tijdens de uitvoering*

Ten aanzien van de veiligheid van een waterkering tijdens de uitvoering van een dijkverbetering is ten opzichte van deel 1 een aanvullende eis gesteld: de veiligheid tegen doorbraak als gevolg van een afschuiving gedurende de uitvoeringsfase mag niet lager zijn dan de veiligheid die de bestaande dijk bood voordat hij werd verbeterd. De stabiliteit wordt berekend bij een waterstand zoals in par. 7.4.3 is aangegeven.

Voor het overige kan dezelfde berekeningsmethodiek worden toegepast als die voor de eindsituatie (par. 7.4.3), met dien verstande dat in deze situatie ook gebruik kan worden gemaakt van een analyse op basis van de ongedraineerde schuifsterkte (par. 7.2).

Voor het bepalen van de stabiliteit tijdens de uitvoering mag een schadefactor  $\gamma_n = 1$  worden aangehouden.

## 3.7 **Principe-ontwerp van representatieve dwarsprofielen**

Het principe-ontwerp gaat gepaard met een voortdurende afweging en terugkoppeling tussen tracékeuze, materiaalkeuze, geometrie van het profiel en toetsing met behulp van stabiliteitsberekeningen.

Eerst worden op grond van het globale plan representatieve dijkvakken en dwarsprofielen vastgesteld, en een keuze gemaakt ten aanzien van de dijkspecie: klei of zand. Deze keuze is behalve voor de stabiliteit met name ook bepalend voor de waterdichtheid en de erosiebestendigheid van het dijklichaam.

### 3.7.1 *Waterdichtheid*

Het streven is om dijken zo waterdicht mogelijk te ontwerpen, teneinde de waterspanningen en de stijghoogten van het water in de dijk te beperken, en ook de hoeveelheid water die uit het binnentalud treedt. Voor de constructieve eisen wordt verwezen naar par. 10.4, en naar deel 1, par. 3.6.2.

### 3.7.2 *Erosiebestendigheid en bekleding*

Er moet hier onderscheid worden gemaakt tussen buiten- en binnentaluds. Voor het buitentalud is de aanval door golven en stroming maatgevend. Als die aanval niet erg hevig en langdurig is, kan worden volstaan met een goede grasmat op erosiebestendige klei in combinatie met een aangepaste taludhelling (par. 10.4 en deel 1, par. 12.1.5). In het benedenrivierengebied is vaak al een harde bekleding aanwezig op plaatsen waar de ervaring heeft geleerd dat een grasmat onvoldoende bescherming biedt. Wordt de dijk daar naar buiten versterkt, dan is het aan te bevelen op het nieuwe talud ook een harde bekleding te ontwerpen. Voor de keuze en de dimensionering daarvan wordt verwezen naar de leidraden voor dijkbekledingen (lit. 39). Ook op veelvuldig belopen taluds, zoals in steden en dorpen, is vaak een harde bekleding gewenst.

De bepalende belasting voor de kruin en het binnentalud is de hoeveelheid over- en afstromend water. Voor overslagdebieten in samenhang met het in de kruin verwerkte materiaal wordt verwezen naar deel 1, par. 3.6.3.

### 3.7.3 *Ontwerpprofiel*

De geometrie van het dijklichaam wordt bepaald door kruinhoogte, kruinbreedte, helling en ruwheid van de taluds, door breedte en hoogte van de steunbermen en door de gekozen dijkmaterialen.

Na vaststelling van de dijktafelhoogte volgt de bepaling van de afmetingen van de dijk. Die zijn met name afhankelijk van de ontwerpregels ten aanzien van interne erosie en stabiliteit.

Als gevaar voor zandmeevoerende wellen en interne erosie aanwezig is worden eerst de afmetingen van de steunbermen vastgesteld, in verband met deze mechanismen (deel 1, par. 11.5); daarna volgt de stabiliteitsanalyse. Deze volgorde van werken garandeert dat het uiteindelijke stabiele ontwerpprofiel ook voldoet aan de eisen ten aanzien van deze aspecten.

### 3.7.4 *Zettingen en horizontale deformaties*

Het ontworpen profiel moet de dijktafelhoogte gedurende de gehele planperiode behouden. De overhoogte bij aanleg wordt afgestemd op de samendrukbaarheid van de ondergrond en op de klink van het ophoogmateriaal. Langs de dijk gelegen objecten

kunnen evenwel gevaar lopen vanwege zettingen en horizontale deformaties in de ondergrond. De berekening van deze effecten wordt behandeld in hoofdstuk 8 en 9, en in deel 1, par. 11.2.

### 3.7.5 *Bijzondere constructies*

Door gebrek aan ruimte of teneinde landschappelijk of cultuurhistorisch waardevolle objecten in en langs de dijk te sparen, kan niet altijd een normaal dijkprofiel worden uitgevoerd. In zo'n situatie wordt een oplossing gezocht in de vorm van bijzondere constructies (par. 9.4).

## 3.8 **Principeplan**

Het streven is dat het globale plan na een eenmalig doorlopen van het ontwerpproces de gestalte krijgt van een principeplan. Daarin wordt dan het definitieve ontwerp vastgelegd. Bij het in detail uitwerken van dit plan kan blijken dat de ontworpen profielen voor bepaalde situaties geen acceptabele oplossing bieden. In dat geval moet de cyclus van het ontwerpen opnieuw worden doorlopen. Door het kiezen van andere uitgangspunten, uitbreiding van het onderzoek, of – als het niet anders kan – door het toepassen van bijzondere constructies, kan voor elke situatie langs het te versterken tracé een oplossing worden gevonden.

## 3.9 **Uitvoeringsaspecten**

Bij de uitvoering van een dijkversterking verdienen twee zaken bijzondere aandacht:

- de stabiliteit van het dijklichaam mag niet zo gering worden dat tijdens de uitvoering de veiligheid van de waterkering in gevaar komt;
- de constructie moet voldoen aan de uitgangspunten van het ontwerp.

Veiligheid tegen afschuiven wordt bereikt door het uitvoeringstempo van te voren vast te stellen. Tijdens de uitvoering moeten de waterspanningen en deformaties nauwlettend worden gevolgd. Grondmechanische begeleiding van de uitvoering is een essentieel onderdeel van de kwaliteitsborging.

Ook de bouwstoffen en de verwerking daarvan dienen regelmatig aan de hand van kwaliteitscriteria te worden gecontroleerd (hoofdstuk 10).

## 4 Geologische gebiedsbeschrijving

### 4.1 Algemeen

De grondopbouw onder het tracé is een belangrijk gegeven voor een dijkontwerp. Om tot een bruikbaar en betrouwbaar beeld van de ondergrond te komen is zowel geologisch inzicht nodig als geotechnische kennis.

Bestudering van archiefgegevens, geologische kaarten (lit. 21), geotechnische profielen en literatuur kunnen al in een vroeg stadium een goede algemene indruk geven van de ondergrond. In een later stadium wordt dan aan de hand van aanvullend onderzoek een betrouwbaar beeld van de verbreiding van de verschillende lagen gemaakt. Het gebruik naast elkaar van oud en nieuw onderzoek is overigens pas goed mogelijk wanneer dat onderzoek altijd op eenzelfde manier verwerkt is.

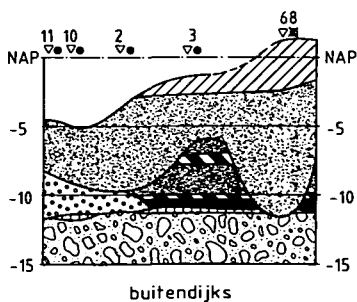
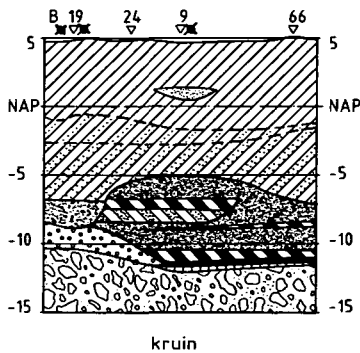
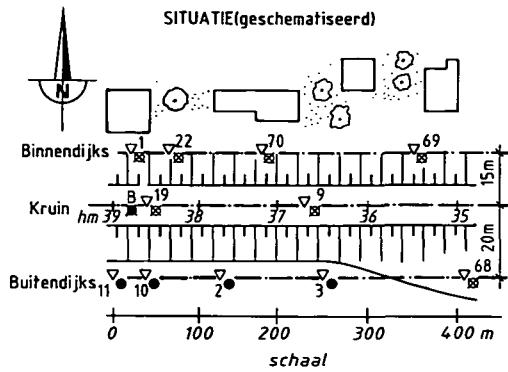
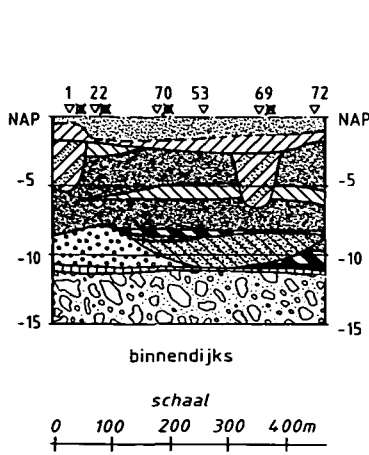
De indeling van de ondergrond in verschillende lagen gebeurt op grond van de lithostratigrafie, dat wil zeggen op grond van de samenstelling van de lagen en de volgorde waarin ze zijn afgezet, en op grond van hun geotechnische eigenschappen, zoals bijvoorbeeld conusweerstand en volumieke massa. Deze indeling geeft lagen die constant zijn in hun geotechnische eigenschappen, zodat ze rechtstreeks als geometrisch model kunnen worden gebruikt, bijvoorbeeld voor zettingsberekeningen en stabiliteitsonderzoek.

### 4.2 Geologie

De geologische geschiedenis van het gebied in kwestie en de opbouw van de qua samenstelling en geotechnische eigenschappen verschillende grondlagen is in tientallen publicaties reeds uitgebreid behandeld. Enige bekendheid met de geologie wordt in het volgende dan ook verondersteld; wij verschaffen uitsluitend die geologische informatie die van belang kan zijn bij de analyse van de te verwachten grondlagen en de interpretatie van het grondonderzoek. Voor nadere informatie wordt verwezen naar de literatuur, en naar geologische, geomorfologische, bodemkundige en geohydrologische kaarten.

In het gebied van de benedenrivieren zijn twee geologische eenheden van belang: de pleistocene Formatie van Kreftenheye en de holocene Westland-Formatie.

Dat er over korte afstanden toch grote variaties in grondopbouw kunnen optreden, wordt geïllustreerd door het geotechnische profiel dat voor het rivierdijk-onderzoek in de Krimpenerwaard vervaardigd is (figuur 4.1).



LITHOSTRATIGRAFISCHE LEGENDA		
	hoofdzakelijk zand, ook plaatselijk met puinstukjes	anthropogene gronden
	hoofdzakelijk klei, ook plaatselijk met veenresten	
	klei, plaatselijk zandig	afzettingen van Tiel
	klei, zandig met dunne zandlaagjes	
	zand, fijn-middel korrelig, plaatselijk siltig	
	veen	
	klei (komkleiafzettingen) vaak met veel veenstukjes	afzettingen van Gorkum
	klei, plaatselijk met plantenresten	
	klei, plaatselijk met wat plantenresten en met dunne zand- of siltlaagjes	
	klei zandig of zand kleiig	
	veen	basisveen
	klei, siltig en zandig (leem)	formatie van Kreftenheye
	zand, fijn-middel tot grofkorrelig en plaatselijk grindig	
	zand, fijn tot middelkorrelig	

**Verklaring**

- ▽ middelzware sondering
- pulsboring
- Begemannboring diam. 66 mm
- ⊗ Begemannboring diam. 29 mm

bron: Grondmechanica Delft

figuur 4.1



#### 4.2.1 *Pleistoceen: Formatie van Kreftenheye*

De Formatie van Kreftenheye, die in het late Pleistoceen is gevormd, bestaat uit:

##### a. fluviatiele afzettingen

De fluviatiele afzettingen, die het hoofdelement van deze pleistocene formatie vormen, zijn afgezet door de rivieren. Ze komen in heel het gebied voor. De top van deze pleistocene afzettingen ligt tussen N.A.P. -10 en -23 m. De afzettingen bestaan hoofdzakelijk uit middel- tot grofkorrelige zanden, plaatselijk vermengd met grind. Aan de bovenzijde worden deze rivierafzettingen steeds fijner, en bovenaan worden ze meestal afgesloten met een enkele decimeters dikke siltige en fijnzandige klei- of leemlaag.

##### b. eolische afzettingen

De eolische, door de wind afgezette zanden vormen onder andere duinen, de zogenaamde donken. Het zand is fijn tot middelkorrelig en afkomstig van het destijds droogliggende rivierbed. De donken zijn gelijktijdig met of vlak na de afsluitende fluviatiele kleilaag afgezet. Ze liggen onregelmatig over het hele gebied verspreid en variëren sterk in dikte, van enkele decimeters tot 5 à 10 meter. Plaatselijk kunnen ze reiken tot aan het maaiveld.

#### 4.2.2 *Holoceen: Westland-Formatie*

De holocene tijd wordt gekarakteriseerd door een warmer klimaat en een daarmee gepaard gaande zeespiegelrijzing. Alle afzettingen die direct of indirect onder invloed van de zee zijn afgezet, worden tot de Westland-Formatie gerekend.

De Westland-Formatie omvat vier afzettingstypen met ieder een eigen lithologie, te weten:

##### a. Oude en Jonge Duin- en Strandafzettingen

De Duin- en Strandafzettingen bestaan uit fijn- tot middelkorrelige zanden. Duinzanden zijn tot duinen opgewaaid strandzand dat direct nabij de zee is afgezet. De genoemde afzettingen komen alleen in het Westen voor, dicht bij de kust.

##### b. mariene afzettingen

Mariene afzettingen zijn onder directe invloed van de zee gevormd. De oudere afzettingen worden Afzettingen van Calais genoemd, en de jongere Afzettingen van Duinkerke.

Van de Afzettingen van Calais bestaat het onderste deel veelal uit zand, en het bovenste deel meestal uit klei. De Afzettingen van Duinkerke bestaan in de geulen meestal uit zand of zandige klei, en buiten de geulsystemen voornamelijk uit klei.

##### c. perimariene afzettingen

De perimariene afzettingen zijn rivierafzettingen die onder invloed van de zeespiegelrijzing zijn afgezet. De oudere afzettingen worden Afzettingen van Gorkum genoemd, en de jongste Afzettingen van Tiel. Zowel de Afzettingen van Gorkum als de Afzettingen van Tiel bestaan uit klei, venige klei en met name in grote geulen zandlagen.

d. organische afzettingen

In de Westland-Formatie worden een tweetal veenlagen onderscheiden: het Basisveen en het Hollandveen.

Tot het Basisveen wordt alleen de veenlaag gerekend die aan de basis van de Westland-Formatie voorkomt. De overige veenlagen behoren tot het Hollandveen. Het Hollandveen vormt in marien gebied de scheiding tussen de Afzettingen van Calais en de Afzettingen van Duinkerke.

Het Basisveen en het Hollandveen komen als voedselrijk veen en als voedselarm veen voor.

# 5 Hydraulische randvoorwaarden

## 5.1 Algemeen

Het benedenriviereengebied kan hydraulisch gezien globaal worden onderscheiden in drie deelgebieden:

- het gebied van Nieuwe Waterweg, Nieuwe en Oude Maas, Noord en gedeelten van de Dordtse Kil, Lek en Beneden-Merwede – de waterstanden worden hier overwegend bepaald door de zee;
- het overgangsgebied tussen het vorige en het bovenriviereengebied: Lek, Boven- en Nieuwe Merwede, Dordtsche Kil, Amer en Bergse Maas – hier levert de rivierafvoer een belangrijke bijdrage aan de waterstand, terwijl het aandeel van de zee in de waterstand naar het westen geleidelijk toeneemt;
- Haringvliet en Hollandsch-Diepbekken, waar de invloed van de zee met vertraging doordringt.

De hydraulische randvoorwaarden voor het ontwerp van dijken in deze gebieden zijn de waterstand en waterstandsverhogingen door opwaaiing, buistoten en bui-oscillaties, alsmede golfaanval en stroming.

Een belangrijk gegeven vormt het verloop en de duur van hoge waterstanden. De duur hangt samen met de oorzaak ervan. Een stormvloed duurt bijvoorbeeld maar een dag, terwijl een rivierafvoergolf meerdere weken kan duren, met topstanden gedurende verscheidene dagen.

De wind veroorzaakt golfaanval en opwaaiing, en oefent belasting uit op constructies in de waterkering.

De golfaanval oefent belasting uit op het buitentalud; die kan leiden tot aantasting van de grasmat of de taludverdediging, en veroorzaakt daarnaast golfoploop en eventueel overslag van water over de kruin. De vereiste hoogte van een waterkering wordt mede bepaald door de toelaatbare golfoverslag.

De stroomsnelheden langs de waterkering kunnen erosie van het buitentalud veroorzaken, zeker als het een schaaldijk betreft. De ontwerpwaarden van de stroomsnelheden en het verloop ervan in de tijd zijn in principe door berekeningen te bepalen. Zulke berekeningen zijn door de rivierbeheerder reeds gemaakt om het ontwerppeil van de dijken te kunnen vaststellen.

Aanbevolen wordt in voorkomende gevallen inlichtingen over de stroomsnelheden in te winnen bij de rivierbeheerder.

## 5.2 Waterstanden

De waterstanden in het benedenrivierengebied worden bepaald door één of meer van de volgende factoren:

- de waterstanden op zee;
- de voortplanting van deze waterstanden op de zeearmen en de benedenrivieren;
- de afvoer van de Bovenrijn en de Maas.

De waterstand op de zee tijdens een stormvloed wordt bepaald door verschillende bewegingen van de zeespiegel:

- het astronomische getij;
- het stormeffect.

Van der Made (lit. 14) heeft de grondslag gelegd voor de methodiek met behulp waarvan in het benedenrivierengebied de ontwerppeilen worden berekend.

Elke hoogwaterstand  $h$  op de rivieren kan veroorzaakt worden door een in principe oneindig aantal mogelijke combinaties van de (storm-)vloedstand  $H_H$  te Hoek van Holland en de Rijnafvoer  $Q_R$  bij Lobith en/of de Maasafvoer  $Q_M$  te Lith; iedere combinatie van  $H_H$ ,  $Q_R$  en  $Q_M$  heeft een eigen kans van voorkomen. Op de waterstanden dichtbij zee zal de zeestand een overheersende invloed hebben, maar ver stroomopwaarts is alleen de rivier bepalend. Daartussenin ligt een overgangsgebied, waar beide hun invloed doen gelden.

Alle combinaties van  $H_H$ ,  $Q_R$  en  $Q_M$  die een en de zelfde waterstand opleveren in een bepaalde locatie, liggen op een zogenaamde evenstandslijn. De karakteristiek van deze lijnen verandert, stroomopwaarts gaande vanaf de zee (bijlage 2). De evenstandslijnen zijn bepaald met een mathematisch-fysisch model (lit. 25), met behulp waarvan de waterbeweging in het benedenrivierengebied kon worden berekend voor een groot aantal combinaties van  $H_H$ ,  $Q_R$  en  $Q_M$ .

$H_H$  is afhankelijk van de windrichting  $R$  en de windsnelheid  $u$ . In lit. 30 wordt deze relatie nader statistisch geanalyseerd (vergelijk par. 5.3).

Voor iedere waterstand  $H_H$  is daarbij de kansverdeling bepaald van de windsnelheid bij een bepaalde windrichting (Bijlage 7.2).

Aangezien  $H_H$  afhankelijk is van astronomische en meteorologische factoren, getij en wind, speelt ook het hierbij behorende windveld in het benedenrivierengebied een rol in de bepaling van  $h$ . Deze interne op- of afwaaiing is in de evenstandslijnen verwerkt (lit. 25).

Voor een aantal stations in het benedenrivierengebied zijn op deze wijze de evenstandslijnen bepaald (bijlage 2). Voor andere locaties kan hiertussen worden geïnterpoleerd.

Voor de overschrijdingsfrequenties van de waterstanden te Hoek van Holland en van de afvoeren te Lobith en Lith, wordt verwezen naar de bijlagen 3.1, 3.2 en 3.3.

Bij de berekening van de waterstanden in het gebied waar Maas- en Rijnafvoer beide van invloed zijn, is uitgegaan van de zogenaamde 50%-afvoerrelatie voor Lith en Lobith. Dat is de mediaan van de afvoer te Lith die optreedt bij een bepaalde afvoer te Lobith, en andersom (bijlage 4).

### 5.2.1 Verloop van de waterstanden

In de huidige ontwerppraktijk is het mogelijk om bij de bepaling van de invloed van de buitenwaterstand op de grondwaterspanningen rekening te houden met het niet-stationaire karakter van de buitenwaterstand. Voor het bepalen van de waterspanningen heeft men dan informatie nodig omtrent het verloop van de waterstand in de tijd.

De waterstand wordt bepaald door een combinatie van de rivierafvoer ( $Q_R$ ) bij Lobith en de hoogwaterstand ( $H_H$ ) te Hoek van Holland. Het verloop van de waterstand in de tijd is afhankelijk van de onderlinge aandelen die  $Q_R$ ,  $Q_M$  en  $H_H$  hebben in de hoogwatergolf. Het verloop is dus afhankelijk van de geografische ligging van de locatie en van de duur en de hoogte van beide componenten.

De Leidraad stelt die combinaties van  $Q_R$ ,  $Q_M$  en  $H_H$  die de grootste bijdrage leveren aan de overschrijdingskans van het ontwerppeil, bepalend voor het verloop van de waterstand. Tabel 5.1 geeft de combinaties aan waaruit het verloop van de waterstand kan worden bepaald voor een aantal stations langs de rivieren.

Tabel 5.1 Combinaties van  $Q_R$  en  $H_H$ .

peilmeetstation	rivier	km-raai	overschrijdingsfrequentie			
			1/4000		1/10000	
			$Q_R$ m <sup>3</sup> /s	$H_H$ NAP m	$Q_R$ m <sup>3</sup> /s	$H_H$ NAP m
Rotterdam	N.-Maas	999,450			2.000	+5,15
Krimpen a/d Lek	Lek	988,640	2.000	+4,95		
Streefkerk	Lek	969,675	2.000	+4,90		
Schoonhoven	Lek	971,585	[ 18.000	+1,60		
			2.000	+5,30		
Alblasserdam	Noord	981,830	2.000	+5,00	2.000	+5,30
Puttershoek	O.-Maas	983,505	2.000	+4,95	2.000	+5,35
Dordrecht	O.-Maas	976,195	2.000	+5,15	2.000	+5,40
Sliedrecht	Be.-Merw.	968,120	10.000	+3,60		
Gorinchem	Bo.-Merw.	954,665	18.000	+1,20		
Deeneplaat	N.-Merw.	976,990	6.000	+4,25		
Werkendam spl.pt.	N.-Merw.	962,345	18.000	+1,40		
Kop van 't land	N.-Merw.	970,835	[ 18.000	+1,80		
			6.000	+4,25		
Willemsdorp	D.-Kil	987,535	6.000	+4,25		
's-Gravendeel	D.-Kil	981,985	6.000	+4,25	6.000	+4,55
Rak Noord	H.-Diep	14,955	2.000	+5,10		
Moerdijk	H.-Diep	984,580	6.000	+4,20		

Tevens moet worden bepaald of de fysisch maximaal mogelijke afvoer, van 18.000 m<sup>3</sup>/s, gelet op het veiligheidsniveau in Duitsland, in combinatie met een permanent aangehouden waterstand te Hoek van Holland van N.A.P. +0,30 m, niet een nog ongunstiger verloop oplevert ten aanzien van de waterspanningen. Op basis van de gegeven combinaties kan met behulp van de evenstandslijnen (bijlage 2) en de aaneengesloten over-

treffingsduur van een afvoerniveau (bijlage 6 van deel 1) voor de in tabel 5.1 genoemde stations de afvoergolf worden bepaald. Voor tussenliggende dijkvakken kan de afvoergolf door interpolatie worden vastgesteld. Het stormeffect op de Noordzee kan daarop worden gesuperponeerd door middel van een sinus met een periode van 3 dagen, waarbij de toppen samenvallen.

Als voorbeeld is het verloop van hoogwaterstanden bij het station Sliedrecht voor de twee combinaties van rivierafvoer en hoogwaterstand te Hoek van Holland weergegeven in bijlage 9.

Snelle val van de rivierwaterstand na een hoogwater kan het evenwicht van het buitentalud en de taludbekleding in gevaar brengen. In een dijklichaam, met name in een zandlaag, kan zich dan een grondwaterpotentiaal opbouwen: de val veroorzaakt onder waterdichte taludbekledingen een grondwateroverspanning (deel 1, par. 11.6).

De Deltacommissie heeft een aangenomen stormvloedskromme gepubliceerd (bijlage 6), waaruit blijkt dat na de top van de waterstand in één halfdaagse getijperiode de waterstand weer daalt tot de laagwaterstand. Gedurende een langere periode, van twee à drie getijtoppen, wordt de waterstand langzaam opgestuwd. Aanbevolen wordt de grootte van de val te bepalen uit het verloop van de waterstand. Dit houdt in: een snelle daling van het stormvloeddeel, gevolgd door een verdere daling gedurende 10 dagen van het afvoerdeel van de waterstand.

### 5.3 Wind

In het benedenrivierengebied zijn de wind en de waterstand niet onafhankelijk van elkaar. Zeker bij storm uit richtingen tussen west en noord zullen de waterstanden hoger zijn dan anders, terwijl hoge waterstanden bij zuidoostenwind niet zullen voorkomen, althans niet bij lage rivierafvoeren. De correlatie tussen de waterstand en de windsnelheid uit een bepaalde richting is echter niet volledig. Dit is deels te verklaren door het verschil tussen dood- en springtij. Daarnaast is onder meer de grootte van stormvelden van invloed op de hoogte van de waterstand te Hoek van Holland, en die stand is mede bepalend voor de waterstanden in het gehele benedenrivierengebied. Dit blijkt ook uit waarnemingen van waterstand en wind, naar kracht en naar richting.

#### 5.3.1 *Overschrijdingsfrequentie van wind en waterstand*

Daar de noodzakelijke kruinhoogte bepaald wordt door de golfaanval en de waterstand is de correlatie van windrichting, waterstand en windsnelheid zeer belangrijk.

Uit lit. 56 kan worden afgeleid hoe groot de kans is dat de wind in het benedenrivierengebied uit één van de zestien windrichtingen waait, en dat de windsnelheid daarbij hoger is dan  $u$  m/s. Uit lit. 34 is bovendien bekend hoe groot de kans is dat de wind uit een bepaalde richting waait en dat tegelijkertijd een waterstand  $H_H$  in Hoek van Holland wordt overschreden (vergelijk bijlage 6). Op basis van deze gegevens, en de waarnemingen vermeld in lit. 34, kon worden afgeleid (lit. 30) hoe groot de kans is dat tijdens



(Foto: Rijkswaterstaat)

Lindtse Dijk tussen Zwijndrecht en Heerjansdam op 1 februari 1953



(Foto: Rijkswaterstaat)

Dijkdoorbraak nabij Barendrecht op 1 februari 1953



(Foto: KLM Aerocarto)

Gorinchem hoogwater 1982



een hoogwater in Hoek van Holland de wind uit een bepaalde windrichting waait en de windsnelheid groter is dan  $u$  m/s. In bijlage 7.2 zijn de resultaten weergegeven in enkele grafieken. Het zijn deze gegevens waarvan het toetsingsmodel gebruik maakt (par. 6.3.2).

Op grond van het gestelde in lit. 34 zijn ten behoeve van de frequentiemethode (par. 6.3.4) de zogenaamde gereduceerde overschrijdingslijnen van de windsnelheden berekend. De resultaten zijn weergegeven in bijlage 7.1.

## 5.4 Golven

Bij het waarnemen van windgolven nabij een waterkering valt enerzijds een zekere regelmatigheid en anderzijds een zekere grilligheid op. Beide aspecten vindt men terug in de beschrijving van de golven zoals die hierna ook voor de golfgroei door wind en de vervorming van golven door bodem- en andere invloeden gebruikt zal worden.

Er wordt uitgegaan van een voorstelling van golven als een periodieke beweging, te karakteriseren met een golfhoogte  $H$  (de afstand tussen top en dal), een golfperiode  $T$  (de tijd tussen het passeren van twee opeenvolgende toppen), en een golflengte  $L$  (de horizontale afstand tussen twee opeenvolgende toppen). Vervolgens wordt een meer realistische voorstelling verkregen door het golfbeeld voor te stellen als een samenstelling van een groot aantal componenten met elk een eigen waarde voor  $H$  en  $T$ . Daarbij worden enkele aanvullende, empirisch gevonden, statistische wetmatigheden in de onderlinge samenhang van de componenten in acht genomen. In zijn eenvoudigste vorm wordt zo'n onregelmatig golfbeeld beschreven met twee nieuwe parameters, bijvoorbeeld de significante golfhoogte  $H_{1/3}$  en de significante golfperiode  $T_{1/3}$ , die redelijk aansluiten bij de golfhoogte en golfperiode zoals die van oudsher door zeelieden werden geschat.

Allereerst wordt nu ingegaan op de theorie omtrent de groei en het breken van golven, en daarna op de verwerking van de geometrische eigenschappen van het gebied, zodat uiteindelijk de golfhoogte kan worden afgeleid die nodig is voor de berekening van golfoploop en -overslag.

### 5.4.1 *Golfgroei*

De groei van golven onder invloed van wind wordt in hoofdzaak bepaald door de parameters windsnelheid, bodemruwheid, waterdiepte en strijklengte van de wind over het water.

Om met behulp van deze parameters tot een golfvoorspelling te komen zijn al veel modellen beschikbaar, en nieuwe modellen zijn in ontwikkeling. Voor de afmetingen van watervlakten zoals die in het gebied van de benedenrivieren voorkomen, kan worden volstaan met de modellen voor een stationair windveld. In situaties die eenvoudig te schematiseren zijn kan gebruik worden gemaakt van de golfgroeikrommen, de eenvoudigste en geheel empirische golfvoorspellingsmethoden, tot stand gekomen in de 50-er en 60-er jaren.

Op grond van een vergelijking van verschillende krommen en meetresultaten (lit. 43), hun geldigheidsgebied, internationale bekendheid en de beschikbaarheid ervan in de vorm van zowel formules als grafieken, wordt het gebruik aanbevolen van de golfgroeikrommen van Bretschneider (1973); die zijn ook toegepast in deel I van deze *Leidraad*. Tevens wordt daarin de benadering volgens Bretschneider aangevuld met enkele schematiseringen voor een wind die waait over een smalle baan of vanaf een grillige kustvorm, ter bepaling van de effectieve strijklengte. De golfgroeikrommen geven een redelijke schatting van de golfhoogte en de golfperiode, bij een groot bereik van windsnelheden, strijklengten en waterdiepten.

Als wij zeggen 'redelijke schatting', dan moet wel bedacht worden dat in een enkel geval een gemeten significante golfhoogte tot tientallen procenten van de voorspelde waarde kan afwijken. Dit komt door een aantal invloeden waar zo'n model geen rekening mee houdt, zoals: invloed op de wind van terreinruwheid en obstakels bovenwinds en van temperatuurverschillen tussen lucht en water, invloed op de golven van variërende bodemruwheid en obstakels onder water, refractie van golven – dat is het bijdraaien van de golfkammen door stroming en variërende bodemdiepte –, en breking van golven op ondiepten.

Inmiddels is een aantal golfvoorspellingsmethoden beschikbaar of in ontwikkeling die met één of meer van deze invloeden rekening houden – de variërende bodemruwheid, de refractie, de breking op ondiepten – en die ook overigens uitgaan van betere fysische beschrijvingen van de processen; zo kan bijvoorbeeld ook het effect van grillige oevervormen nu beter worden verwerkt. De beschrijving van deze modellen voert in het kader van deze *Leidraad* echter te ver.

Vooralsnog kan worden volstaan met de golfgroeikrommen, juist door hun eenvoud in het gebruik.

Met de formules van Bretschneider (lit. 48, editie 1975) kunnen golfhoogte, golfperiode en golf lengte worden berekend. Voor het berekenen van golfhoogte en golfperiode gaat men uit van de volgende formules:

$$H_{1/3} = 0,283 \left( \frac{u^2}{g} \right) \operatorname{tgh} \left\{ 0,0125 \left( \frac{gF}{u^2} \right)^{0,42} \right\} \quad [\text{m}]$$

$$T_{1/3} = 2,4\pi \left( \frac{u}{g} \right) \operatorname{tgh} \left\{ 0,077 \left( \frac{gF}{u^2} \right)^{0,25} \right\} \quad [\text{s}]$$

voor diep water, en

$$H_{1/3} = 0,283 \left( \frac{u^2}{g} \right) \operatorname{tgh} \left\{ 0,530 \left( \frac{gd}{u^2} \right)^{0,75} \right\} \quad [\text{m}]$$

$$T_{1/3} = 2,4\pi \left( \frac{u}{g} \right) \operatorname{tgh} \left\{ 0,833 \left( \frac{gd}{u^2} \right)^{0,375} \right\} \quad [\text{s}]$$

voor ondiep water, waarin:

$u$	= windsnelheid op 10 m hoogte	[m/s]
$g$	= versnelling van de zwaartekracht = 9,81	[m/s <sup>2</sup> ]
$F$	= strijklengte	[m]
$d$	= waterdiepte	[m]
$H_{1/3}$	= gemiddelde hoogte van het hoogste derde deel van alle waargenomen golven (de golfhoogte is het hoogteverschil tussen top en dal)	[m]
$T_{1/3}$	= gemiddelde periode van het hoogste derde deel van alle waargenomen golven (de golfperiode is het tijdsinterval waarin twee opeenvolgende golftoppen een vast punt passeren)	[s]

Deze formules gelden in situaties waarin òf de waterdiepte  $d$  òf de strijklengte  $F$  geheel bepalend is voor de golfgroei; meestal zijn ze echter beide van invloed. Daarvoor heeft Bretschneider combinatieformules gegeven, die in bijlage 10 zijn weergegeven; voor enkele veel voorkomende gevallen is de golfhoogte daar ook in grafiekvorm voorgesteld.

De golflengte op diep water wordt rechtstreeks afgeleid uit de golfperiode, volgens de formule:

$$L_0 = \frac{g\bar{T}^2}{2\pi} \quad [\text{m}]$$

waarin:

$L_0$	= golflengte op diep water	[m]
$\bar{T}$	= de gemiddelde golfperiode	[s]

Bij berekeningen van golfoploop en golfoverslag wordt meestal gebruik gemaakt van een gemiddelde golflengte, met bovenstaande formule te berekenen uit een gemiddelde golfperiode of uit een significante golfperiode gedeeld door een vaste factor. Als voor deze factor 1,15 wordt genomen en voor de significante golfperiode  $T_{1/3}$  gaat de bovenstaande uitdrukking over in:

$$L_0 = \frac{g(T_{1/3}/1,15)^2}{2\pi} \quad [\text{m}]$$

De gegeven formules voor de golfgroei gelden bij een waterdiepte die over de gehele windbaan over het water (de strijklengte) ongeveer constant is. Meestal wordt aan deze voorwaarde niet voldaan.

Zo kan, als de waterdiepte in lijwaartse richting afneemt, de golfhoogte afnemen door bodemwrijving en/of door golfbreking. Op deze verschijnselen zal hierna nog worden ingegaan.

Als de waterdiepte in lijwaartse richting toeneemt of sterk variabel is, kan een reken-schema worden opgesteld waarmee de gegeven formules worden toegepast in opeenvolgende vakken met ongeveer constante diepte. Zie hiervoor bijlage 10.5.

#### 5.4.2 Bodemwrijving

De beweging van waterdeeltjes in een golf neemt af, gemeten van het wateroppervlak naar de bodem. Als een golf in ondiep water komt kan de golfhoogte door toenemende bodemwrijving verminderen, althans indien de golfhoogte groter was dan de grootste golfhoogte die volgens de gehanteerde golfgroei-theorie bij die diepte en windsnelheid mogelijk is. Kwantificering van dit verschijnsel is mogelijk met een variant op de benadering van Miche (lit. 15, bijlage 10.4).

De reductie van de golfhoogte door bodemwrijving werkt vrij langzaam. Te denken is aan afstanden van tientallen tot enkele honderden keren de golflengte.

Van het gedrag van de gemiddelde golfperiode in dergelijke situaties is weinig bekend. Zowel een afname als een geringe toename zijn denkbaar. Daarom wordt aanbevolen over trajecten met afnemende golfhoogte de golfperiode constant te houden.

#### 5.4.3 Breking

Wanneer een golf van diep in ondiep water komt kan hij gaan breken. Een en ander is afhankelijk van de golfhoogte  $H$  en de waterdiepte  $d$ . Voor eenlinggolven is theoretisch bepaald dat de brekerhoogte  $H_b = 0,78 d$ .

Golven zullen dus altijd breken (lit. 38) als:

$$H \geq 0,78 d \quad [m]$$

Voor onregelmatige golven op een vlak voorland kan worden aangenomen dat ze gaan breken als:

$$H_{1/3} \geq 0,56 d \quad [m]$$

Uit waarnemingen en proeven (lit. 38) is gebleken dat er een min of meer vaste verhouding bestaat tussen de golfhoogte na het breken en de waterdiepte. Voor de significante golfhoogte na breking wordt aangehouden:

$$H_{1/3} = 0,4 d \quad [m]$$

In tegenstelling tot golfhoogtereductie door bodemwrijving is breking een zeer snel verlopend proces. De lengte van de brekerzone bedraagt in het algemeen maximaal 2 maal de golflengte op diep water. De waarde van  $H_{1/3} = 0,4 d$  stelt zich in langs een ondiep traject, als dat lang genoeg is ( $> 2L_0$ ). Voor een korter traject met lengte  $F_{(n)}$  kan als benadering lineair worden geïnterpoleerd tussen de hoogte van de aankomende golf en  $0,4 d$  voor de afstandsverhouding:

$$F_{(n)}/2L_0$$

waarbij  $L_0$  volgens par. 5.4.1 berekend kan worden.

De effectiviteit van de golfhoogeterectie door breking is overigens twijfelachtig in sommige gevallen met een ondiep traject van zeer geringe lengte, zoals een smalle onderwaterdam of een smal voorland vlak voor een dijktafud. Daarom wordt aanbevolen de breking te negeren als de lengte  $F_{(n)}$  van het ondiepe traject klein is (bijlage 10.5). De golfhoogete kan na breking verder verminderen ten gevolge van wrijving, maar kan ook weer aangroeien.

Een golf die net niet gebroken is zal hoger zijn dan een gebroken golf, terwijl in het laatste geval de windsnelheid juist hoger kan zijn. Om deze discontinuïteit te overbruggen kan het praktisch zijn, de golfberekeningen ook uit te voeren met windsnelheden tot 15% beneden de bij de beschouwde  $Q_R$ - $H_H$ -combinatie behorende windsnelheid. Voor de dijkhoogetebepaling wordt dan de grootste waarde van de gevonden golfoploop aangehouden.

De significante golfperiode blijft gedurende het proces van breking ongewijzigd.

#### 5.4.4. *Refractie en diffractie*

Refractie is het bijdraaien van golven in ondiep water als gevolg van de verandering in de waterdiepte in de lengterichting van de golfkam. Refractie wordt veroorzaakt doordat de voortplantingssnelheid van de golfkam dan niet meer overal gelijk is. Er bestaan redelijk goede rekenprogramma's om de invloed van refractie op de golfhoogete te bepalen. Ze vragen echter een schat van gegevens over bodemconfiguratie en stroomsnelheden.

Omdat refractie bijna altijd energievernietigend werkt, resulteert het buiten beschouwing laten ervan in een veilige benadering. Voor een eerste schatting wordt daarom aanbevolen er geen rekening mee te houden.

In gevallen waar het aankomt op uitgekend rekenen wordt aanbevolen een deskundige te raadplegen.

Diffractie is de buiging van golven om een obstakel heen. Ook hiervoor geldt dat het effect van ondergeschikt belang is en daarom niet hoeft te worden meegenomen.

#### 5.4.5. *Effectieve strijklengte*

De golfgroeikrommen gaan uit van een situatie waarbij de wind ongestoord waait vanaf een oneindig lange bovenwindse oever loodrecht op de windrichting. De benedenwindse golfhoogete is daarbij weinig gevoelig voor variaties in de strijklengte, en derhalve ook voor afwijkingen van de gestrekte kustvorm. Bij bochtige rivieren, en bij een wind die langs een oever strijkt onder een hoek van minder dan  $30^\circ$ , is de afwijking echter wel van belang. In die situaties kan het rekenschema worden gebruikt dat wordt gegeven op pag. 48 en in bijlage 9 van deel 1 van deze *Leidraad*.

## 5.5 Lokale verschijnselen

### 5.5.1 Opwaaiing

De interne opwaaiing in het benedenrivierengebied, die veroorzaakt wordt door een windveld dat samengaat met een stormvloed op zee, moet verwerkt worden in de maatgevende hoogwaterstanden (lit. 25 en par. 6.3), en wordt bepaald met de formule:

$$\Delta h = \frac{\alpha u^2 F \cos(\phi)}{d} \quad [\text{m}]$$

waarin:

$\Delta h$	= opwaaiing	[m]
$\alpha$	= coëfficiënt: $0,35 \cdot 10^{-6}$	[s <sup>2</sup> /m]
$u$	= windsnelheid	[m/s]
$F$	= strijklengte	[m]
$\phi$	= hoek tussen de windrichting en de lengte-as van het betrokken gebied	[°]
$d$	= waterdiepte	[m]

De lokale opwaaiing op het voorland tot aan de waterkering moet echter afzonderlijk worden berekend. Als het voorland laag ligt en de waterdiepte relatief groot is ten opzichte van de breedte ( $d/B > 0,001$ ), dan kan eveneens van bovenstaande formule gebruik worden gemaakt.

Ligt daarentegen het voorland hoog en is de diepte klein ten opzichte van de breedte ( $d/B < 0,001$ ), dan wordt aanbevolen over te gaan op de formule:

$$\Delta h = \sqrt{0,7 \cdot 10^{-6} u^2 F \cos(\phi) + d^2} - d \quad [\text{m}]$$

### 5.5.2 Bui-oscillaties en buistoten

Bui-oscillaties zijn onregelmatige schommelingen van de zeespiegel, veroorzaakt door macroscopische turbulenties in de atmosfeer bij storm. Hun periode varieert van enige minuten tot meer dan een uur; hun amplitude reikt vaak tot 0,20 à 0,30 m. Buistoten zijn eenmalige extra opslingerings van de zeespiegel bij storm. Hun duur kan variëren van enkele minuten tot een uur. De grootte loopt aan de open kust meermalen op tot 0,50 m. Zij worden evenmin als de bui-oscillaties verwerkt in het ontwerppeil.

Aangezien buistoten van korte duur zijn en niet altijd samenvallen met een hoogwater, kan volstaan worden met het in rekening brengen van een gereduceerde waarde van de buistoot. Het aandeel  $\Delta H$  dat de buistoot levert in de totale waakhoogte, kan berekend worden met de formule:

$$\Delta H = \frac{B}{B + \alpha z} \cdot B \quad [\text{m}]$$

waarin:

$B$  = grootte van de buistoot (figuur 5.1) [m]

$z$  = het gedeelte van de totale waakhoogte nodig om de golfloop te keren [m]

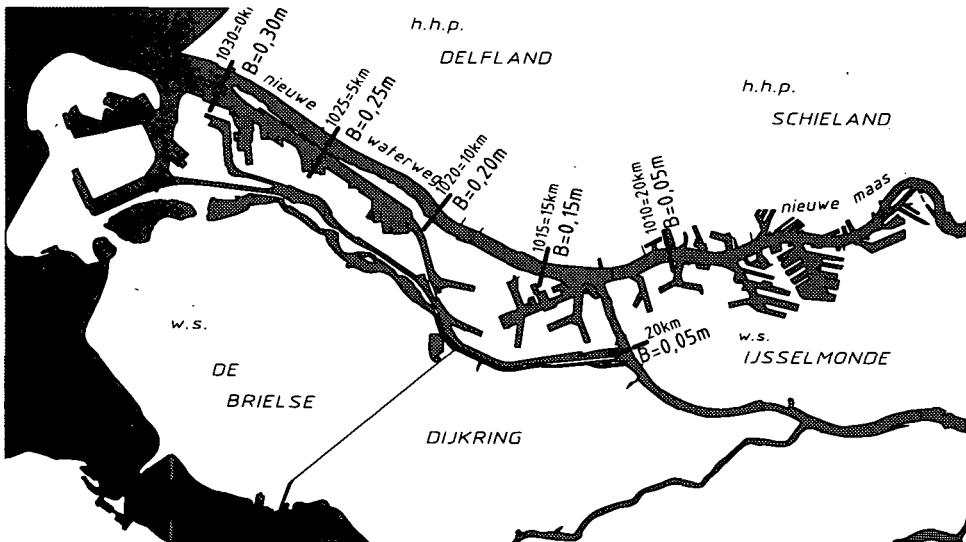
$\alpha$  = gewichtscoefficiënt, gelegen tussen 0 en 1 [-]

In tabel 5.2 zijn voor een gewichtscoefficiënt  $\alpha$  van 0,2 een aantal waarden van  $\Delta H$  gegeven voor verschillende grootten van de maximale buistoot en de golfloop. Zowel bovenstaande formule als onderstaande tabel zijn afkomstig uit deel 4 van het rapport van de Deltacommissie.

Tabel 5.2 Waarden van  $\Delta H$  in m.

oploop $z$ in m	$B = 0,30$ m (in de zeegaten)	$B = 0,15$ m (15 km landinwaarts)	$B = 0,05$ m 20 km landinwaarts)
0,00	0,30	0,15	0,05
0,50	0,20	0,10	-
1,00	0,20	0,05	-
2,00	0,15	0,05	-

Het buistoot-effect wordt geacht het effect van bui-oscillaties te domineren; daarom neemt men aan dat het laatste effect in de bijdrage van de buistoot verdisconteerd is. Overigens kunnen beide effecten aanleiding geven tot opslinging in aan één zijde afgesloten bekkens, waardoor seiches kunnen optreden, met extra verhogingen. Dit is in het benedenrivierengebied alleen een significant verschijnsel in de Europoort-havens, aan het Calandkanaal en in de havens van de Maasvlakte.



figuur 5.1

## 6 Kruinhoogte

De minimaal vereiste afmetingen van een waterkering - en daaronder dus ook de hoogte - zijn van oudsher opgenomen in zogenaamde dijktafels; daarom spreekt men in het benedenrivierengebied van dijktafelhoogte. Deze hoogte is geldig gedurende een planperiode van meestal 50 jaar, en dient daarna in verband met onder andere morfologische ontwikkelingen en de zeespiegelrijzing te worden herzien.

Het is echter niet voldoende de kruin van een dijk op de vastgestelde dijktafelhoogte aan te leggen. Er is een zekere overhoogte nodig, ter compensatie van zetting van de ondergrond en klink van het dijkmateriaal. Met waakhoogte wordt het verschil bedoeld tussen de kruinhoogte en de te keren waterstand.

Tijdens de opstelling van deze *Leidraad* waren er al plannen in voorbereiding om een stormvloedkering aan te leggen in de Nieuwe Waterweg. In par. 6.3.5 wordt aangegeven in hoeverre de in dit hoofdstuk beschreven methoden voor kruinhoogteberekening zouden moeten worden aangepast als die stormvloedkering er komt.

### 6.1 Dijktafelhoogte

De kans dat waar dan ook langs de waterkeringen rondom een dijkkring overbelasting van de dijk optreedt als gevolg van overslaand of overstromend water, wordt de dijkkringfrequentie genoemd. Overbelasting van een dijkkring treedt dus op onder omstandigheden waarbij ten minste één punt langs de waterkeringen wordt overbelast.

Regering en parlement hebben op basis van maatschappelijke en politieke overwegingen de overschrijdingsfrequentie van de ontwerppeilen vastgesteld. De na te streven dijkkringfrequentie is op dezelfde grootte gesteld. Bij de procedures beschreven in par. 6.3.3 is van het in par. 1.1 verwoorde continuïteitsbeginsel uitgegaan.

Overbelasting treedt op als het voor een dijkvak geldende overslagcriterium wordt overschreden. Dit criterium is per dijkvak afhankelijk van de dijkconstructie, en kan per dijkvak worden vastgesteld volgens de aanbevelingen die zijn gegeven in deel 1, par. 12.1.5 van deze *Leidraad*.

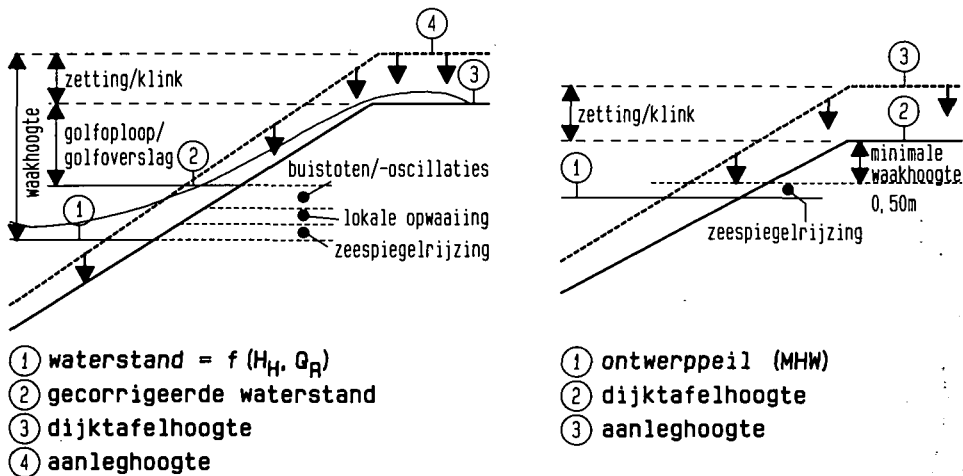
In het algemeen wordt het overslagcriterium uitgedrukt in het percentage van de golven dat over de kruin slaat, of in het gemiddelde debiet van het overslaande water per meter. Er moet rekening worden gehouden met de zeespiegelrijzing (figuur 6.1.a en par. 2.3.2), en met lokale waterstandsverhogingen door opwaaiing, of - nabij de kust - met buistoten en bui-oscillaties (par. 6.4). Voor de zeespiegelrijzing wordt 0,20 m per eeuw aange-



houden. Bij een planperiode na dijkverbetering van 50 jaar moet 0,10 m in rekening worden gebracht (zie ook par. 2.3.2).

Vooraf met het oog op de continuïteit wordt de dijktafelhoogte gekoppeld aan het ontwerppeil. Daarom dient de dijktafelhoogte minimaal 0,50 m hoger te zijn dan het ontwerppeil plus de zeespiegelrijzing (figuur 6.1.b). Er is dan enige reserve voor onzekerheden in de berekeningsmethoden van de waterstanden en voor de effecten van golfoploop en dergelijke. Daarnaast dient deze waakhoogte er voor, de kruin bij hoge waterstanden bereikbaar te houden.

De aanleghoogte wordt zo gekozen, dat de kruinhoogte gedurende de planperiode niet daalt beneden de dijktafelhoogte die voor deze termijn is vastgesteld.



a. berekening

b. toets

figuur 6.1

## 6.2 Golfoploop en golfoverslag

De golfoploop is meestal de belangrijkste component bij het vaststellen van de waakhoogte.

Onder golfoploop tegen een talud wordt verstaan de verticaal gemeten hoogte boven de waterstand tot waar de oplopende watertong van een al of niet brekende golf op het talud reikt. Door het onregelmatige karakter van de windgolf, zal ook de golfoploop een stochastisch karakter hebben; de golfoploop kan daarom alleen worden gekenmerkt door een waarde met een zeker overschrijdingspercentage.

In Nederland is de laatste decennia algemeen als karakteristieke maat voor de golfoploop de waarde aangehouden die wordt overschreden door 2% van de aankomende

golven. Deze waarde ligt ten grondslag aan het bestaande ontwerpbeleid voor de zeedijken, en ook voor het overgrote deel van de dijken in het benedenrivierengebied. Voor het bovenrivierengebied is in deel 1 van deze *Leidraad* op basis van onderzoek overgegaan op een overslagdebiet als criterium. Dit uitgangspunt wordt thans eveneens gehanteerd in deel 2.

Hoewel er thans op het gebied van golfoploop veel onderzoek wordt verricht, en de inzichten dus kunnen veranderen, maken we in deze *Leidraad* gebruik van formules die nu in de dagelijkse ontwerppraktijk worden toegepast: zij geven een indruk van de huidige stand van de techniek. Maar het is niet uitgesloten dat de oploop- en overslagformules als gevolg van betere inzichten in de toekomst zullen moeten worden bijgesteld.

In bijlage 11 wordt een aantal formules gegeven waarmee golfoploop en golfoverslag kunnen worden bepaald. In het algemeen wordt daar uitgegaan van formules die gebaseerd zijn op de significante golfhoogte  $H_{1/3}$  (par. 5.3.2), de gemiddelde golfperiode  $\bar{T} (\cong T_{1/3}/1,15)$  en de gemiddelde golf lengte op diep water  $L_0$ .

Voor relatief zware zeegang, met golven van enkele meters hoog, zal de gehanteerde 2%-golfoploop een overslagdebiet opleveren in de orde van 1 l/s per m. Dit wordt ongeveer 0,1 l/s bij lage golven, zoals in het rivierengebied. Gaat men ook in het rivierengebied uit van 1 l/s per m, dan levert dat een reductie op van de waakhoogte, overigens met inachtneming van de minimale waakhoogte van 0,50 m. Welk criterium van toepassing is, hangt uiteraard ook af van de constructie van de dijk en de eventuele bebouwing. In bepaalde gevallen, zoals bij verdedigde kruin en binnenbelopen, kan soms 10 l/s per m worden aangehouden (deel 1, par. 12.1.5).

De golfoploopformules zijn alleen geldig voor brekende golven op taluds met een helling flauwer dan 1:2,5. Veiligheidshalve worden deze formules ook toegepast bij taluds met een helling tussen 1:2,5 en 4:1. Er wordt dan gerekend met een fictieve taludhelling van 1:2,5. De golfoploop tegen loodrechte wanden, - dat wil zeggen hellingen van 4:1 en steiler, zoals kademuren en sluisdeuren - wordt gelijk gesteld aan de significante golfhoogte.

De formule voor de golfoploop bij een gekozen overslagdebiet is in bijlage 13 uitgebreid met een aantal coëfficiënten die de invloed van een berm, de ruwheid van het talud en de invalshoek van de golven in rekening brengen.

De invloed van de ruwheid op golfoploop en -overslag wordt weergegeven door een enkele factor  $\gamma_f$ . Voor verschillende typen bekledingen wordt de relatieve reductie die ze veroorzaken op de golfoploop gegeven. Om de juiste reductie te vinden dient te worden bedacht dat de formule voor de golfoploop is opgesteld voor een niet volkomen glad en enigszins waterabsorberend beloop, zoals een basaltglooiing. De gevonden reducties dienen daar dan ook voor te worden gecorrigeerd, alvorens ze in rekening te brengen. Dit laatste is verwerkt in een tabel voor de factor  $\gamma_f$ .

De correcties zijn bepaald voor 2% golfoploop. Vooralnog wordt aangenomen dat ze tot een overslagdebiet van 10 l/s niet in belangrijke mate zullen veranderen.

Bij scheve golfinval worden golfoploop en -overslag gereduceerd door het schijnbaar flauwere talud en de schijnbaar grotere breedte van de berm, indien aanwezig.

Om de invloed van bermen te berekenen wordt aangenomen dat de berm op de waterlijn ligt; aan een eventueel andere ligging wordt eveneens aandacht geschonken, evenals aan de combinatie van een berm en scheve inval. Een berm reduceert de golfoploop het meest wanneer hij is gelegen nabij het niveau van de waterstand. Als de berm op een andere hoogte ligt, worden de volgende grenzen voor de reductie aangenomen:

- als de berm meer dan de golfhogte  $H_{1/3}$  beneden de waterstand ligt, wordt de golfoploop er niet meer door gereduceerd;
- als de berm boven het niveau van waterstand plus golfoploop op het benedentalud ligt, vindt uiteraard ook geen reductie meer plaats.

De golfoploop tussen deze beide grenzen kan met behulp van bijlage 11 worden bepaald. Deze correctie vindt overigens pas plaats nadat eventueel gecorrigeerd is voor de invalshoek.

Over golfoploop en -overslag bij zeer scheve golfinval, bijvoorbeeld bij invalshoeken van  $60^\circ$  à  $90^\circ$ , weet men nog maar heel weinig.

Voor een geknikt talud kan de zogenaamde equivalente-hellingmethode van Saville worden toegepast voor golfoploop en golfoverslag (lit. 37). Volgens Saville komt de oploop op een niet vlak talud overeen met de oploop op een equivalent vlak talud dat het niet vlakke talud snijdt ter plaatse van het breekpunt van de golven en ter plaatse van de grootste golfoploop (bijlage 11).

De methode van Saville heeft echter geen algemene geldigheid; met name bij brede bermen ( $B \geq 1/7L_0$ ) en holle taluds is voorzichtigheid geboden. En voor het geval dat de golven breken voor de dijkteen, mag het beginpunt van het equivalente vlakke talud niet te ver van de dijkteen worden genomen.

De totale invloed van het talud kan nu worden verwerkt in de formule voor  $z$ , met een overslagdebiet als criterium. De golfoploop  $z$  wordt lineair gereduceerd met  $\gamma_f$  voor de ruwheid, en met  $\gamma_B$  voor de berm en voor de scheve inval van de golven.

### 6.3 Berekening van de dijktafelhoogte in verband met waterstand en golven

In het Noordelijk Deltabekken worden de waterstanden bepaald door rivierafvoeren, zeestanden, zeespiegelrijzing en lokale opwaaiing.

Voor de dijktafelhoogte is voorts de golfoploop van belang, maar daarvoor moet men onder andere ook kunnen beschikken over windgegevens.

Het gaat om de volgende parameters:

$Q_R$ : afvoer Bovenrijn/Maas;	[m <sup>3</sup> /s]
$H_H$ : hoogwaterstand Hoek van Holland;	[m + N.A.P.]
$R$ : windrichting;	[graden]
$u$ : windsnelheid.	[m/s]

Als de kansverdelingen van al de afzonderlijke parameters bekend zijn, en ook hun onderlinge samenhang, kan een model worden gebouwd waarmee de dijkkringfrequentie kan worden berekend. Dit wordt een toetsingsmodel genoemd, omdat alleen achteraf, nadat de dijkhoogten in het model zijn ingevoerd, kan worden getoetst of de vereiste frequentie is bereikt.

Ter bepaling van de dijkhoogten die bij toetsing de vereiste dijkkringfrequentie opleveren, zijn twee verschillende ontwerpmethoden uitgewerkt:

1. de belastinggevallenmethode, waarbij de dijken zo worden ontworpen dat enkele maatgevend geachte belastingen (gedefinieerd door  $Q_R$ ,  $H_H$ ,  $R$  en  $u$ ) geen overbelasting veroorzaken;
2. de frequentiemethode, een vereenvoudiging van het toetsingsmodel, waarbij de in rekening te brengen wind functioneel is gekoppeld aan de waterstand te Hoek van Holland. Ter verduidelijking van de problematiek van de veiligheid van een dijkkring in samenhang met de sterkte van de afzonderlijke dijkvakken wordt in lit. 41 een sterk geschematiseerd voorbeeld besproken.

### 6.3.1 *Het toetsingsmodel*

Door TNO/IBBC is in opdracht van de Rijkswaterstaat een model ontwikkeld waarmee de zojuist beschreven toetsing kan worden uitgevoerd (lit. 52). Voor operationeel gebruik is dit model vervolgens door de Rijkswaterstaat aangepast (lit. 32).

De basisgegevens zijn:

- de frequentieverdeling van  $Q_R$  respectievelijk  $Q_M$  (afvoeren van Rijn en Maas, lit. 26 en 27);
- de frequentieverdeling van  $R$  (windrichting);
- de frequentieverdeling van  $H_H$  (hoogwater te Hoek van Holland) als functie van de windrichting:  $f(H_H | R)$ ;
- de frequentieverdeling van  $u$  (windsnelheid) bij een bepaalde  $R$  en een bepaalde  $H$ :  $f(u | H_H, R)$  (lit. 30).

Voorts zijn voor alle dijkvakken in een bepaalde dijkkring nodig:

- de dijktafelhoogte  $h_d$  (bestaand of berekend);
- de windsnelheid  $u$ , die nodig is om het verschil tussen de waterstand  $h = f(Q_R, H_H, R)$  ter plaatse en de dijkhoogte volgens het gestelde overslagcriterium te overbruggen voor iedere windrichting  $R$ . Dit is een zuiver fysische relatie, waarvoor de richting van het dijkvak, de waterdiepte en de afmetingen van het voorland bepalend zijn. Als deze windsnelheid wordt overschreden, dan wordt het dijkvak overbelast.

Voor iedere combinatie van  $R$  en  $H_H$  wordt bij gegeven  $Q_R$  vervolgens:

- per dijkvak in de dijkkring de minimale windsnelheid  $u$  bepaald waarbij het dijkvak wordt overbelast;
- de minimale windsnelheid  $u$  bepaald van alle dijkvakken in die dijkkring waarbij één van de vakken wordt overbelast;
- de kans op het overschrijden van deze windsnelheid  $u$  berekend (lit. 30).

Door deze procedure te herhalen voor alle combinaties van  $R$  en  $H_H$  verkrijgt men de kans op overbelasting van de dijkkring bij een gegeven  $Q_R$ .

Als  $Q_R$  gedurende  $n$  dagen wordt overschreden, is het aantal hoogwaters, dus mogelijkheden tot overbelasting, gedurende  $n$  dagen ongeveer gelijk aan  $2n$  (er zijn immers 2 hoogwaters per dag). Dit gegeven, gecombineerd met de kansdichtheid van  $Q_R$ , waarbij voor alle  $Q_R$ 's binnen het beschouwde interval tot bijvoorbeeld  $18.000 \text{ m}^3/\text{s}$  het voorgaande herhaald wordt, levert de uiteindelijke kans op overbelasting van het gebied. In bijlage 10 wordt een stroomdiagram van de te doorlopen stappen gegeven; het zal duidelijk zijn dat, afhankelijk van de grootte van de stappen ( $\Delta H_H, \Delta R, \Delta Q_R$ ), zeer veel berekeningen moeten worden verricht: bij een onderverdeling in 10 stappen voor iedere parameter komen we al tot 1.000 berekeningen. Zulke berekeningen zijn alleen met een computerprogramma praktisch uitvoerbaar.

Bestaande dijkhoogten zowel als nieuw berekende kunnen zo worden getoetst aan een vooraf opgestelde norm voor een hele dijkkring.

De serie dijktafelhoogten dient evenwichtig te zijn opgebouwd. Als enige dijkvakken relatief zijn ondergedimensioneerd, dan wordt door de gedetailleerde uitdraai van het model een indicatie aangegeven.

### 6.3.2 De belastinggevallenmethode

Een belastinggeval voor een dijk wordt bepaald door  $H_H, Q_R, R$  en  $u$ .

De belastinggevallen die zijn opgenomen in tabel 6.3.1 zijn zo gekozen dat de dijkkringfrequentie bij benadering wordt bereikt als er juist nergens overbelasting ontstaat.

Uit toetsingsberekeningen voor enige dijkkringen is gebleken dat er soms nog geringe aanpassingen van de dijkhoogten nodig zijn, in de orde van grootte van 0,1 m, om de vereiste dijkkringfrequentie te bereiken.

Bij het vaststellen van de belastinggevallen is gebruik gemaakt van het feit dat zeer hoge stormvloed en hoge rivierafvoeren doorgaans onafhankelijk van elkaar optreden. De kans dat een dijk die zowel de maatgevende stormvloed als de maatgevende rivierafvoer afzonderlijk kan weerstaan, door een combinatie van hoge stormvloed en hoge rivierafvoer wordt overbelast, kan dan ook worden verwaarloosd. Dit geldt echter niet meer als er in de Nieuwe Waterweg een stormvloedkering wordt gebouwd. Maar de rekenprocedure kan ook dan op dezelfde wijze verlopen, op voorwaarde dat er een eenduidig verband blijft bestaan tussen de waterstand ter plaatse en de zeestanden en rivierafvoeren. De belastinggevallen zullen dan echter aangepast moeten worden. In par. 6.3.5 wordt hier nader op ingegaan.

De belastinggevallen in tabel 6.3.1 bestaan daarom uit enerzijds een combinatie van extreem hoge zeestand met bijbehorende storm met orkaankracht en een iets meer dan gemiddelde rivierafvoer, en anderzijds een combinatie van extreem hoge rivierafvoer met harde tot stormachtige wind en een wat verhoogde zeestand.

Het eerste geval is bepalend voor de dijken in het westelijke deel, en het tweede voor die in het oostelijke deel van het benedenrivierengebied.

Ook in het tussenliggende deel, waar zowel door een stormvloed als door een hoge rivierafvoer hoge standen kunnen optreden, blijken de dijken hoog genoeg te zijn als ze op de meest ongunstige van beide belastingen worden ontworpen.

Tabel 6.3.1 Belastinggevallen

Belastinggevallen 1/4.000 en 1/3.000 (Rijn)

wind-richting	snelheid [m/s]	water-stand HvH [NAP+m]	Rijn-afvoer [m <sup>3</sup> /s]	wind-richting	snelheid (m/s)	water-stand HvH [NAP+m]	Rijn-afvoer [m <sup>3</sup> /s]
N	28	4,00	3.000	N	12	2,00	18.000
NNO	12	2,00	18.000	NNO	12	2,00	18.000
NO	12	2,00	18.000	NO	12	2,00	18.000
ONO	12	2,00	18.000	ONO	12	2,00	18.000
O	12	2,00	18.000	O	12	2,00	18.000
OZO	12	2,00	18.000	OZO	12	2,00	18.000
ZO	12	2,00	18.000	ZO	12	2,00	18.000
ZZO	12	2,00	18.000	ZZO	12	2,00	18.000
Z	24	2,00	3.000	Z	12	2,00	18.000
ZZW	28	2,50	3.000	ZZW	15	2,00	18.000
ZW	34	3,00	3.000	ZW	15	2,00	18.000
WZW	34	3,50	3.000	WZW	15	2,00	18.000
W	34	5,00	3.000	W	15	2,25	18.000
WNW	34	5,00	3.000	WNW	15	2,25	18.000
NW	32	5,00	3.000	NW	15	2,25	18.000
NNW	30	4,65	3.000	NNW	15	2,25	18.000

Belastinggevallen 1/10.000 (Rijn)

wind-richting	snelheid [m/s]	water-stand HvH [NAP+m]	Rijn-afvoer [m <sup>3</sup> /s]	wind-richting	snelheid [m/s]	water-stand HvH [NAP+m]	Rijn-afvoer [m <sup>3</sup> /s]
N	28	4,00	3.000	N	12	2,00	18.000
NNO	12	2,00	18.000	NNO	12	2,00	18.000
NO	12	2,00	18.000	NO	12	2,00	18.000
ONO	12	2,00	18.000	ONO	12	2,00	18.000
O	12	2,00	18.000	O	12	2,00	18.000
OZO	12	2,00	18.000	OZO	12	2,00	18.000
ZO	12	2,00	18.000	ZO	12	2,00	18.000
ZZO	12	2,00	18.000	ZZO	12	2,00	18.000
Z	24	2,00	3.000	Z	12	2,00	18.000
ZZW	28	2,50	3.000	ZZW	15	2,00	18.000
ZW	34	3,00	3.000	ZW	15	2,00	18.000
WZW	34	3,50	3.000	WZW	15	2,00	18.000
W	34	5,25	3.000	W	15	2,25	18.000
WNW	34	5,25	3.000	WNW	15	2,25	18.000
NW	32	5,25	3.000	NW	15	2,25	18.000
NNW	30	4,95	3.000	NNW	15	2,25	18.000

Belastinggevallen 1/3.000 (Maas)

wind- richting	snel- heid [m/s]	water- stand HvH [NAP+m]	Maas- afvoer [m <sup>3</sup> /s]	wind- richting	snel- heid [m/s]	water- stand HvH [NAP+m]	Maas- afvoer [m <sup>3</sup> /s]
N	28	4,00	600	N	12	2,00	4.130
NNO	12	2,00	4.130	NNO	12	2,00	4.130
NO	12	2,00	4.130	NO	12	2,00	4.130
ONO	12	2,00	4.130	ONO	12	2,00	4.130
O	12	2,00	4.130	O	12	2,00	4.130
OZO	12	2,00	4.130	OZO	12	2,00	4.130
ZO	12	2,00	4.130	ZO	12	2,00	4.130
ZZO	12	2,00	4.130	ZZO	12	2,00	4.130
Z	24	2,00	600	Z	12	2,00	4.130
ZZW	28	2,50	600	ZZW	15	2,00	4.130
ZW	34	3,00	600	ZW	15	2,00	4.130
WZW	34	3,50	600	WZW	15	2,00	4.130
W	34	5,00	600	W	15	2,25	4.130
WNW	34	5,00	600	WNW	15	2,25	4.130
NW	32	5,00	600	NW	15	2,25	4.130
NNW	30	4,65	600	NNW	15	2,25	4.130

Aangezien er een positieve correlatie bestaat tussen de afvoeren van de Bovenrijn en de Maas wordt voor de Maas-bijdrage de bij die Bovenrijnafvoer behorende gemiddelde Maasafvoer genomen (bijlage 4).

Slechts in een klein deel van het benedenrivierengebied worden de vereiste dijkhoogten bepaald door de maatgevende Maasafvoer. De dijken aldaar dienen dan ook te worden getoetst op deze afvoer, met de bijbehorende 50% Rijnafvoer (bijlage 4).

### 6.3.3 De frequentiemethode

Met de frequentiemethode (lit. 1), die als een vereenvoudiging van het toetsingsmodel kan worden opgevat, kunnen de dijktafelhoogten berekend worden, zowel per dijkvak als voor de dijkring als geheel.

De dijktafelhoogte per dijkvak kan worden berekend uitgaande van:

- de per windrichting verschillende waterstands- en windsnelheidsstatistiek te Hoek van Holland (lit. 30);
- de per windrichting verschillende waterstandsstatistiek voor de stations in het gebied;
- de overschrijdingsfrequentie van de Bovenrijn- of Maasafvoer in toppen per jaar en dagen per jaar (lit. 26 en 27);
- de evenstandslijnen voor de stations in het gebied (lit. 26) en de daaruit herleide evenstandslijnen voor het dijkvak.

Een vereenvoudigde benadering is mogelijk voor die locaties waar de waterstand overwegend door de zeestand wordt bepaald. Hier kan men zich beperken tot windrichtingen tussen zuidwest via west naar noord.

In figuur 6.3 is de procedure voor het bepalen van de overschrijdingslijn van de dijktafelhoogte schematisch weergegeven. Die procedure gaat als volgt.

Voor een dijkvak wordt een representatief geacht profiel gekozen, lettend op de ligging en de vorm van het profiel.

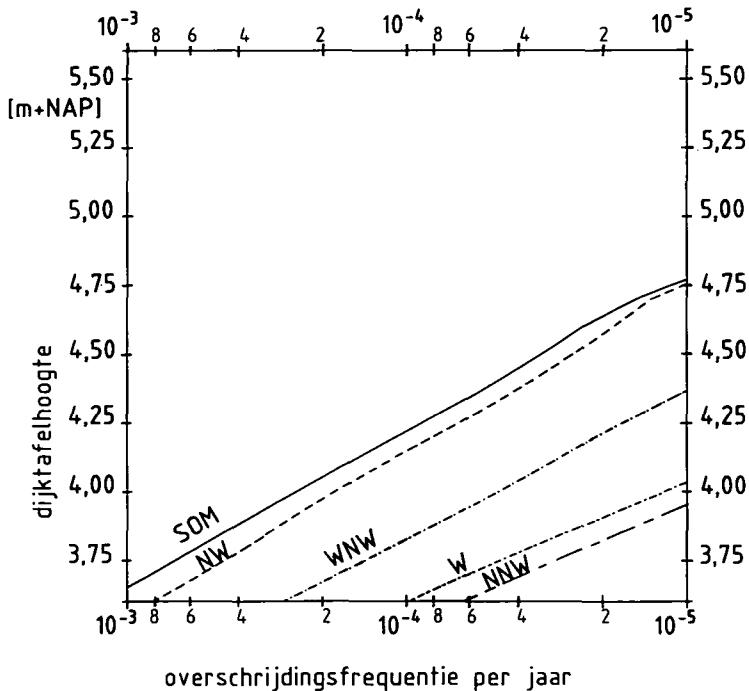
De berekeningen worden gemaakt voor alle relevante windrichtingen. Als voorbeeld dient westenwind. Daarbij geldt: de waterstand  $h$  ter plaatse van het dijkvak is bekend als functie van  $H_H$  en  $Q_R$  (1 in figuur 6.3).

Dat is de evenstandslijn. Voor  $H_H$  is dan bij westenwind de overschrijdingsfrequentie (2 in figuur 6.3) en de bijbehorende windsnelheid (3 in figuur 6.3) ter plaatse te bepalen.

De golfoploop kan nu worden berekend.

Op deze manier kunnen, door berekeningen uit te voeren voor verschillende combinaties van  $H_H$  en  $Q_R$ , de evenstandslijnen voor  $h$  worden getransformeerd in evenstandslijnen voor de dijktafelhoogte (4 in figuur 6.3). Op dezelfde manier als voor de waterstanden kan dan de overschrijdingsfrequentielijn voor de dijktafelhoogte bij westenwind worden bepaald, door berekening van de integraal van de kansdichtheidsfunctie van de dijktafelhoogte-evenstandslijnen.

Deze procedure wordt herhaald voor alle windrichtingen. Door somming van de overschrijdingsfrequentielijnen per windrichting ontstaat de overschrijdingsfrequentielijn van de dijktafelhoogte (figuur 6.2 = deelfiguur 5 in figuur 6.3).



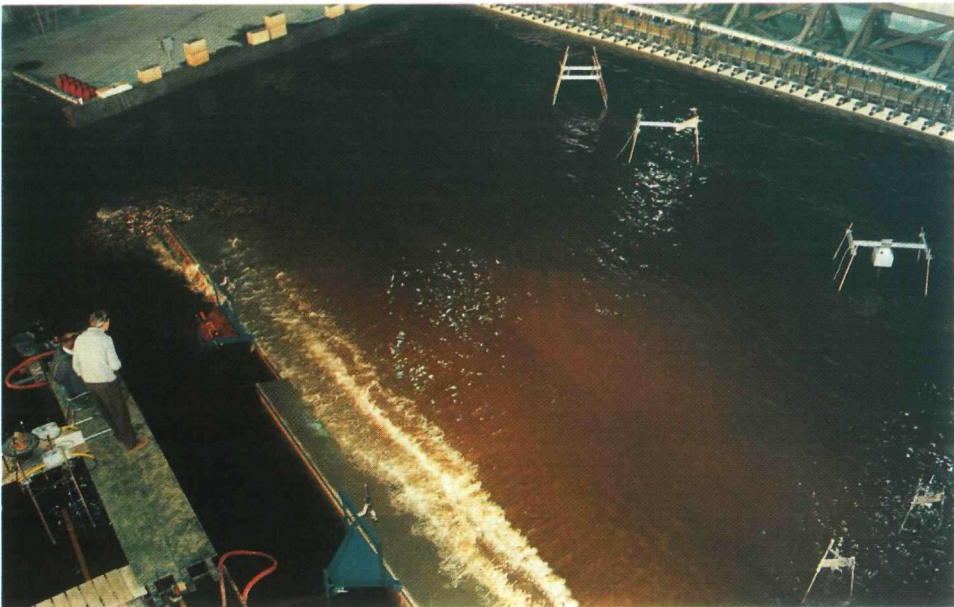
figuur 6.2





(Foto: Rijkswaterstaat)

Schaardijk ingeklemd tussen rivier en bebouwing te Sliedrecht



(Foto: Waterloopkundig Laboratorium)

Laboratoriumonderzoek naar golfoverslag bij schuin op de dijk invallende windgolven



(Foto: Rijkswaterstaat)

Dijk met buitendijkse bebouwing te Sliedrecht



(Foto: Rijkswaterstaat)

Winkelstraat op de dijk te Sliedrecht

Als niet alleen het dijkvak maar de gehele dijkkring bezien moet worden, is nog een aanvullende handeling nodig: de kans op overbelasting van de dijkkring moet per windrichting worden bepaald.

Door nu per dijkvak één hoogte te kiezen en per windrichting de dijktafelhoogte-evenstandslijnen van elk dijkvak in één figuur uit te zetten (6 in figuur 6.3) kan voor de betreffende windrichting een omhullende evenstandslijn voor de dijkkring worden geconstrueerd, bestaande uit delen van de evenstandslijnen van de omringende dijkvakken. De bijdrage aan de overschrijdingsfrequentie van deze delen is bekend, die van de omhullende dus ook:

De dijkkringfrequentie wordt dan bepaald door deze procedure te herhalen voor alle windrichtingen - waarbij per dijkvak voor elke windrichting dezelfde hoogte wordt gekozen - en vervolgens de gevonden gebiedskansen bij elkaar op te tellen.

Proberenderwijs kan zo net zolang worden gecombineerd totdat één of meer van de vele mogelijke combinaties van hogere en lagere dijkvakken is gevonden die een overschrijdingskans voor het gebied oplevert gelijk aan de gestelde norm.

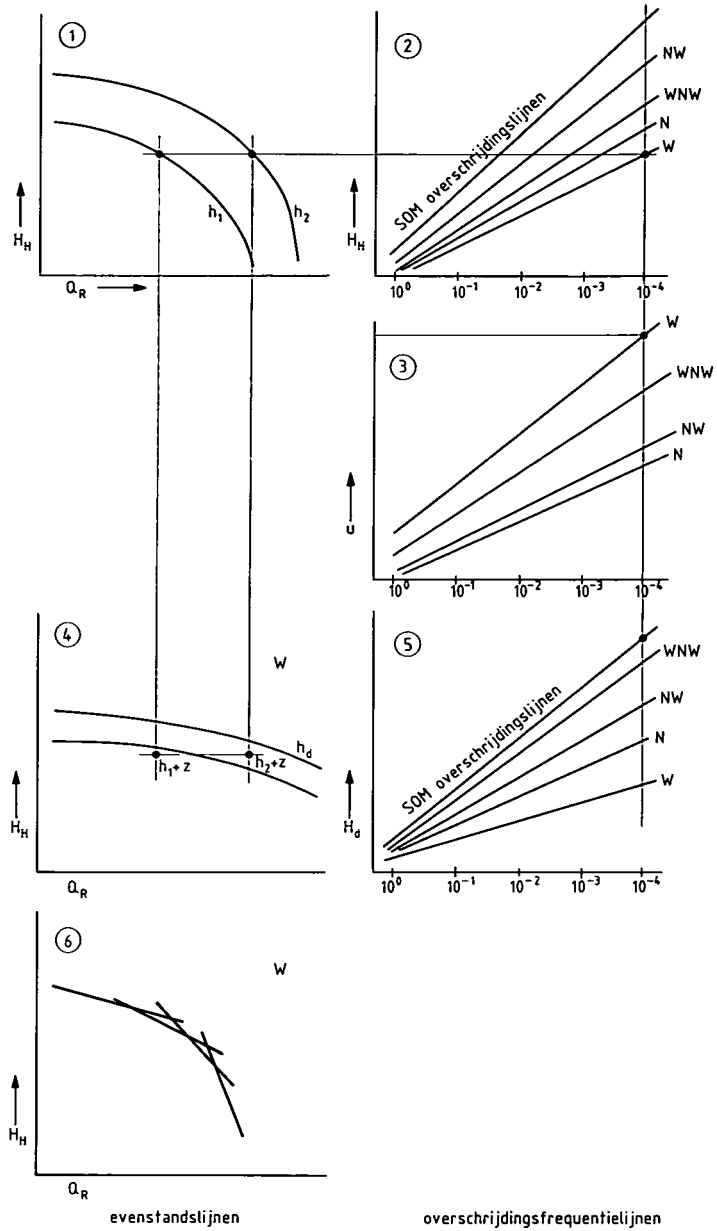
In principe is het aantal mogelijkheden onbeperkt. In de praktijk zal echter in de eerste plaats gewerkt worden met een beperkt aantal dijkvakken, waarbij een gelijke deelnorm voor deze vakken wordt gekozen als uitgangspositie. Vervolgens wordt om de gewenste gebiedsnorm te bereiken hier en daar wat bijgesteld of geoptimaliseerd. In deze fase wordt ook rekening gehouden met de kosten: belastingcombinaties (combinaties van  $Q_R-H_H$ ) die slechts maatgevend zijn bij een klein aantal dijkvakken worden uitgeschakeld door die dijken wat hoger te maken, zodat de dijken op andere plaatsen wat lager kunnen zijn. Ook kan rekening worden gehouden met reeds uitgevoerde dijkversterkingen.

Dijkvakken die niet zijn meegenomen in de bepaling van de dijkkringfrequentie worden tenslotte zo ontworpen dat de bij de hoogte horende dijktafelhoogte-evenstandslijnen (in  $Q_R-H_H$ ) voor geen enkele windrichting de omhullende lijn van het gebied snijden, terwijl ze hem, althans voor minstens één richting, wel dicht benaderen of raken. Bovendien wordt nog gecontroleerd of voldaan wordt aan de eis van MHW + minimale waakhoogte, zeespiegelrijzing enzovoort.

Het bepalen van de dijktafelhoogte nadat de omhullende lijnen voor het gebied zijn vastgesteld kan letterlijk worden uitgevoerd zoals hierboven omschreven. Dat wil zeggen: men berekent voor een aantal hoogten de evenstandslijnen voor de relevante windrichtingen, tekent die lijnen in en legt de verkregen figuren op de respectievelijke  $Q_R-H_H$ -diagrammen voor het gebied: de juiste hoogte kan dan zo worden afgelezen. Een en ander kan efficiënt worden berekend met een hiervoor ontwikkeld computermodel (Provincie Zuid-Holland). Blijkt achteraf dat een dijkvak dat niet werd meegenomen in de bepaling van de dijkkringfrequentie slechts tegen onoverkomelijk hoge kosten zo kan worden aangelegd dat de veiligheid niet wordt aangetast, dan kan het model voor de dijkkringfrequentie opnieuw worden bepaald: de  $Q_R-H_H$ -lijnen van het betreffende dijkvak worden, voorzover maatgevend, ingevoerd in het model, terwijl enkele andere dijkvakken worden verhoogd, en wel zo dat de verschuiving van hun maatgevende  $Q_R$ -

$H_H$ -lijnen de vermindering van de dijkkringfrequentie door invoer van het nieuwe dijkvak compenseert. Vervolgens moeten alle dijkvakken wel weer opnieuw worden getoetst aan het nieuwe model.

Schematisch:



figuur 6.3

**Toelichting:**

$H_H$	= waterstand Hoek van Holland	$h$	= waterstand uit $H_H$ en $Q_R$ bij dijkvak
$Q_R$	= rivierafvoer te Lobith	$z$	= golfoploop
$u$	= windsnelheid	$h_d$	= dijktafelhoogte

De procedure wordt doorlopen van (1) tot (6).

### 6.3.4 Evaluatie

Beide hiervoor beschreven methoden hebben voor- en nadelen. De belastinggevallenmethode is tamelijk eenvoudig toe te passen, en biedt een betrouwbare eerste schatting, weliswaar vaak met een lichte over-dimensionering. De frequentiemethode biedt meer inzicht in de invloed van de variatie in hoogte van de afzonderlijke dijkvakken op de kans op overbelasting van een dijkkring, en leent zich dan ook beter voor detailwerk en optimalisering.

In het algemeen geven beide methoden – dat is uit proefberekeningen gebleken – een goede benadering van de kruinhoogte waarbij de dijkkringfrequentie is gewaarborgd. Toetsing van de dijkkringfrequentie kan plaatsvinden met het toetsingsmodel.

De bepalingmethode van de kruinhoogte die hier is beschreven wijkt af van die in deel 1 van deze *Leidraad*. Niettemin gaat het in hoofdzaak om een verregaande verfijning, die zo is opgezet dat bij invoering van de gegevens van het bovenrivierengebied als bijzonder eenvoudig geval, de resultaten niet wezenlijk zullen afwijken van de resultaten met de methode uit deel 1.

### 6.3.5 De stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg

De eventuele bouw van een stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg zal er toe leiden dat hoge stormvloedten minder te duchten zijn. Dit geldt vooral bij lage rivierafvoeren. Nabij de kering, waar de rivierafvoer een geringe invloed heeft, zullen de bestaande dijken in het algemeen hoog genoeg zijn, of zelfs meer dan hoog genoeg; dat geldt zeker voor de dijken die recentelijk zijn verhoogd.

Bovenstreams, waar de hoogte van de dijken goeddeels wordt bepaald door de kans op hoge rivierafvoeren, zal de komst van een stormvloedkering in eerste aanleg niet tot lagere kruinhoogten leiden.

In het tussenliggende gebied zijn de recentelijk verhoogde dijken in het algemeen ook hoog genoeg. Enige dijkvakken zijn daar wellicht toch nog aan de lage kant; met name dijkvakken waar de golfaanval groot kan zijn.

#### 6.3.5.1 Berekening van dijkhoogten

Evenals bij een open Waterweg (fig. 1.1) zullen in de situatie met een stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg de waterstanden in het benedenrivierengebied worden bepaald

door combinaties van zeestanden en rivierafvoeren. Alleen de vorm van de evenstandslijnen zal sterk veranderen.

Stormvloeden die een bepaald peil – het alarmpeil – op zee niet bereiken, zullen veilig kunnen worden doorgelaten, gezien de eisen met betrekking tot de beperking van de sluitfrequentie: 1 maal per 5 à 10 jaar. Het alarmpeil kan afhankelijk worden gesteld van de rivierafvoer, en eventueel van de wind.

Beneden dit peil blijven de evenstandslijnen uiteraard gelijk aan die voor de open situatie. Boven dat peil moet de stormvloedkering dicht zijn, en daardoor veranderen de lijnen sterk van karakter voor de stations die onder de invloed van de zee staan. De bereikte waterstanden hangen dan namelijk af van de duur van de sluiting en van de rivierafvoer die gestremd wordt. De duur van de sluiting hangt weer af van de vorm van de stormvloed op zee, en dus van de zeestand, zodat wederom een min of meer eenduidig verband tussen de lokale waterstand en  $H_H$  en  $Q_R$  kan worden opgesteld.

Zolang nog geen uitspraak is gedaan over het aan te houden alarmpeil en de beheersstrategie kunnen er echter nog geen evenstandslijnen worden bepaald. Toch zijn er, ter illustratie, in bijlage 2.5 enige evenstandslijnen gegeven, uitgaande van het alarmpeil dat momenteel wordt overwogen.

Als het alarmpeil inderdaad op dat niveau wordt vastgesteld, dan zullen in het gehele gebied dat onder overwegende invloed van de zee staat, de maximale standen vanuit zee die nog worden doorgelaten bepalend zijn voor de dijkhoogten.

In het oostelijk gebied, waar de invloed van de rivier overweegt, blijft de open situatie met maatgevende rivierafvoer bepalend.

Daartussenin en op het Hollandsch Diep zal, afhankelijk van de sluitingsstrategie, de toestand met gesloten stormvloedkering bepalend worden.

De berekening van de dijkhoogten verloopt vrijwel analoog aan de procedures die hiervoor in dit hoofdstuk zijn beschreven.

Er wordt weer onderscheid gemaakt tussen:

- a. de toetsing waarmee achteraf wordt gecontroleerd of met de gekozen dijkhoogten aan de vereiste dijkkringfrequentie wordt voldaan;
- b. het ontwerp waarbij de kruinhoogten zo worden vastgesteld dat ze bij toetsing zullen voldoen.

#### Ad. a

De dijkkringfrequentie kan met het bestaande toetsingsmodel worden berekend als de nieuwe evenstandslijnen worden ingevoerd, zoals in figuur 1.

#### Ad. b

Voor het ontwerp zou men ook hier gebruik kunnen maken van de belastinggevallenmethode of van de frequentiemethode. Zodra de definitieve beslissing valt over het alarmpeil en de beheersstrategie kunnen nieuwe belastinggevallen worden gegeven, en kan de frequentiemethode worden aangepast.

### 6.3.5.2 De stormvloedwaarschuwingsdienst

Een tijdige sluiting van de stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg is afhankelijk van de trefzekerheid van het alarm van de stormvloedkering. Om er zeker van te zijn dat de stormvloedkering bij overschrijding van het alarmpeil niet open staat, moet men de kering ook sluiten in twijfelgevallen, namelijk wanneer de kans op het bereiken van het alarmpeil redelijkerwijs niet kan worden uitgesloten.

Omdat de waterstanden dan lager blijven dan die waarop de dijken zijn berekend, zal dit geen invloed hebben op de kans op overbelasting die aan de hand van het toetsingsmodel is berekend.

### 6.3.5.3 Falen van de stormvloedkering

Het is denkbaar dat de stormvloedkering bij het overschrijden van het alarmpeil toch niet gesloten wordt. Mogelijkerwijs omdat de stormvloedwaarschuwingsdienst geen alarm heeft geslagen; de oorzaak zou ook mechanisch of menselijk falen kunnen zijn, en verder mag men het bezwijken van de stormvloedkering niet uitsluiten, bijvoorbeeld door een aanvaring.

Zoals reeds eerder is vermeld zullen, in het gebied waar de stormvloedkering effect heeft, de omstandigheden bij alarmpeil meestal de vereiste dijkhoogten bepalen. Een overschrijding van dit peil zonder dat de kering gesloten is zal dan ook meestal leiden tot overbelasting. De kans dat dit gebeurt zou bij benadering moeten worden opgeteld bij de volgens het toetsingsmodel berekende kansen, wil men de totale kans op overbelasting kunnen schatten.

Bij het opstellen van deze *Leidraad* was echter nog onvoldoende bekend om deze kans kwantitatief in rekening te kunnen brengen. Pas als er definitieve gegevens beschikbaar zijn zal de totale kans op overbelasting met het toetsingsmodel kunnen worden berekend.

## 6.4 Vaststelling van dijktafelhoogte en aanleghoogte

De dijktafelhoogte wordt voor wat betreft het aandeel van waterstand, golfoploop en -overslag vastgesteld aan de hand van de berekeningen in par. 6.3.

Bij deze berekeningen dient overigens wel aandacht te worden geschonken aan de verhoging van de waterstand door morfologische ontwikkelingen, die door de rivierbeheerder zullen worden verwerkt in toekomstige aanpassingen van het ontwerppeil, en aan de zeespiegelrijzing (par. 6.1).

De toeslagen voor lokale windopzet, buistoten en bui-oscillaties worden bepaald aan de hand van par. 5.4 en in de berekeningen, besproken in par. 6.3, meegenomen.

Tenslotte is er steeds een minimale waakhoogte vereist: het aanlegniveau dient een overhoogte te hebben ten opzichte van de dijktafelhoogte ter compensatie van de verwachte zetting van de ondergrond en van klink van het dijkmateriaal.

#### 6.4.1 *Overhoogte voor klink en zetting van de ondergrond*

Gezien de altijd hoge initiële kosten van een dijkverhoging verdient het aanbeveling de overhoogte zo ruim te nemen, dat binnen 50 jaar na aanleg geen verhogingen nodig zullen zijn als gevolg van zettingen en klink. Als in of onder de dijk kostbare kunstwerken aanwezig zijn, zoals sluizen en tunnels, wordt zelfs aanbevolen met een langere onderhoudstermijn rekening te houden.

De overhoogte moet worden aangebracht boven de dijktafelhoogte. De kruindaling van een dijkvak zal niet als gemiddelde bekend moeten zijn, maar als maximaal bedrag van een aantal punten, omdat geen enkel punt beneden de dijktafelhoogte mag dalen. Daarom zou in principe moeten worden gerekend met de karakteristieke waarden voor de samendrukkingscoëfficiënt (deel 1, par. 9.7), en de bijbehorende materiaalfactoren (par. 7.5).

Echter, daar het in situaties met een kritische stabiliteit gedurende de uitvoering, of met nabij gelegen bebouwing, ongewenst kan zijn om hoger dan noodzakelijk te ontwerpen, wordt voor die situaties een enigzins afwijkende methodiek aanbevolen.

Bij zettingsberekeningen in de ontwerpfase worden de rekenkundig bepaalde gemiddelde samendrukkingsconstanten opgevat als karakteristieke waarden. De materiaalfactoren  $\gamma_{m1}$  en  $\gamma_{m2}$  worden beide op 1,0 gesteld.

Voorwaarde hierbij is wel dat de zettingen gedurende de uitvoeringsperiode worden geobserveerd door middel van zakbaken, zodat het mogelijk is de in de ontwerpfase berekende overhoogte gedurende de uitvoeringsfase bij te stellen. Aan de berekening van zettingen wordt aandacht besteed in hoofdstuk 8, en in deel 1, par. 8.3.2.

Wat betreft de zettingen kan onderscheid worden gemaakt tussen primaire zettingen en seculaire zettingen. Wat het laatste betreft: in veel gevallen blijkt de kruin van de waterkering in het benedenrivierengebied ook zonder verzwaring te zakken tot 3 à 5 mm per jaar. Deze seculaire kruiseffecten moeten in de overhoogte worden verdisconteerd. Voor het benedenrivierengebied wordt aanbevolen de aldus berekende uiteindelijke zettingen, vermeerderd met de klink van het ophoogmateriaal, aan te houden als overhoogte (par. 8.2).

#### 6.4.2 *Aanleghoogte*

De aanleghoogte van een dijk is de hoogte van de kruin van de dijk onmiddellijk na het gereedkomen van een dijkverbetering. De aanleghoogte wordt bepaald door bij de dijktafelhoogte de kruindaling op te tellen die wordt verwacht in de periode tot een volgend herstel. Deze kruindaling volgt uit de klink en zetting die op grond van grondmechanische berekeningen zijn bepaald (par. 8.1). De gedurende de bouwfase te verwachten zetting moet hierop in mindering worden gebracht. Aanbevolen wordt – voor zover de constructie van de dijk het toelaat – de zetting vast te stellen voor een planperiode van 50 jaar. De maximale daling van een aantal punten moet hierbij worden aangehouden. Tevens wordt aanbevolen eens per 5 à 10 jaar een controle-waterpassing van de kruin uit te voeren.



# 7 Stabiliteit van de waterkering

## 7.1 Algemeen

Deel 2 van de *Leidraad* gaat nader in op de verschillen tussen het benedenrivierengebied en het gebied van de bovenrivieren, behandeld in deel 1. Het gaat dan met name om de problematiek van de dikke slappe pakketten, en om het niet-stationaire karakter van de grondwaterstroming.

Onder de stabiliteit van een grondlichaam wordt verstaan de weerstand tegen afschuiving van grote delen van dat grondlichaam langs rechte of gebogen glijvlakken; men kan ook zeggen: het vermogen om belastingen te weerstaan zonder functieverlies ten gevolge van te grote vervormingen.

Het vervormingscriterium speelt een belangrijke rol, vanwege de vaak grote stijfheidsverschillen tussen enerzijds het dijkmateriaal en de grondlagen daaronder en anderzijds de grondlagen achter de dijk.

De in deel 1 behandelde glijvlakanalyses besteden geen bijzondere aandacht aan het vervormingscriterium, omdat in het bovenrivierengebied de stijfheidsverschillen in het algemeen betrekkelijk gering zijn.

Dit hoofdstuk gaat nader in op een aantal berekeningsmethoden waarmee sterkte en belasting in het benedenrivierengebied tegen elkaar kunnen worden afgewogen bij het onderzoeken van de stabiliteit van een waterkering. In de volgende paragrafen worden de verschillende aspecten van het stabiliteitsonderzoek kort besproken; waar nodig wordt verwezen naar appendices met een meer uitgebreide beschrijving. Behalve aan de stabiliteit bij ontwerppeil wordt ook aandacht besteed aan het evenwicht tijdens de uitvoering van de dijkverbetering.

Randvoorwaarden voor de berekening zijn: de geometrie van het dijklichaam, de bodemopbouw, de belasting en de sterkte. Deze aspecten zijn behandeld in de hoofdstukken 7, 8 en 10 van deel 1.

Zijn de stijfheidsverschillen in, naast en onder de waterkering groot, of wordt de effectieve spanning onder en in het slappe-lagenpakket achter de waterkering verlaagd door hoge potentialen in het watervoerende pakket, zodat er ter plaatse nauwelijks mobiliseerbare schuifweerstand over blijft, dan is de aanpak die deel 1 aanbeveelt niet optimaal. In dit soort situaties zal zeker rekening moeten worden gehouden met het niet-stationaire karakter van de waterspanning, en met vervormingen.

## 7.2 Sterkte-eigenschappen van de grond

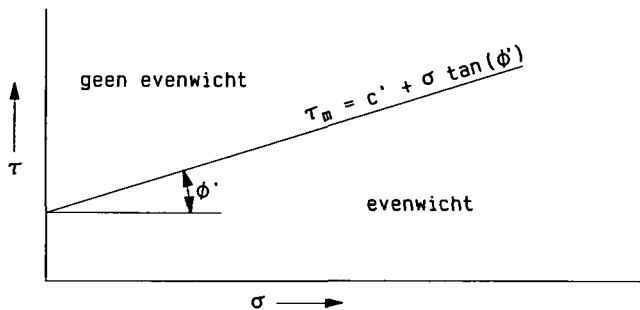
Vanwege de dikke en veelal slappe, samendrukbare grondpakketten die in het benedenrivierengebied voorkomen, is meer aandacht vereist voor de sterkte-eigenschappen in relatie tot de vervorming van de grond.

De vervormingen dienen binnen een zekere marge te blijven, opdat geen blijvende schade wordt toegebracht aan de dijk of aan nabijgelegen gebouwen.

Met name tijdens de uitvoering treedt onder invloed van het opgebrachte materiaal een belangrijke zetting op; ook ontstaat er horizontale vervorming. Ook zonder verhoging zijn dijken vaak onderhevig aan een vervorming van enkele mm's per jaar, als gevolg van vroegere dijkverhogingen en de samenstelling van het grondpakket onder de dijk. Aan deze vervorming, doorgaans 'de kruip' genoemd, komt zelfs na zeer lange tijd geen eind.

Omdat vervormingen een zo belangrijke rol spelen is voor het benedenrivierengebied een verdere aanvulling nodig op het bezwijkcriterium van Mohr-Coulomb (figuur 7.1): ook in het evenwichtsgebied namelijk kunnen al grote vervormingen van de grond optreden. Deze vervormingen komen in genoemd bezwijkcriterium echter niet expliciet tot uitdrukking.

De grootte van de vervormingen is mede afhankelijk van de grondsoort.

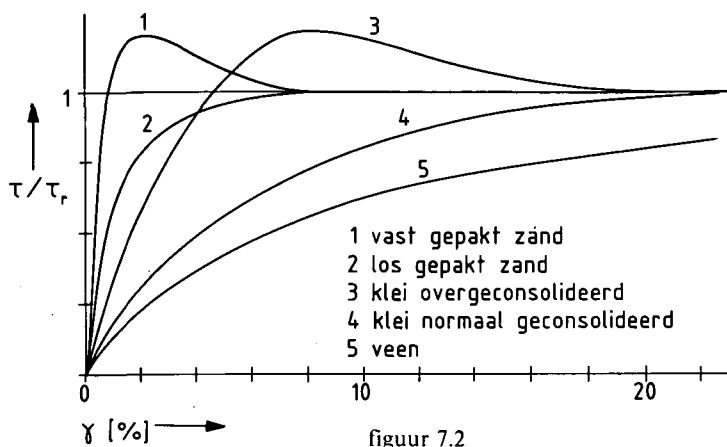


figuur 7.1.

De maximale schuifsterkte van de grond wordt in vastere grondlagen bij een veel kleinere vervorming bereikt dan in relatief slappe lagen als klei en veen. De grootte van de schuifsterkte is afhankelijk van de vervormingen. De vervormingsafhankelijke schuifsterkte wordt doorgaans weergegeven in de mobilisatiecurve van de grond. Daarin wordt de werkelijke schuifsterkte van de grond uitgezet tegen de vervorming.

De sterkte van klei en zand kan na grote vervorming ook weer afnemen door structuurverandering; er wordt dan gesproken van de residuele sterkte  $\tau_r$ . In par. 7.4.1 zal dit verschijnsel nader aan de orde komen.

In figuur 7.2 is voor een aantal grondsoorten de relatieve schuifsterkte  $\tau/\tau_r$  uitgezet tegen de vervorming.



figuur 7.2

In Nederland wordt de stabiliteit gewoonlijk berekend op basis van de effectieve korrelspanningen en de gedraineerde sterkte-eigenschappen; daarbij is dus kennis nodig van het consolidatiegedrag.

Zowel een voltooide dijk als een dijk in uitvoering wordt qua stabiliteit overwegend beoordeeld met behulp van effectieve spanningen.

In situaties waarbij de stabiliteit onmiddellijk na een belastingverandering moet worden beoordeeld, kan het nuttig zijn te werken met gebruikmaking van de totale grondspanningen en de ongedraineerde sterkte-eigenschappen van de grond: een zogenaamde  $c_u$ -analyse.

Aanbevolen wordt dan de  $c_u$ -waarde te bepalen op basis van  $\phi'$  en  $c'$ , zoals aangegeven in bijlage 15. De  $c_u$ -waarde kan ook worden vastgesteld uit terreinmetingen, zoals bijvoorbeeld vinproeven. Over de nauwkeurigheid van deze methode is nog weinig bekend.

### 7.3 Waterspanningen

Bij de stabiliteitsberekeningen spelen de ligging van de freatische lijn en de waterspanningen in dijk en ondergrond een belangrijke rol.

In dit hoofdstuk zal onderscheid worden gemaakt tussen:

1. het waterspanningsbeeld dat ontstaat bij het optreden van de maatgevende hoogwaterstanden;
2. waterspanningen die ontstaan ten gevolge van extreme neerslag;
3. waterspanningen die ontstaan door ophogingswerkzaamheden in de uitvoeringsfase.

#### 7.3.1 Waterspanningen ten gevolge van de rivierwaterstand

In deel 1, par. 3.5 worden aanbevelingen gedaan voor de uitgangspunten van grondwaterstromingsberekeningen.

In hoofdstuk 10 van deel 1 wordt gesteld dat voor het grondwaterstromingsbeeld in principe onderscheid kan worden gemaakt tussen stationaire en niet-stationaire grondwaterstroming. Gezien de lange duur van de maatgevende rivierwaterstand, in verhouding althans tot de consolidatieperiode van de afdekkende lagen op de watervoerende zandlaag, is daar veel aandacht geschonken aan de stationaire grondwaterstroming. De stationaire aanpak van deel 1 zou ook in het benedenrivierengebied kunnen worden gevolgd, ware het niet dat deze benadering, omdat ze de bovengrens van de waterspanningen bepaalt, een overgedimensioneerd ontwerp tot gevolg kan hebben. Gezien het regime van de rivier in het benedenrivierengebied, met zijn veelal dikkere afdekkende pakketten met een lange hydrodynamische periode, is het gewenst hier rekening te houden met het niet-stationaire karakter van de grondwaterstroming. Daarom is voor de dijken in het onderhavige gebied de bepaling van de waterspanningen verfijnd, teneinde het ontwerp te kunnen optimaliseren. Verder wordt een uitbreiding gegeven van de methode van het berekenen van potentialen in het watervoerende zandpakket op basis van peilbuiswaarnemingen.

#### 7.3.1.1 Het watervoerend pakket

Alvorens in te gaan op de te volgen methodiek voor het bepalen van het potentiaalbeeld, moeten twee opmerkingen worden gemaakt.

Ten eerste: in principe komen in het benedenrivierengebied zowel schaaldijken voor, als dijken met een meer of minder breed voorland. Het is zinvol dit onderscheid te maken, omdat een relatief ondoorlatende laag aan de rivierzijde van de dijk een gunstige, verlagende invloed heeft op het potentiaalbeeld onder en achter de dijk.

Ook bij een schaaldijk is het mogelijk dat een aanzienlijke intreeweerstand aanwezig is vanwege een sliblaag op en in de rivierbodem. In het algemeen wordt met dit gunstige effect geen rekening gehouden. Een sliblaag op de rivierbodem mag overigens alleen maar in rekening worden gebracht als deze door onderzoek kan worden aangetoond (dit kan door middel van peilbuismetingen) en tevens kan worden aangenomen dat deze laag ook bij het ontwerppeil aanwezig en bestendig is.

Bij een dijk met voorland is, behalve het al dan niet aanwezig zijn van zo'n sliblaag, ook de hoedanigheid van het voorland zelf van belang. In het algemeen zal een voorland een waterremmende werking hebben; men moet echter bedacht zijn op plaatselijke verstoringen in de vorm van diepe gaten, sloten en dergelijke.

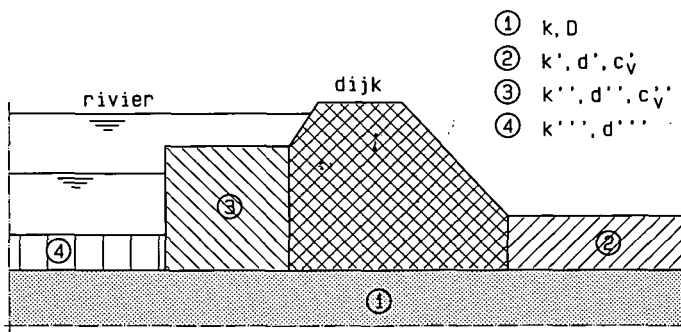
Als het voorland zo laag ligt dat het af en toe wordt overstroomd, kan door middel van peilbuiswaarnemingen een indruk worden verkregen van de mate waarin het voorland als dicht kan worden beschouwd. Maar als het voorland heel hoog ligt kan slechts visueel en op basis van een heel intensief grondonderzoek een indruk van de afdekkende laag worden verkregen. De afwezigheid van discontinuïteiten valt dan echter moeilijk te bewijzen.

Ten tweede: het verloop van de buitenwaterstand, in tijd en hoogte, kan worden bepaald op basis van de gegevens uit par. 5.2.1. Dit uitgangspunt geldt voor de situatie na voltooide dijkverbetering. Voor de bouwfase mag met een lager ontwerppeil worden

gerekend. Voorlopig wordt hiervoor het peil aangehouden dat 0,5 m lager is dan de laagste kruinhoogte in de dijkkring aan het begin van de versterkingsronde, rekening houdend met het bij die waterstand op de rivier optredend verhang.

De geologische opbouw in het benedenrivierengebied kan in het algemeen worden geschematiseerd zoals te zien is in figuur 7.3. We onderscheiden daar achtereenvolgens:

1. De watervoerende zandlaag (aquifer). De stroming is hier hoofdzakelijk horizontaal. Het skelet kan in het algemeen als onsamendrukbaar worden beschouwd; de bergingscoëfficiënt is dan nul. Het pakket heeft een horizontale doorlatendheid  $k$  en een dikte  $D$ .
2. De afdekkende klei- en veenlagen (aquitard). De stroming is hier bij benadering verticaal. Als gevolg van het consolidatieproces dat zich in de aquitard instelt, bij het toenemen van de potentiaal in het zand, zal berging optreden in de slappe lagen. Het afdekkende pakket wordt gekenmerkt door een consolidatiecoëfficiënt  $c'_v$ , een verticale doorlatendheid  $k'$  en een dikte  $d'$ , gemeten tussen het freatisch oppervlak en de onderkant van het pakket.
3. Een afremmende klei- of sliblaag op het voorland of op de rivierbodem, tussen de rivier en het watervoerend pakket. In deze laag treedt verticale stroming op. De laag heeft een dikte  $d''$  en een verticale doorlatendheid  $k''$ . In het geval van een afremmende sliblaag met  $k'''$  en  $d'''$  wordt de berging in deze laag verwaarloosd. In het geval van een breed voorland met een afdekkend pakket van geringe dikte kan dezelfde aanpak worden gevolgd. Bij toenemende dikte van het pakket echter gaat het consolidatieproces in deze laag eveneens een rol spelen. Dit betekent dat het potentiaalbeeld te laag wordt berekend, hetgeen een onveilige situatie oplevert. Ten gevolge van het consolidatieproces in deze laag is er namelijk een extra aanbod van water in de richting van het watervoerend pakket boven de kwelstroom. Bij maatgevende omstandigheden moet met dit effect rekening worden gehouden.



figuur 7.3

De waterstand op de rivier tijdens ontwerpomstandigheden (hoofdstuk 5) kan samengesteld worden gedacht uit een gemiddelde stand gedurende de winterperiode, waarop een hoogwatergolf – de rivierafvoer – plus een getij, al dan niet gepaard met stormvloed, zijn gesuperponeerd. De bepaling van de respons van de potentiaal op de rivierstand, gemiddeld over een lange periode, kan plaatsvinden op basis van een stationaire stromingsberekening, deel 1, appendix B. Aanbevolen wordt hiervoor de waterstand bij de gemiddelde winterafvoer en het gemiddeld getij in de stationaire berekeningen in te voeren (lit. 31).

De bepaling van de afwijking van de potentiaal in de zandlaag van de gemiddelde potentiaal, en van de indringing van de waterspanningen in de afdekkende lagen als respons op de hoogwatergolf, een stormvloed of het getij, dient echter bij voorkeur rekening te houden met de invloed van het niet-stationaire karakter van de grondwaterstroming. De geohydrologische berekeningen kunnen worden uitgevoerd met het geohydrologische model beschreven in bijlage 12. Dit model geldt voor een schematisering overeenkomstig figuur 7.3. Wijkt de werkelijke situatie daar sterk van af, dan moeten de berekeningen worden uitgevoerd met behulp van een grondwatermodel, gebaseerd op de elementenmethode [lit. 51].

De schematisering van de geologische opbouw volgt uit het geotechnisch onderzoek (deel 1, par. 3.4).

De respons van de potentiaal op de rivierstand wordt bepaald door een groot aantal grondparameters (doorlatendheden en consolidatiecoëfficiënten), door geometrische parameters (dikten) en door tijd en plaats. Al deze parameters zijn echter samen te brengen in zogenaamde lekfactoren. Men onderscheidt de lekfactoren  $\lambda$  voor stationaire stroming en  $\lambda_\omega$  voor aanhoudende cyclische belasting (zoals door getijdegolven). De theorie van de tijdsafhankelijke lekfactor  $\lambda_\omega$  is te vinden in lit. 2 en lit. 4, en wordt bovendien uitvoerig weergegeven in het geohydrologische model van bijlage 12.

Men kan  $\lambda_\omega$  bepalen op basis van het geotechnische profiel en een analyse van peilbuiswaarnemingen over een meetperiode van 13 uur. Hoe een dergelijke meting moet worden uitgevoerd en geanalyseerd, is beschreven in bijlage 12. Bij deze methode behoeven de afzonderlijke grondparameters niet bekend te zijn.

Daar het rekenen op basis van een niet-stationaire grondwaterstroming tot meer uitgekende ontwerpen leidt, dienen bij de metingen van de waterspanningen hoge eisen te worden gesteld aan de betrouwbaarheid en de representativiteit ervan.

Als bijzonder geval moet worden onderkend dat aan de landzijde van een waterkering de potentialen in het grensvlak tussen de watervoerende zandlaag en het afsluitende klei- en veenpakket zo groot kunnen worden, dat de opwaartse waterdruk gelijk wordt aan de neerwaartse druk, dat wil zeggen het gewicht van de grondlagen achter de dijk; men spreekt dan van opdrijven. De lengte loodrecht op de dijk waarover dit verschijnsel optreedt is uiteraard sterk afhankelijk van de duur van het hoge water.

Bijlage 13 geeft een analytische oplossing voor het berekenen van de lengte waarover opdrijven kan plaatsvinden. Naar numerieke berekeningen hebben aangetoond komt

deze oplossing echter tot een te grote opdrijflengte. Voor een eerste indruk evenwel is de analytische berekening een bruikbare methode.

In tijdsafhankelijke situaties kunnen de in bijlage 13 gegeven formules alleen voor het geval van een plotseling optredend hoogwater – een zogenaamde sprongbelasting – bij benadering worden toegepast (lit. 3).

### 7.3.1.2 Het slappe-lagenpakket

Voor de stabiliteit van een waterkering zijn ook de waterspanningen in het afdekkende klei- en veenpakket van belang.

In het algemeen worden deze waterspanningen bepaald door de ligging van de freatische lijn en door de potentiaal in het onderliggende zand. Het verloop is meestal niet hydrostatisch, maar sluit aan bij de jaargemiddelde potentiaal in het zand. Variaties in de potentiaal in het zand leiden tot variaties in de waterspanningen aan de onderkant van de slappe lagen. Vanwege de dikte van het slappe-lagenpakket dat de watervoerende zandlaag afdekt, is de grondwaterstroming bij vrij kort durende rivierbelastingen tengevolge van hoogwatergolf en getij niet-stationair: de tijd die het stationaire regime nodig zou hebben om zich in te stellen hangt af van de hydrodynamische periode van het afdekkend pakket, en is meestal veel groter dan de duur van de hoogwaterstand onder maatgevende omstandigheden.

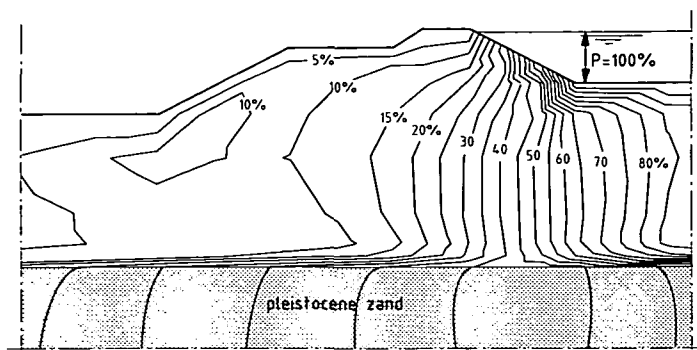
De hoogte waarover de waterspanningsvariaties van betekenis zijn, heet de indringingslengte  $\delta$ . Voor de stabiliteitsberekeningen mag men aannemen dat het waterspanningsverloop over deze indringingslengte lineair is. De grootte van de indringingslengte hangt af van de geohydrologische parameters en het verloop van de waterstand (par. 5.2.1); ze kan worden bepaald met de formules gegeven in bijlage 12 en 13.

Ten behoeve van de berekening van de indringingslengte in het afdekkende klei- en veenpakket moet de consolidatiecoëfficiënt van dit pakket worden vastgesteld door laboratoriumonderzoek. Omdat het indringen van de potentiaal betekent dat de effectieve spanning afneemt, moet de consolidatiecoëfficiënt worden bepaald op basis van de ontlastingstrap uit een samendrukkingsproef.

Boven de indringingslengte blijven de waterspanningen in het semipermeabele pakket onder en achter de dijk bij een relatief kort durende hoogwaterstand gelijk; dit is een gevolg van de geringe doorlatendheid en samendrukbaarheid van de ondergrond. Er is echter nog een tweede effect: de hoge buitenwaterstand kan worden opgevat als een plotselinge belasting, er treden dan in het daaronder gelegen massief wateroverspanningen op, en als gevolg van de spannings spreiding ook daarbuiten.

Om een inzicht te geven in de orde van grootte van deze wateroverspanningen werd deze situatie berekend met een eindige-elementenprogramma. Figuur 7.4 toont de volgens deze benadering optredende wateroverspanningen op  $t = 0$ , en laat zien dat de overspanningen in een verticaal in de binnenteen liggen in de orde van 5 à 10% van de stijging van de buitenwaterstand.

In principe zullen deze wateroverspanningen het evenwicht in negatieve zin beïnvloeden; daarom moeten zij mede in de berekening worden betrokken.



figuur 7.4

### 7.3.2 Waterspanningen bij extreme neerslag

Behalve de invloed van het ontwerppeil op de waterspanningen, dient ook de invloed van extreme neerslag in een evenwichtsbeschouwing te worden betrokken.

Aanbevolen wordt, om op basis van langdurige waterspanningsmetingen in de kruin en de teen van de dijk inzicht te krijgen in het effect van neerslag. Door extrapolatie van het verband tussen de hoeveelheid neerslag en de stijging der waterspanning kunnen dan de effecten van extreme neerslag worden voorspeld.

Globaal zullen de volgende effecten optreden:

- de freatische lijn ter plaatse van de binnenkruinlijn en het binnentalud van de kleidijk stijgt met 0,5 à 1,0 m ten opzichte van de freatische lijn onder normale omstandigheden;
- het polderpeil stijgt tot aan de gemiddelde maaiveldhoogte ter plaatse van de laagste gedeelten van de polder. Hierbij wordt verondersteld dat tevens de bemaling van de polder uitvalt;
- de invloed op de waterspanning van dieper gelegen lagen neemt af tot nul aan de onderkant van het slappe-lagenpakket.

Er wordt bij de evenwichtsbeschouwing van uitgegaan dat het optreden van het ontwerppeil en het tijdstip van de extreme neerslag niet samenvallen.

Opgemerkt zij nog, dat het effect van extreme neerslag onderwerp vormt van nadere studie.

### 7.3.3 Waterspanningen ten gevolge van ophogingen

Ten gevolge van eerdere dijkverhogingen kunnen dikwijls nog initiële wateroverspanningen aanwezig zijn, die aangetoond kunnen worden met waterspanningsmeters. De sterkte van de dijk wordt daardoor verkleind.

Bij het aanbrengen van ophogingen voor dijkaanleg of dijkversterking verandert de sterkte in het klei/veenpakket in, onder en naast de dijk in eerste instantie nauwelijks:



de belastingtoename wordt voornamelijk vertaald in wateroverspanningen. Maar ten gevolge van het consolidatieproces zullen de wateroverspanningen mettertijd afnemen, met als gevolg een toename van de effectieve spanningen ofwel de sterkte. In het benedenrivierengebied is de initiële sterkte vaak onvoldoende om de totale aanvulling te dragen; dan is een gefaseerde uitvoering gewenst, zodat gebruik kan worden gemaakt van het geleidelijk toenemen van de effectieve spanningen in de ondergrond, en daarmee van de sterkte.

Voor het bepalen van het uitvoeringstempo, dat afhangt van de sterkte tijdens de verschillende uitvoeringsstadia, moet de grootte van de wateroverspanningen en de consolidatiesnelheid worden berekend.

Is op basis van de geometrie en de grondeigenschappen te verwachten dat de schuifvervormingen beperkt zullen blijven, dan kan de toename van de waterspanningen worden voorspeld op grond van de elasticiteitstheorie. Zijn de schuifvervormingen daarentegen groot - te verwachten bij een lage stabiliteitsfactor -, dan zijn de wateroverspanningen groter dan op basis van de elasticiteitstheorie wordt voorspeld. Dit is een gevolg van de plasticiteit en de negatieve dilatantie. De grootte van de wateroverspanningen kan in dit geval worden voorspeld met behulp van een elementenmodel gebaseerd op een elasto-plastisch grondmodel (lit. 45).

Het consolidatieverloop kan globaal worden berekend met de eendimensionale consolidatietheorie van Terzaghi, zoals beschreven in deel 1, par. 8.3.2. Verwacht men dat het consolidatieproces sterk wordt beïnvloed door tweedimensionale effecten, dan kan het consolidatieverloop worden berekend met een tweedimensionaal rekenmodel.

Ten gevolge van kruipverschijnselen kan de voorspelde consolidatiesnelheid tegenvallen: de wateroverspanningen blijven hoog. Er zijn op dit moment echter nog geen rekenprogramma's beschikbaar die dit verschijnsel aankunnen.

Indien de berekende wateroverspanningen kritisch zijn voor de stabiliteit tijdens de uitvoering van het werk, dan moeten ze tijdens de uitvoering worden gemeten; aanbevolen wordt daarbij gebruik te maken van elektrische of Bourdon-waterspanningsmeters. De werkelijke waterspanningen kunnen namelijk sterk afwijken van de voorspelde; onzekerheden in de laagopbouw, het rekenmodel en de mate van nauwkeurigheid waarmee de waterdoorlatendheid kan worden bepaald, zijn daarvan de voornaamste oorzaken. Het kan gewenst zijn de rekenresultaten gedurende de uitvoering bij te stellen, om te voorkomen dat de uitvoering onnodig lang duurt of dat er ongewenste risico's worden genomen.

De berekening van de consolidatieversnelling door middel van verticale drains is weer gegeven in bijlage 14. De totale consolidatiegraad  $U$  kan worden bepaald uit de verticale  $U_v$  en de horizontale of radiale  $U_r$ , door de formule  $U = 1 - (1 - U_v)(1 - U_r)$ .

## 7.4 Stabiliteitsberekeningen

### 7.4.1 Algemeen

In principe geldt ten aanzien van de stabiliteit tegen afschuiven van een dijklichaam hetzelfde als is beschreven in deel 1, par. 11.3. Twee aspecten maken het echter noodzakelijk daar een aanvulling op te geven.

In de eerste plaats is het slappe-lagenpakket in het benedenrivierengebied over het algemeen dikker, met vaak hele lage korrelspanningen. In de tweede plaats is het optreden van het ontwerppeil relatief kort van duur, tenminste voorzover het wordt veroorzaakt door een stormvloed (par. 5.2.1); daarom kan het werken met niet-stationaire grondwaterstromingsberekeningen hier worden overwogen (par. 7.3).

In twee gevallen dient aan de stabiliteitsbeoordeling extra aandacht te worden besteed: bij grote verschillen in stijfheid van het materiaal in en direct onder het dijklichaam enerzijds en het materiaal in de ondergrond buiten het dijklichaam anderzijds (geval a), en bij relatief hoge waterdrukken in het zandpakket onder de slappe lagen achter de dijk, een situatie met kans op 'opdrijven' (geval b).

In beide gevallen kan niet worden volstaan met een stabiliteitsberekening op basis van de glijvlakmethode zoals beschreven in deel 1. De stabiliteitsberekening moet dan worden uitgevoerd met een aangepaste glijvlakmethode. Maar in plaats van met de aangepaste glijvlakmethode kan de stabiliteitsanalyse ook worden uitgevoerd met behulp van een eindige-elementenmethode. In deel 1 wordt deze methode al genoemd (par. 11.3), maar met de opmerking dat deze methode nog ver van de praktijk staat. Inmiddels is er een simpele versie van ontwikkeld, waarmee in de dagelijkse adviespraktijk de komende tijd de nodige ervaring kan worden opgedaan.

Voor geval a, een heterogeen grondprofiel met grote stijfheidsverschillen, kunnen de aanpassingen ten aanzien van de in deel 1 beschreven glijvlakmethode als volgt worden omschreven.

Bij een glijvlakberekening wordt het vlak van afschuiven, cirkelvormig of recht, als voorwaarde aan de berekening opgelegd. De vervormingen langs het glijvlak zijn dus overal gelijk. Maar, zoals in par. 7.2 wordt gesteld, bij een heterogeen grondprofiel met grote stijfheidsverschillen zijn de gemobiliseerde schuifspanningen niet overal gelijk. Het is dus principieel niet juist te rekenen met de maximale schuifsterkte in alle doorsneden grondlagen.

Voor een betrouwbare stabiliteitsanalyse is het derhalve van belang de mobilisatiecurve van de verschillende grondsoorten te kennen. Met behulp van deze curve kan de schuifsterkte van elke grondsoort worden afgestemd op de toelaatbare of te verwachten vervormingen langs het glijvlak. In vele gevallen kan hieruit als consequentie voortvloeien, dat men, gelet op vroegere vervormingen in een actieve zone van het glijvlak – als gevolg van relatief stijf materiaal in en onder de dijk –, zal moeten rekenen met de residuele schuifsterkte in deze actieve zone.

Opgemerkt moet worden dat in de huidige adviespraktijk slechts bij benadering met de mobilisatiecurve wordt gewerkt.



(Foto: Rijkswaterstaat)

Afschuiving nabij Streefkerk



(Foto: Rijkswaterstaat)

Zandaanvulling ter voorkoming van verdere afschuiving (Streefkerk)



(Foto: Rijkswaterstaat)

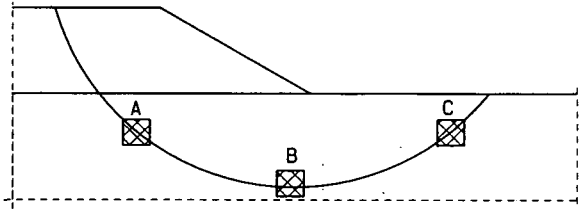
Zandmeevoerende wel bij Lage Zwaluwe



(Foto: Hoogheemraadschap van de Afblasserwaard en de Vijfheerenlanden)

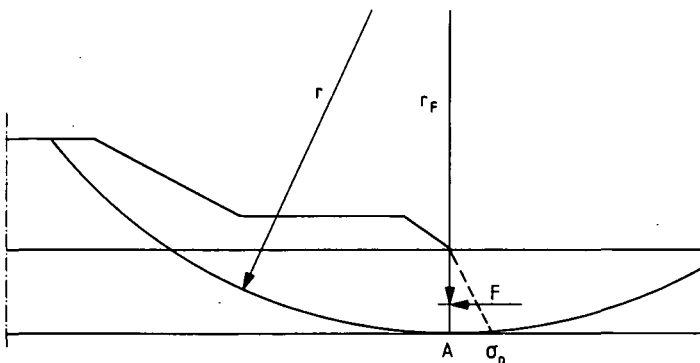
Dijkversterking met toepassing van een damwand nabij Streefkerk

Triaxiaalproeven worden namelijk doorgaans als compressieproeven uitgevoerd, terwijl eigenlijk voor ieder deel van het glijvlak een eigen mobilisatiecurve zou moeten worden vastgesteld: door middel van compressieproeven voor het actieve gebied, schuifproeven voor het neutrale en extensieproeven voor het passieve gebied (respectievelijk A, B en C in figuur 7.5; zie ook lit. 45).



figuur 7.5

In plaats van te werken met mobilisatiecurves kan een glijvlakanalyse worden uitgevoerd waarin aan de actieve zijde de residuële schuifsterkte, en aan de passieve zijde maximaal de neutrale gronddruk in rekening wordt gebracht (figuur 7.6). Dit betekent dat er geen vervormingen worden verondersteld, waardoor ook geen gebruik wordt gemaakt van de schuifsterkte aan de passieve kant. Dat is een veilige benadering, die kan resulteren in overdimensionering van het ontwerp.



figuur 7.6

We beschouwen vervolgens geval b, een situatie met 'opdrijven'.

In een normale situatie, met lage waterstand, ontleent het dijklichaam een zekere steun aan het grondlagenpakket achter de dijk. De schuifweerstand in de actieve zone zal dan, als residuele schuifsterkte, vrijwel geheel zijn gemobiliseerd. De horizontale kracht die door de potentieel afschuivende grondmoot wordt uitgeoefend, wordt in het passieve gebied enerzijds door middel van schuifspanningen overgedragen aan het pleistocene zand, en anderzijds door de horizontale gronddruk buiten deze zone tegengewerkt.

Bij hoge rivierstanden echter vermindert de korrelspanning op het scheidingsvlak tussen slappe lagen en zand, en na enige tijd ook in de onderste zone van de slappe lagen zelf. Hierdoor neemt de maximaal mobiliseerbare schuifweerstand in deze zone af.

Bij plaatselijk opdrijven gaat de weerstand op het scheidingsvlak geheel verloren: de opgedrukte grondlaag achter de dijk gaat zich gedragen als een slappe 'drukstaaf', omdat de horizontale schuifspanningen niet meer kunnen worden afgedragen naar de zandondergrond. Er moet dan een extra horizontale kracht worden gemobiliseerd in het achter de opdrijfzone gelegen gebied.

Voor alle duidelijkheid: tot deze categorie behoort ook het geval waarin weliswaar van opdrijven nog geen sprake is, maar waar wel op het contactvlak tussen het slappe-lagenpakket en het diepe zand door potentiaalstijging een aanzienlijke reductie optreedt van de schuifweerstand.

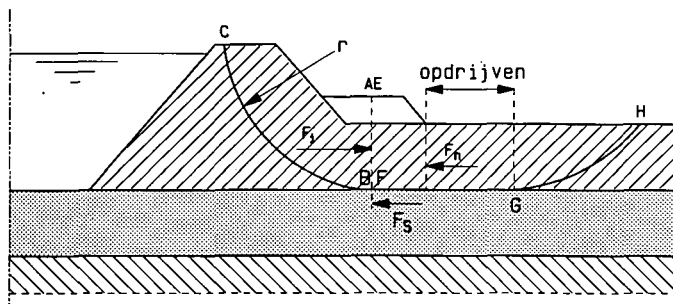
Bij het ontwerpen van de dijk ligt het voor de hand om het te voorziene verlies aan schuifsterkte langs het contactvlak tussen de afdeklaag en het diepe zand te compenseren door het gewicht van een voldoende brede en zware berm. Bij het dimensioneren van de berm wordt in eerste instantie aan het grondpakket buiten de berm geen schuifsterkte toegekend; alleen de neutrale gronddruk wordt in beschouwing genomen. Deze benadering levert een veilig, maar wel enigszins overgedimensioneerd ontwerp op.

Vandaar dat in situaties waar scherp en uitgekiend moet worden gerekend, ook de bijdrage in de sterkte van de opgedreven 'drukzone' aan de stabiliteit van de waterkering in rekening kan worden gebracht. In dat geval moet echter naast het evenwicht ook de vervorming worden beschouwd.

In de aangepaste glijvlakmethode wordt het evenwicht in de actieve en in de passieve zone apart beschouwd (figuur 7.7). De koppeling van beide zones wordt gerealiseerd door de interactiekracht  $F_i$ , die opgevat kan worden als de aandrijvende kracht vanuit het dijklichaam. De grootte van  $F_i$  volgt uit het momentenevenwicht. Hierbij wordt uitgegaan van de glijcirkel die de grootste interactiekracht  $F_i$  oplevert ( $F_{im}$ ).

De weerstandbiedende kracht is afkomstig uit de wrijving ( $F_s$ ) onder de berm tussen het holocene slappe-lagenpakket en de pleistocene zandlaag in het horizontale deel van het glijvlak, en de kracht ten gevolge van horizontale gronddruk ( $F_h$ ) uit het achterland, ter plaatse van het eind van de berm:

$$F_h = F_{im} - F_s$$



ABC: actieve zone  
EFGH: passieve zone

figuur 7.7

Afhankelijk van de grootte van de te mobiliseren weerstandbiedende kracht zullen er nagenoeg geen, weinig, grote of zelfs ontoelaatbare vervormingen optreden. Indien  $F_h$  kleiner is dan de neutrale reactiekracht van de grond  $F_n$  zullen slechts zeer geringe vervormingen optreden. Als  $F_h$  echter groter wordt, zal zich het eerder beschreven drukstaafmechanisme instellen, en kunnen grotere vervormingen optreden.

De bovengrens van  $F_h$  is gelijk aan de passieve gronddruk  $F_p$ , berekend op basis van de ongedraineerde schuifweerstand, omdat in deze situatie onbelaste delen achter de dijk worden aangesproken.

Om een schatting te maken van de optredende vervormingen is het noodzakelijk om de bij opdrijven geïnitieerde toename te bepalen van de horizontaalkracht in het passieve gebied.

De samendrukking van de passieve zone wordt berekend door die zone in lamellen te verdelen, van elke lamel de verkorting te bepalen, en die verkortingen vervolgens te sommeren. Bijlage 15 geeft een nadere uitwerking van deze rekenmethode.

#### 7.4.2 Eindfase

Zoals hiervoor reeds is gezegd moet een aangepaste stabiliteitsbenadering worden overwogen wanneer de stijfheidsverschillen in, onder en naast de dijk groot zijn, of wanneer het slappe-lagenpakket achter de dijk wordt opgedrukt of bijna opgedrukt.

In die gevallen moet de grond buiten de teen van de dijk relatief veel vervorming ondergaan om voldoende weerstand te kunnen opbouwen, bijvoorbeeld bij belastingsveranderingen ten gevolge van extreem hoog water. De hieronder gepresenteerde benadering concentreert zich dan ook op de vervormingen van een dijk.

De berekening kan stapsgewijs worden verfijnd, afhankelijk van de gewenste optimalisering.

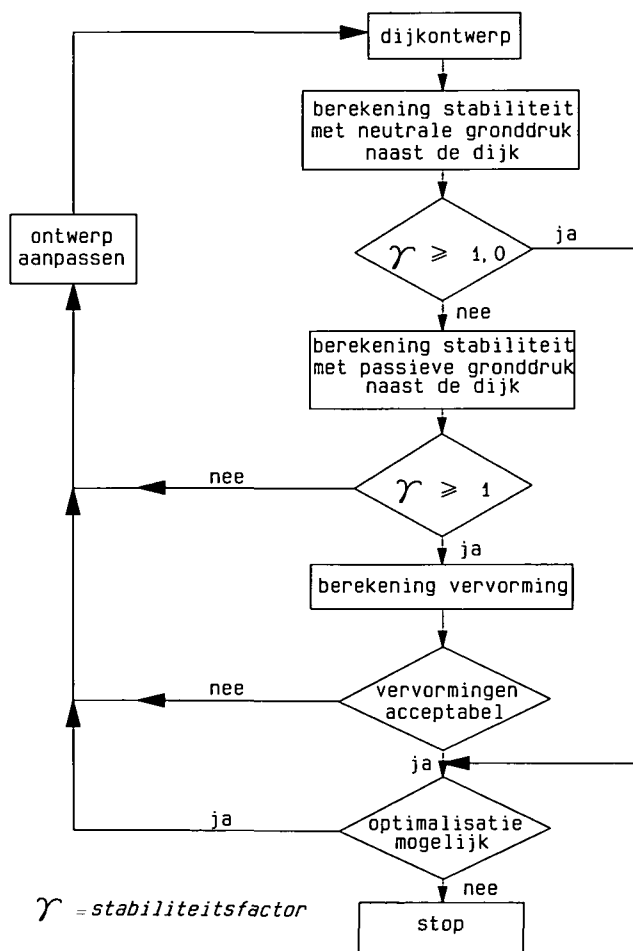
Eerst vindt een berekening plaats waarbij achter de berm de neutrale gronddruk wordt ingevoerd (bijlage 15). Dit veronderstelt een evenwicht zonder vervorming achter de dijk.

Blijkt de stabiliteit hierbij onvoldoende, dan volgt een berekening van de stabiliteit met passieve gronddruk. Wijst die berekening uit dat er geen evenwicht mogelijk is bij passieve gronddruk, dan heeft een vervormingsberekening geen zin; het ontwerp moet dan worden aangepast door bijvoorbeeld de berm te verzwaren.

Bestaat er wel evenwicht bij passieve gronddruk, dan wordt een vervormingsberekening gemaakt, gebaseerd op een benadering van de vervorming volgens het drukstaafprincipe. De horizontale vervorming aan de binnenteen mag echter nooit meer dan 0,10 m bedragen; hierbij wordt aangenomen dat de kruindaling van dezelfde orde van grootte is als de horizontale vervorming aan de binnenteen.

Zijn de vervormingen groter dan toegestaan, dan moet ook in dat geval het ontwerp aangepast worden, bijvoorbeeld door een hogere of bredere berm.

Schematisch ziet de aangepaste berekening er als volgt uit:



$\gamma$  = stabiliteitsfactor



## Resumé:

- Indien er alleen sprake is van onvoldoende stijfheid buiten de teen van de dijk moet de berekening worden uitgevoerd als in par. 7.4.1, geval a, of met behulp van elementenmethoden voor een elasto-plastisch grondmodel.
- In geval van opdrijven of bijna opdrijven wordt een berekening aanbevolen volgens geval b van par. 7.4.1, of met een elementenmodel voor een elasto-plastisch grondmodel waarin opdrijven kan worden geschematiseerd.

In de eindsituatie zullen de waterkering en de ondergrond aangepast zijn aan de min of meer normale belastingen, zoals de gemiddelde grondwaterpotentiaal. Op alle extra belastingen reageert de constructie ongedraineerd, met name de slecht doorlatende gronden zoals klei en veen. Behalve een analyse op basis van effectieve spanningen en gedraineerde eigenschappen kan voor deze situatie dan ook gebruik worden gemaakt van een ongedraineerde  $c_u$ -analyse; zeker in het geval van de drukstaaf-situatie, waarbij vrij abrupt nog onbelaste delen achter de dijk worden aangesproken, dient in het passieve gebied met een ongedraineerde schuifsterkte  $c_u$  te worden gewerkt (bijlage 15). Moeten, om een uitgekiend ontwerp te verkrijgen, ook de vervormingen in de drukzone achter de dijk worden berekend, dan moeten alleen de extra vervormingen ten opzichte van de normale omstandigheden worden bepaald.

In de vervormingsberekening – een drukstaafberekening dan wel volgens de elementenmethode – moet de glijdingsmodulus  $G$  worden ingevoerd; de waarde daarvan kan worden bepaald aan de hand van triaxiaalproeven of uit correlaties met  $c_u$  en de plasticiteitsindex  $I_p$ .

Zoals gezegd, ook onder extreme omstandigheden mag de extra horizontale verplaatsing in de teen van de waterkering niet meer bedragen dan 0,10 m.

### 7.4.3 Uitvoeringsfasen van dijkversterking

Naast beoordeling van een dijkversterkingsontwerp voor de volledig geconsolideerde eindsituatie, dient ook de stabiliteit gedurende de verschillende uitvoeringsfasen te worden berekend. Dat is om twee redenen van belang: ten eerste om na te gaan of de veiligheid tegen dijkdoorbraak als gevolg van instabiliteit voldoende gewaarborgd is, en vervolgens om na te gaan of het beoogde ontwerp inderdaad technisch realiseerbaar is, en in welk tempo de diverse ophogingslagen kunnen worden aangebracht.

De situatie tijdens de uitvoering van dijkversterkingswerkzaamheden is met betrekking tot grondmechanische instabiliteit vaak onveiliger dan de eindtoestand; dat komt door de tijdens de ophogingslagen gegenereerde en slechts langzaam uitdempende wateroverspanningen in de ondergrond. De kans op instabiliteit wordt sterk beïnvloed door het tempo waarin de ophogingslagen worden aangebracht, en kan beter worden ingeschat naarmate men meer zekerheid heeft omtrent het verloop van het proces van dissiperen van de wateroverspanningen.

Het vaststellen van de toelaatbare kans op instabiliteit tijdens de uitvoering wordt, vanuit een oogpunt van economische optimalisering, bepaald door de kosten van uitvoering enerzijds en de verwachte schade anderzijds. Een laag tempo heeft hoge kosten tot gevolg, maar de kosten van schadeherstel stijgen naarmate de kans op instabiliteit toeneemt. Daarnaast moeten randvoorwaarden in acht worden genomen ten aanzien van de veiligheid tegen inundatie. Voorlopig dient een rivierpeil aangehouden te worden dat door de dijkkring op het moment van verbetering kan worden gekeerd. Als praktische waarde wordt een waterstand aanbevolen die 0,50 m lager ligt dan de laagste bestaande kruinhoogte in de dijkkring aan het begin van de versterkingsronde, rekening houdend met het daarbij optredende rivierverhang.

Het vraagstuk van de toelaatbare kans op instabiliteit en de daarbij aan te houden randvoorwaarden is overigens nog steeds onderwerp van onderzoek.

De resultaten van dit onderzoek worden op termijn verwacht, en een nadere aanvulling van deze *Leidraad* zal dan wellicht nodig zijn. Tot die tijd wordt aanbevolen uit te gaan van onderstaande regels.

#### 7.4.3.1 Grondmechanische instabiliteit

Er moet onderscheid worden gemaakt tussen potentiële afschuivingen die het waterkerend vermogen in de oude toestand van de dijk wèl aantasten, en potentiële afschuivingen die dat niet doen.

In het eerste geval hebben we te maken met glijcirkels met een intredepunt in of nabij de kruin, en wel zo dat minder dan drie meter van de oorspronkelijke kruin onaangetast blijft. De in de oude dijk aanwezige reserve tegen instabiliteit voor dit soort cirkels wordt berekend met behulp van de formule:

$$\gamma^o = \frac{M_{rmd}^o}{\gamma_n \gamma_d M_{ad}^o}$$

Er wordt gezocht naar die glijcirkel - binnen het gebied van de glijcirkels die het waterkerend vermogen aantasten - die de minimale reserve heeft. In de vergelijking is  $M_{rmd}$  de rekenwaarde van het mobiliseerbare tegenwerkende moment, gebaseerd op karakteristieke waarden voor grond- en geometrie-parameters en de bijbehorende materiaal-factoren,  $M_{ad}$  de rekenwaarde voor het aandrijvende moment en  $\gamma_d$  de gevoeligheidsfactor. Voor de schadefactor  $\gamma_n$  wordt verwezen naar par. 7.5.4.2.  $\gamma^o$  kan worden opgevat als de aanwezige stabiliteitsfactor in de oorspronkelijke dijk. De index  $o$  staat voor oude waarde.

Op dezelfde wijze kan de reserve tegen instabiliteit van glijcirkels die de oude kruin aantasten worden berekend, maar dan tijdens de uitvoering ( $u$ ) van de dijkversterking, volgens de formule:

$$\gamma^u = \frac{M_{rmd}^u}{\gamma_n \gamma_d M_{ad}^u}$$

De rekenwaarde voor het mobiliseerbare tegenwerkende moment in de uitvoeringssituatie is mede gebaseerd op een karakteristieke schatting van de nog aanwezige wateroverspanningen in de ondergrond.

Bij voorkeur moet  $\gamma''$  groter zijn dan of gelijk zijn aan  $\gamma^o$ , maar in ieder geval moet  $\gamma''$  groter zijn dan 1.

#### 7.4.3.2 Uitvoeringstempo

De kritieke tijdstippen tijdens de uitvoering zijn die tijdstippen waarop ophogingslagen worden aangebracht. Er treden dan nieuw gegenereerde wateroverspanningen op in de ondergrond, een gevolg van het aanbrengen van de ophogingsslag; bovendien zijn de wateroverspanningen die bij vorige ophogingslagen werden gegenereerd dan nog niet geheel uitgedempt.

De mate van uitdemping, ook wel uitgedrukt in het aanpassingspercentage, is namelijk vaak een onzekere factor. Op basis van bijvoorbeeld een eendimensionale consolidatieberekening kan het aanpassingspercentage worden berekend, uitgaande van verwachtingswaarden van de consolidatie-eigenschappen van de ondergrond. Om onzekerheden in de bepaling van de consolidatiepercentages zoveel mogelijk af te dekken, dient met een karakteristieke waarde voor de consolidatiecoëfficiënt te worden gerekend. Die wordt gevonden door de verwachtingswaarde van de consolidatiecoëfficiënten te delen door een factor  $\gamma_m$  (par. 7.5.3).

Het toegestane uitvoeringstempo wordt gevonden op basis van het vereiste minimale aanpassingspercentage bij iedere stap, en de tijd die nodig is voor het bereiken van deze aanpassing, berekend op grond van bovengenoemde karakteristieke consolidatiecoëfficiënten. De consolidatie-effecten van elke afzonderlijke belastingstap worden daartoe gesommeerd.

### 7.5 Veiligheid tegen afschuiven

#### 7.5.1 Uitgangspunten

In de *Leidraad* wordt voor stabiliteitsanalyses een semi-probabilistische methode aanbevolen (deel 1, hoofdstuk 11).

De stabiliteit van een dijklichaam tegen afschuiving wordt onderzocht door vergelijking van de ontwerpwaarden van belasting ( $B_d$ ) en sterkte ( $S_d$ ). Wil de kans op overschrijding van de grenstoestand voor afschuiven voldoende klein zijn, dan moet gelden:

$$\gamma = \frac{S_d}{B_d} \geq 1$$

In deze formule is  $\gamma$  de stabiliteitsfactor. Het aandrijvend moment  $B_d$ , wordt berekend op basis van ontwerpwaarden voor belastingen en geometrieparameters, vermenigvuldigd met een gevoeligheidsfactor  $\gamma_d$  en met een schadefactor  $\gamma_n$ . Het maximaal

mobiliseerbare tegenwerkende moment,  $S_d$ , wordt berekend op basis van karakteristieke waarden voor de over een glijvlak gemiddelde mobiliseerbare schuifsterkte – met een ondergrens van 5% –, gedeeld door de materiaalfactor  $\gamma_m$ .

Een karakteristieke waarde voor een materiaaleigenschap is een op basis van statistische analyse vastgestelde waarde met een bepaalde onder- en overschrijdingskans. De materiaalfactor  $\gamma_m$  verdisconteert verschillen tussen beproevingsmethoden en onzekerheden ten aanzien van de Coulombse beschrijving van de schuifsterkte, en is afhankelijk van de grondsoort, de beproevingsmethode – triaxiaal of celproeven – en van de parameter in het Coulombse model (vergelijk deel 1, par. 9.7.1.).

De gevoeligheidsfactor  $\gamma_d$  verdisconteert onder andere onzekerheden ten aanzien van het rekenmodel. In deel 1 wordt aanbevolen om bij gebruik van de methode Bishop  $\gamma_d = 1,0$  te kiezen. Dezelfde aanbeveling geldt voor een analyse op basis van de  $c_u$ -methode. Ook bij gebruik van de aangepaste stabiliteitsbeschouwing in verband met opdrijven is het raadzaam om zowel voor de evenwichts- als voor de vervormingsberekening uit te gaan van  $\gamma_d = 1,0$  (zie bijlage 15).

De schadefactor  $\gamma_n$  verdisconteert het in deel 1 gekozen uitgangspunt voor de veiligheidsanalyse, namelijk dat bij waterstanden gelijk aan of lager dan het ontwerppeil de kans op falen door oorzaken als instabiliteit verwaarloosbaar klein dient te zijn. Bij de latere interpretatie van dit uitgangspunt is gesteld dat voor een dijkkring deze bijdrage ten hoogste gelijk mag zijn aan 1/10 keer de kans dat het ontwerppeil wordt overschreden.

### 7.5.2 Karakteristieke waarden voor grondparameters

Een karakteristieke waarde voor een materiaaleigenschap is zoals gezegd een op basis van statistische analyse vastgestelde waarde met een bepaalde onder- of overschrijdingskans. Voor zover de veiligheid van constructies het oogmerk is bij het bepalen van karakteristieke waarden, zullen de beoogde onder- of overschrijdingskansen klein zijn. In deel 1, par. 9.7 is aangegeven hoe de karakteristieke waarde van de wrijvingshoek  $\phi'$  en de cohesie  $c'$  kan worden bepaald, namelijk uit een steekproef met  $n$  waarnemingen, genomen ter plaatse van het beoogde potentiële glijvlak of het volume waarover de parameter uitgemiddeld wordt. Voor een glijvlakanalyse betekent dit dat de monsters gestoken moeten zijn in het dwarsprofiel waarvoor de stabiliteitsanalyse wordt opgezet. Hier zit echter een addertje onder het gras. Wanneer een bepaald profiel achteraf maatgevend wordt geacht voor een lang stuk dijk, bijvoorbeeld omdat in dat profiel de ongunstigste indeling van de grondlaagopbouw is gevonden, dan dient men er zich van bewust te zijn dat een gunstiger laagopbouwpatroon elders in het stuk dijk niet garandeert dat de over een potentieel glijvlak gemiddelde schuifsterkte daar ook hoger is dan in de onderzochte raai. Dit bemoeilijkt de interpretatie van de glijvlakanalyse.

Een andere methode ter interpretatie van grondonderzoek komt aan bovengenoemd bezwaar tegemoet: het werken met proevenverzamelingen. Daarbij worden de resultaten van proeven op monsters die gestoken zijn in eenzelfde formatie over een groot gebied, bij elkaar genomen en statistisch bewerkt.

Bij het definiëren van de formaties in een gebied wordt onderscheid gemaakt naar materiaalsoort en afzettings- en belastingsregime. Bij de interpretatie van gegevens uit een proevenverzameling ten behoeve van stabiliteitsonderzoek in een bepaalde raai moet men erop bedacht zijn, dat in een proevenverzameling zowel variaties op kleinere schaal vertegenwoordigd zijn, in verticale richting, als variaties op grotere schaal, in de lengterichting van de dijk. De gevonden spreiding in de proevenverzameling representeert dan het totale effect van beide variaties.

Bij het vaststellen van de karakteristieke waarde voor de gemiddelde sterkte langs een potentieel glijvlak moet daarmee rekening worden gehouden. Immers, zou voor die waarde de karakteristieke ondergrens voor het gemiddelde van de gehele proevenverzameling worden genomen, dan zou uit het zicht verdwijnen dat in de lengterichting van de dijk relatief sterke of zwakke locaties – lees raaien – kunnen voorkomen.

Om hieraan tegemoet te komen wordt het begrip 'lokaal gemiddelde waarde' geïntroduceerd: de gemiddelde waarde langs een glijvlak van normale grootte ergens in de formatie. Essentieel hierbij is met name dat door uitmiddeling over een glijvlak van normale afmeting slechts een deel van de spreiding die in de gehele formatie voorkomt, wordt uitgemiddeld. De grootte van deze fractie wordt berekend op basis van een stochastisch model voor de variaties in een formatie. De karakteristieke ondergrens van de lokaal gemiddelde waarde wordt basiswaarde genoemd.

Voor alle duidelijkheid: het gebruik van een proevenverzameling voor het bepalen van karakteristieke lokale gemiddelden leidt doorgaans tot conservatieve schattingen, omdat een proevenverzameling, in tegenstelling tot plaatselijk onderzoek, geen lokale informatie oplevert. Men moet er dus altijd van uitgaan dat de locatie waarvoor men de karakteristieke waarden heeft bepaald, een zwakke plek binnen de formatie zou kunnen zijn. Indien dit onvermijdelijke uitgangspunt tot ongewenste consequenties leidt ten aanzien van het ontwerp, dan bestaat de mogelijkheid later alsnog lokaal onderzoek te verrichten om te bezien of hieraan te ontkomen is. De algemene richtlijn bij het werken met proevenverzamelingen is dan ook, dat eerst op grond van globale en relatief beperkte statistische informatie moet worden verkend waar en in welke mate uitgebreider lokaal onderzoek nuttig en wenselijk is. Uiteraard heeft dit alleen zin bij betrekkelijk grootschalige projecten.

Ten aanzien van de schuifsterkte van grond wordt veelal gewerkt met het model van Coulomb:

$$\tau = c' + \sigma' \tan(\phi') \quad [\text{kPa}]$$

Hierin is:

$\tau$ = de maximaal mobiliseerbare schuifsterkte	[kPa];
$c'$ = de cohesie	[kPa];
$\phi'$ = de hoek van inwendige wrijving	[graden];
$\sigma'$ = het effectieve spanningsniveau	[kPa].

De parameters  $c'$  en  $\phi'$  worden afgeleid uit de resultaten van drie- of viertraps cel- of triaxiaalproeven. De interpretatie van deze proeven leidt tot negatieve correlaties tussen de  $c'$ - en  $\phi'$ -waarden: een relatief grote  $c'$ -waarde gaat gepaard met een relatief lage  $\phi'$ -waarde en omgekeerd. Zou men de karakteristieke waarde voor de lokaal gemiddelde schuifsterkte schatten op basis van afzonderlijke karakteristieke schattingen voor  $c'$  en  $\phi'$ , dan leidt dat tot een te conservatieve benadering.

Deel 1 van deze *Leidraad* geeft een benadering aan waarbij rekening gehouden wordt met de negatieve correlatie tussen  $c'$  en  $\phi'$ , die hierop neerkomt, dat men voor elk spanningsniveau  $\sigma'$  een karakteristieke gemiddelde schuifsterktewaarde moet bepalen (deel 1, par. 9.7). De beschreven procedure kan worden toegepast voor zover het de interpretatie van lokaal grondonderzoek betreft.

Analoog hieraan kan een procedure worden opgezet voor de interpretatie van grondonderzoek met behulp van proevenverzamelingen. Ook hier kan het  $(\tilde{\tau}_{kar}, \sigma')$ -verband direct in de berekeningsprocedure worden ingevoerd, als het betreffende computerprogramma zich daar tenminste toe leent, of men kan dit verband lineariseren in een relevant spanningsgebied, zoals aangegeven in deel 1.

De karakteristieke, lokaal over een glijvlak gemiddelde schuifsterkte wordt dan als volgt berekend:

$$\tilde{\tau}_{kar} = \bar{\tau} - t_{\alpha}^{n-1} s \sqrt{\Gamma^2 + \frac{1}{n}} \quad [\text{kPa}]$$

hierin is:

- $\tilde{\tau}_{kar}$  = een karakteristieke schatting (met  $\alpha$  onderschrijdingskans) van de lokaal over een glijvlak gemiddelde schuifsterkte (het slangetje geeft aan dat het om een lokaal gemiddelde gaat)
- $\bar{\tau}$  = het gemiddelde van de proevenverzameling voor de betreffende formatie
- $s$  = de standaardafwijking van de proevenverzameling
- $n$  = aantal proeven in de proevenverzameling
- $t_{\alpha}^{n-1}$  = student's  $t$ -waarde, behorend bij een overschrijdingskans  $\alpha$  en  $(n - 1)$  vrijheidsgraden  
(NB: indien  $n \rightarrow \infty$  en  $\alpha = 0,05$  dan is  $t_{0,05}^{\infty} = 1,645$ )
- $\Gamma$  = een spreidingsreductiefactor, die uitmiddeling van spreiding langs een glijvlak representeert (algemeen geldt  $0 \leq \Gamma \leq 1$ ; uit probabilistische stabiliteitsanalyses blijkt dat  $\Gamma = 0,5$  een goede waarde is).

Het verdient overigens aanbeveling om bij deze procedures de resultaten van de cel- of triaxiaalproeven niet eerst om te rekenen naar  $c$ - en  $\phi$ -waarden voor de monsters: onzekerheden die bij het aanpassen aan het model van Coulomb worden geïntroduceerd zouden dan in de verdere analyse worden meegenomen. Beter is het om de

schuifsterkten op de gewenste spanningsniveaus direct te interpoleren op de in de proef gevonden cirkels, en die vervolgens als basiswaarnemingen op te vatten. Het voordeel hiervan is dat de procedure dan ook zonder bezwaar kan worden toegepast op materialen die zich moeilijk volgens het model van Coulomb laten beschrijven, zoals bijvoorbeeld veen.

### 7.5.3 Materiaalfactoren

In tabel 7.1 worden de materiaalfactoren  $\gamma_{m1}$ ,  $\gamma_{m2}$ , en  $\gamma_m$  gegeven die volgens de huidige inzichten gelden voor de sterkteparameters en samendrukkingsconstanten in het benedenrivierengebied. Hieraan toegevoegd zijn de materiaalfactoren voor de doorlatendheid en de consolidatiecoëfficiënt.

$\gamma_{m1}$  wordt gebruikt om verschillen tussen de beproevingsmethoden te verdisconteren.  $\gamma_{m2}$  wordt gebruikt voor onzekerheden die voortvloeien uit onder andere de beschrijving van het materiaalgedrag, aan de hand van de parameters in een geschematiseerd model. In vergelijking met deel 1 zijn de  $\gamma_{m2}$ -waarden voor wrijvingshoek en cohesie verlaagd, omdat de spanningsafhankelijke benadering van de sterkte-eigenschappen een betere schematisering levert voor het werkelijke materiaalgedrag.

Tabel 7.1 Materiaalfactoren

parameter	$\gamma_{m1}$	$\gamma_{m2}$	$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2}$
volumieke massa - nat/droog ( $\rho$ )	1,0	1,0	1,0
hoek van inwendige wrijving $\text{tg}(\phi)$			
- zand (CP)*	1,0	1,10	1,10
(TP-CD)	1,0	1,10	1,10
- klei (CP)	1,0	1,10	1,10
(TP-CU-5%)	1,05	1,10	1,15
(TP-CU)	1,1	1,10	1,20
- veen (CP)	1,0	1,15	1,15
(TP-CU-5%)	1,05	1,15	1,20
(TP-CU)	1,1	1,15	1,25
cohesie ( $c$ )	1,0	1,25	1,25
ongedraineerde sterkte ( $c_u$ )	-	-	-
glijdingsmodulus ( $G$ )	1,0	1,2	1,2
samendrukkingsconstanten	1,0	1,1	1,1
doorlatendheid ( $k$ )	1,0	1,25	1,25
consolidatiecoëfficiënt ( $c_v$ )	1,0	1,25	1,25

- \* CP = celproef;  
 TP-CD = triaxiaalproef, geconsolideerd en gedraineerd;  
 TP-CU = triaxiaalproef, geconsolideerd en ongedraineerd;  
 TP-CU-5% = triaxiaalproef als boven met maximaal 5% vervorming.

Toelichting:

1. Wordt  $c_u$  bepaald op basis van  $\phi'$  en  $c'$  zoals beschreven in appendix A, dan zijn  $\gamma_{m1}$  en  $\gamma_{m2}$  gelijk aan die van  $\text{tg}(\phi)$ . Voor de berekening op basis van andere methoden zijn nog geen waarden voorhanden; hiervoor is verder onderzoek nodig.
2. De voor de glijdingsmodulus  $G$  genoemde waarden gelden alleen als  $G$  wordt bepaald op basis van triaxiaalproeven. De vermelde waarden worden aanbevolen als beste schatting; voor een betere onderbouwing is nader onderzoek nodig.
3. Wanneer de consolidatiecoëfficiënt of de doorlatendheid wordt toegepast voor het berekenen van de grondwaterspanningen wordt aanbevolen met  $\gamma_m = 1$  te rekenen. Voor de bepaling van het consolidatieverloop moet de materiaalfactor uit tabel 7.1 worden gehanteerd.

Bij de bepaling van de factor  $\gamma_{m2}$  voor consolidatie dient onderscheid te worden gemaakt tussen situaties waarin de uitvoering wordt begeleid met waterspanningsmetingen en situaties waarin dat niet gebeurt.

Als de uitvoering wordt begeleid met waterspanningsmetingen kan, ter bepaling van het uitvoeringstempo, dat in het bestek wordt voorgeschreven, gerekend worden met  $\gamma_{m2} = 1,25$ , overeenkomstig tabel 7.1. Wanneer het waargenomen aanpassingsgedrag achterblijft ten opzichte van de verwachting, moet het uitvoeringstempo tijdig worden herzien. In het bestek dient hiervoor ruimte te worden gelaten.

De waarde 1,25 dient om onzekerheden met betrekking tot de verschillen in consolidatie-eigenschappen van de trajecten tussen de waterspanningsmeters en ter plekke van de waterspanningsmeters in rekening te brengen.

Wordt de uitvoering niet begeleid met behulp van waterspanningsmetingen, dan dient te worden gerekend met een factor  $\gamma_{m2} = 1,50$ .

Overigens is het zeker aan te raden om bij uitvoering waterspanningsmetingen niet achterwege te laten.

#### 7.5.4 Schadefactoren

In de schadefactor worden drie deelaspecten verdisconteerd: de overschrijdingsfrequentie van het ontwerppeil, de gevolgen van grondmechanische instabiliteit en de lengte van de waterkeringen rond een dijkkring.

Evenals in deel 1 van de *Leidraad* gaat het hier om de dijkkringfrequentie: de schadefactor wordt afhankelijk gesteld van de overschrijdingsfrequentie van het ontwerppeil voor de dijkkring in zijn geheel (par. 2.2.1). Dit resulteert in een deelfactor  $\gamma_{n,f}$ .

De kans op overstroming van een dijkkring door grondmechanische instabiliteit is gelijk aan de kans dat instabiliteit optreedt, vermenigvuldigd met de kans dat, als dat gebeurt, er plaatselijk overstroming optreedt van de mogelijk aangetaste kruin van de dijk (lit. 6). Voor de bepaling van de kans op overstroming bij instabiliteit kunnen wij globaal drie gevallen onderscheiden:



1. Het optreden van een afschuiving is niet direct gecorreleerd aan het optreden van extreem hoogwater. In de berekening van de kans moet dan gerekend worden met een toevallig samenvallen van een hoge buitenwaterstand en instabiel gedrag.
2. Het hoogwater is oorzaak van de instabiliteit. In dat geval ligt het voor de hand te veronderstellen dat het hoogwater en de instabiliteit van het binnentalud van de dijk nagenoeg tegelijk optreden.
3. Als beide mechanismen kritiek kunnen zijn, dan moeten de kansen van voorkomen per jaar van beide mechanismen bij elkaar worden opgeteld.

De kans op overstroming als gevolg van instabiliteit is dus afhankelijk van het al dan niet samengaan van hoogwater en instabiliteit. Deze is minder groot wanneer instabiliteit het gevolg is van een andere oorzaak dan hoogwater, bijvoorbeeld regenval. Deze overweging resulteert in een deelfactor  $\gamma_{n,c}$ , die afhankelijk is van het al dan niet gecorreleerd zijn van hoogwater en instabiliteit. Strikt genomen is dit geen schadefactor, maar een kansfactor, die gemakshalve bij de schadefactor wordt ondergebracht.

De kans op instabiliteit zal toenemen met de lengte van de waterkering rond de dijk-ring, althans met de lengte van dat deel van de waterkering waarvoor doorbraak als gevolg van instabiliteit een potentiële bedreiging is. Dit zogenaamde lengte-effect resulteert in een deelfactor  $\gamma_{n,L}$  - strikt genomen ook niet een schadefactor, maar een kansfactor.

In deel 1 van de *Leidraad* werd geen onderscheid gemaakt tussen eind- en uitvoeringsstabiliteit. In dit deel wordt dat onderscheid wel gemaakt.

#### 7.5.4.1 Schadefactor in de eindtoestand

Voor de deelfactor  $\gamma_{n,f}$ , de factor die afhankelijk is van de voor de dijkkring gespecificeerde jaar-overschrijdingsfrequentie van het ontwerppeil, worden de waarden aanbevolen van de volgende tabel:

overschrijdingsfrequentie	$\gamma_{n,f}$
1/3000 p.j.	1,05
1/4000 p.j.	1,06
1/10000 p.j.	1,09

Voor de factor  $\gamma_{n,c}$  (instabiliteit al dan niet samenhangend met het optreden van hoogwater) wordt aanbevolen de volgende waarden te hanteren:

- $\gamma_{n,c} = 1,07$  als een hoogwater de oorzaak is van bedreiging van de stabiliteit, en
- $\gamma_{n,c} = 1,00$  bij een andere oorzaak, bijvoorbeeld regenval.

De vereiste factor  $\gamma_{n,L}$ , de factor voor het lengte-effect, wordt berekend met behulp van de volgende formule:

$$\gamma_{n,L} = 1 + 0,065^{10} \log(L/10)$$

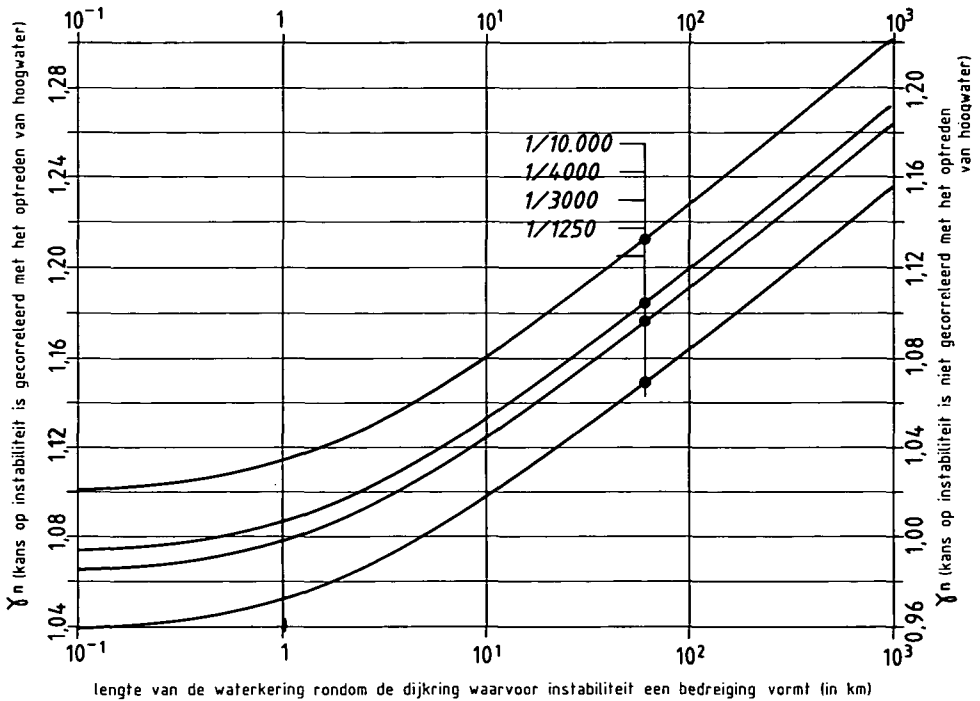
waarin  $L$  de lengte in km is van de waterkering rondom de dijkkring, of althans van dat deel ervan waarvoor instabiliteit een mogelijke bedreiging vormt. Als  $L < 10$  km dan is  $\gamma_{n,L} = 1,0$ . Met deze formule worden de schadefactoren zoals weergegeven in figuur 7.8 benaderd.

De totale schadefactor is gelijk aan het produkt van de drie genoemde deelfactoren:

$$\gamma_n = \gamma_{n,f} \cdot \gamma_{n,c} \cdot \gamma_{n,L}$$

Aan deze factoren ligt een conservatieve inschatting ten grondslag van de reststerkte van een dijk na het optreden van instabiliteit. Nader onderzoek naar deze reststerkte zal moeten uitwijzen in hoeverre deze factoren kunnen worden gereduceerd.

In figuur 7.8 is de schadefactor grafisch weergegeven als functie van de lengte, de overschrijdingsfrequentie bij al dan niet correlatie van hoogwater en instabiliteit.



figuur 7.8

#### 7.5.4.2 Schadefactor tijdens de uitvoering

Aansluitend op hetgeen in par. 7.4.3.1 besproken is, wordt aanbevolen voor de uitvoeringsstabiliteit een schadefactor  $\gamma_n = 1$  te hanteren.

## 8 Zetting en horizontale vervorming

Als gevolg van de aanleg of de verhoging van een waterkering treden twee soorten vervormingen op:

- a. verticale vervormingen, als gevolg van zetting van de ondergrond en klink van het ophoogmateriaal;
- b. horizontale vervormingen in, onder en naast de dijk, die kunnen leiden tot belasting van constructies in en nabij de waterkering, zoals leidingen en funderingen van gebouwen.

Meestal treden als gevolg van een ophoging zowel elastische als plastische vervormingen op. Het feit dat het dijkprofiel en de ondergrond uit meerdere lagen zijn samengesteld, en het elasto-plastische grondgedrag maken de berekening van zulke vervormingen niet eenvoudig. Dit geldt met name voor horizontale vervormingen; voor zettingen kan worden volstaan met een berekening volgens deel 1, par. 11.2.

Een probleem in het benedenrivierengebied is de grootte van de zettingen en de lange duur van de hydrodynamische periode. Dit hangt samen met de dikte en de doorlatendheid van het onder en naast de waterkering aanwezige klei/veenpakket.

Daarom is bijzondere aandacht vereist voor de toelaatbare hoogte van grondaanvullingen voor dijkverbeteringen. In de ontwerpfase moet het zettingsbeeld gedurende de uitvoering worden voorspeld met behulp van zettings- en consolidatieberekeningen. Tijdens de uitvoering is controle nodig op de berekeningen door meting van de werkelijke zettingen en de grondwaterspanningen.

### 8.1 Zetting

Het dijkprofiel moet gedurende een onderhoudstermijn van 50 jaar in stand blijven; de zettingsberekeningen worden daarop afgesteld. Daarbij wordt de totale zetting berekend, dat wil zeggen: de zetting die optreedt gedurende de hydrodynamische periode plus de seculaire zetting over een periode van 50 jaar. In de berekeningen moet het extra gewicht worden verdisconteerd van de overhoogte die nodig is om de voorspelde zetting te compenseren.

Als men verwacht dat de horizontale deformaties beperkt zullen blijven, wordt aanbevolen de zettingen te berekenen met de gecombineerde formule van Terzaghi en Buisman-Koppejan (deel 1, par. 8.3.2.). De benodigde samendrukkingsconstanten kunnen worden bepaald uit samendrukkingsproeven (deel 1, par. 9.6.4). De ontwerpwaarden kunnen worden bepaald volgens par. 6.4.1.

Een nieuw dijklichaam of een ophoging kan worden opgevat als een strookvormige belasting; daarom zal de zetting worden beïnvloed door spreiding van de belasting. Op basis van de elasticiteitstheorie voor grond is een rekenkundige benadering van deze belastingspreiding mogelijk. De tweedimensionale spreiding van een aantal geschematiseerde belastinggevallen is te vinden in bijlage 14 van deel 1 van de *Leidraad*. De toeneming van de verticale spanningen die wordt veroorzaakt door een dijklichaam van onregelmatige vorm, kan worden benaderd door superpositie van de in deze bijlage genoemde schematiseringen.

Deze benadering maakt het mogelijk zettingen te berekenen in meer dan één punt van het dwarsprofiel van de dijk. Behalve voor de binnen- en buitenkruinlijn worden dan ook voor een aantal andere karakteristieke punten in het profiel de zettingen berekend (deel 1, par. 8.3.2), bijvoorbeeld voor de bovenkant van een berm. Hierdoor is het mogelijk in het gehele profiel voldoende overhoogte aan te brengen.

Een deel van de zetting treedt reeds op tijdens de uitvoering. Afhankelijk van de duur van de hydrodynamische periode en de fasering van de uitvoering kan hier een verwachting voor worden uitgesproken.

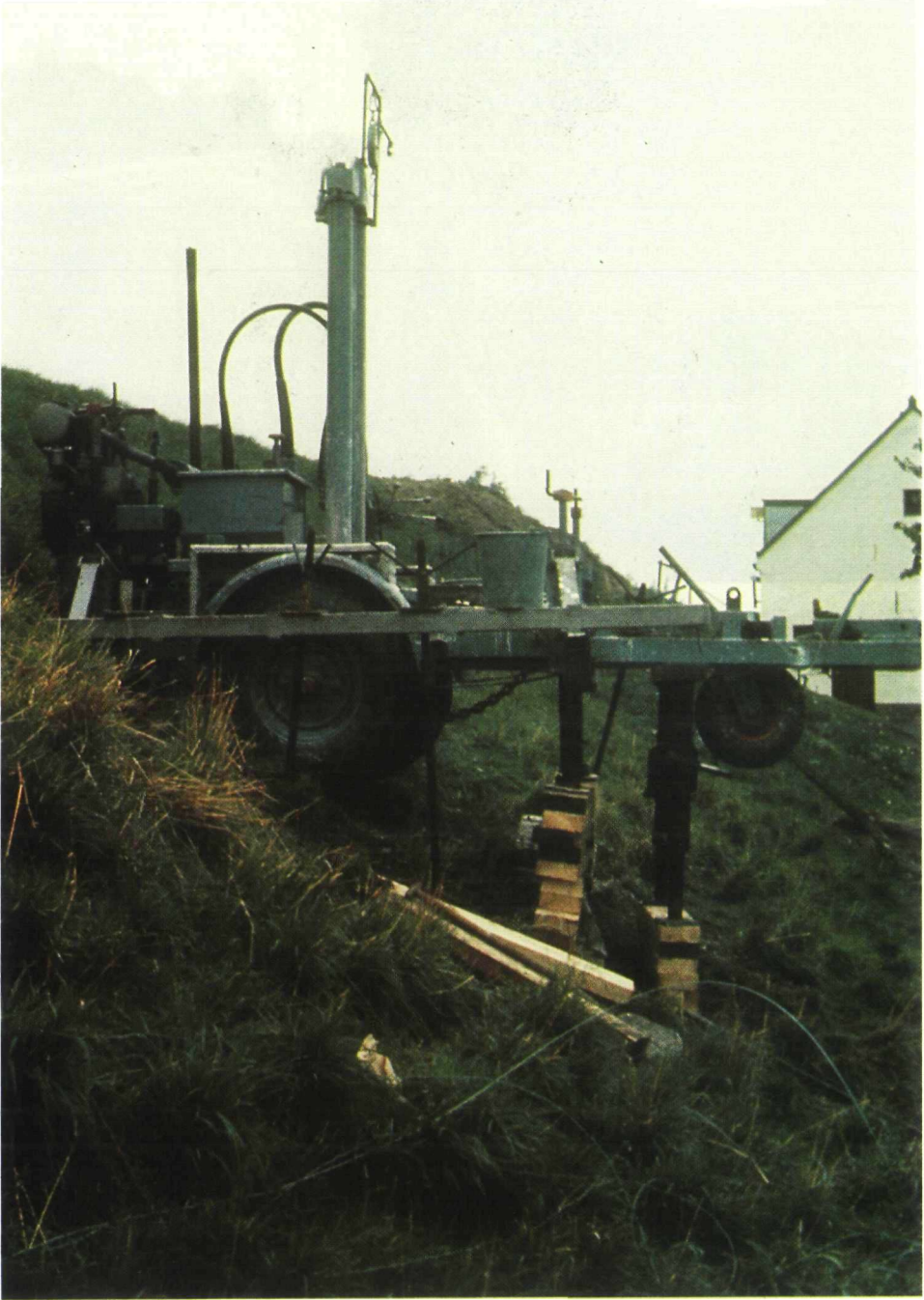
De werkelijke zettingen kunnen afwijken van de berekende zettingen. Dit komt onder andere doordat bij de meest gebruikte formules voor de belastingspreiding impliciet wordt aangenomen dat de dwarscontractiecoëfficiënt gelijk is aan 0,5. Dit stemt het meest overeen met een situatie met volledige wateroverspanning: dan komt de toeneming van de belasting in eerste instantie geheel voor rekening van de waterspanning. In werkelijkheid zullen ook horizontale vervormingen in de ondergrond aanleiding geven tot het zakken van een dijk. Als men verwacht dat deze horizontale vervormingen aanzienlijk zullen zijn, zoals bij zeer dikke veenpakketten, dan is het mogelijk met behulp van elementenmethoden een aangepaste zettingsberekening te maken.

In het algemeen is in dit soort situaties ook sprake van een relatief geringe stabiliteitsfactor van het dijklichaam. Ook als gevolg van een meer plastisch gedrag van de grond kunnen afwijkingen tussen de berekende en de werkelijke zetting ontstaan.

Het is daarom zinnig de zettingen vanaf het aanbrengen van de ophogingen te blijven volgen met behulp van zakbaken. Het is dan gebruikelijk om kort voor het aanbrengen van de laatste ophoging de zetting opnieuw te voorspellen, maar nu aan de hand van de verkregen zakbaakgegevens.

Een complicatie bij deze laatste voorspelling is het feit dat gedurende de ophogingswerkzaamheden slechts een gedeelte van de totale zetting zal optreden. Afhankelijk van onder andere de doorlatendheid en de dikte van het samendrukbare pakket, en van maatregelen als verticale drainage, zal dit gedeelte meer of minder groot zijn. Voor het geven van een juiste zettingsprognose zijn dus naast de zakbaakgegevens ook gegevens nodig over het verloop van de waterspanningen.

Geadviseerd wordt de consolidatie te berekenen volgens de eendimensionale consolidatie-theorie; die levert voor de praktijk veilige waarden op ten aanzien van de zettingen.



(Foto: Rijkswaterstaat)

Plaatsen peilbuizen met los sonderapparaat



(Foto: Rijkswaterstaat)

Bebouwing in rechter Lekdijk



(Foto: Rijkswaterstaat)

Rechter Lekdijk nabij Lekkerkerk

gen en wateroverspanningen beneden een ophoging. Deze theorie is behandeld in deel 1, par. 8.3.2.

Is een verfijnde dimensionering van de ophoging nodig, of is het grondprofiel beneden het dijklichaam horizontaal veel beter doorlatend dan verticaal, dan kan een tweedimensionale consolidatieberekening worden gemaakt. Hierbij worden ook de naast de ophoging optredende wateroverspanningen berekend.

Voor, zeer eenvoudig te schematiseren grondprofielen bestaan er analytische oplossingen voor tweedimensionale consolidatie onder strookbelastingen. Die zijn te vinden in de diverse handboeken voor grondmechanica.

De te verwachten klink van vers aangebrachte grond is slechts bij benadering te bepalen. Voor de klink van klei wordt een waarde van 10% van de ophoging aanbevolen. Bij zorgvuldige uitvoering en verdichting kan deze waarde worden teruggebracht tot 5%. Voor de klink van zandophogingen wordt dikwijls een waarde van 5% gehanteerd, maar bij een goede verdichting is deze klink verwaarloosbaar klein, zeker in vergelijking met de zettingen van de ondergrond.

## 8.2 Horizontale vervorming

Ten gevolge van de aanleg of de verhoging van een dijklichaam treden niet alleen zettingen op van de ondergrond, maar ook horizontale grondverplaatsingen in, onder en naast de dijk.

In de literatuur zijn analytische formules bekend voor horizontale verplaatsingen in een lineair-elastisch geval onder invloed van een strookvormige belasting zoals een dijklichaam die uitoefent op de ondergrond.

Beter is het, horizontale verplaatsingen te berekenen met behulp van elementenprogramma's, waarin het elasto-plastische gedrag van grond volgens Mohr-Coulomb is verdisconteerd (lit. 28).

# 9 Bebouwing

## 9.1 Algemeen

Vele dijkvakken in het benedenrivierengebied zijn bebouwd, en vaak dubbelzijdig; het dijklichaam bood veiligheid bij overstromingen, en dus hebben veel mensen zich in het verleden op of nabij het dijklichaam gevestigd, of op een natuurlijke hoogte die deel uitmaakte van de waterkering. Ook thans speelt zich nog steeds een belangrijk deel van het dorps- en stadsleven af langs de dijk.

Bij een dijkontwerp dienen daarom de belangen van de bewoners en gevestigde bedrijven steeds zorgvuldig mee te worden afgewogen. Enerzijds moet zorg worden gedragen voor de standzekerheid van panden, en dient zoveel mogelijk voorkomen te worden dat er zettingen en horizontale belastingen optreden. Anderzijds is het vaak onvermijdelijk dat bedrijven en bewoners tijdens een dijkverbetering enige hinder van de werkzaamheden ondervinden. Hiervoor dienen passende maatregelen te worden getroffen ten aanzien van de bereikbaarheid van de woningen en de nutsvoorzieningen.

De aanwezigheid van woningen heeft overigens vaak nadelige gevolgen voor een waterkering. Woningen op en nabij de dijk beperken de ruimte voor de versterking ervan, en zijn een zorg voor het beheer. Inspectie van essentiële onderdelen van het dijklichaam wordt er meestal door bemoeilijkt, zelfs nagenoeg onmogelijk gemaakt (lit. 42). Hoezeer bebouwing in of vlakbij een dijk een belemmering is voor later uit te voeren onderhoud, wordt voldoende geïllustreerd door de dijkversterkingen in het kader van de Deltawet, met al hun financiële en sociale consequenties. De processen waar het na de gereedkoming van de Deltawerken om gaat, vinden echter veel geleidelijker plaats, om zo te zeggen bij stukjes en beetjes.

Waar thans geen bebouwing langs de dijk aanwezig is, zou die ook niet mogen worden toegestaan; daar waar wel bebouwing is binnen de stabiliteitszones van de waterkering moet ruimte worden geschapen. Dit kan bijvoorbeeld door bij verbouwingen die nagenoeg neerkomen op nieuwbouw, of bij vernieuwing van panden, de eis te stellen dat op een wat grotere afstand van de waterkering wordt gebouwd. Met andere woorden, her- of nieuwbouw van woningen op of bij een dijk mag toekomstige dijkversterkingen niet onmogelijk maken.

Bij woningen hoort een vrij omvangrijke infrastructuur: wegen, op- en afritten van de dijk, kabels en leidingen en beplantingen. Die zijn in deel 1 aan de orde gekomen. In de volgende paragrafen wordt hierop een aanvulling gegeven voor de specifieke situatie in het benedenrivierengebied.



Eerst wordt aandacht gegeven aan op staal en op palen gefundeerde bebouwing. Vervolgens worden enige aanbevelingen gedaan ten aanzien van nutsvoorzieningen en bijzondere constructies.

## 9.2 Gevolgen van dijkversterking voor gebouwen

Niet alleen ter plaatse van een dijk-ophoging kunnen zettingen optreden. Door spreiding van de belasting kunnen ze ook voorkomen in zones die grenzen aan de ophoging, naar eerste schatting tot een breedte van 1 à 2 maal de dikte van het samendrukbare pakket (hoofdstuk 8).

Dit kan vooral van belang zijn wanneer in de onmiddellijke nabijheid bebouwing voorkomt.

### 9.2.1 *Op staal gefundeerde bebouwing*

Als criterium voor de beoordeling of er al dan niet schade valt te verwachten aan op staal gefundeerde panden, wordt ter plaatse van de dichtst bij de kruin gelegen gevel van de bebouwing de totale zetting wel als maatstaf genomen. Een zetting van 100 mm wordt hierbij als grens van het aanvaardbare gezien.

Het meest gebruikte criterium is het te verwachten zettingsverschil over de eerste 5 m achter de bovengenoemde gevel van het gebouw, uitgedrukt in een zettingshelling of hoekverdraaiing.

Om een onderscheid te kunnen maken in de ernst van de te verwachten schade, worden de opstallen in de buurt van een dijkwerk ingedeeld in schadecategorieën. Een gangbare indeling is de volgende:

1. geen schade; zettingshelling 1 : 500;
2. esthetische schade; zettingshelling 1 : 500 – 1 : 250; kans op eenvoudig repareerbare schade;
3. constructieve schade; zettingshelling 1 : 250 à 1 : 100; kans op grotere repareerbare schade, geen risico voor de bewoners;
4. gebruikersschade; zettingshelling groter dan 1 : 100; kans op ernstige schade, risico's voor bewoners niet uitgesloten.

Ook andere dan grondmechanische overwegingen moeten in de vaststelling van de schadecategorieën worden betrokken, zoals bijvoorbeeld initiële scheefstand en de waarde van het betreffende object.

### 9.2.2 *Op palen gefundeerde bebouwing*

#### 9.2.2.1 Horizontale paaldrukken

Met name in de zones vlak langs de nieuw te maken dan wel de te versterken dijken kunnen behalve verticale verplaatsingen door zettingen ook horizontale verplaatsingen optreden, zoals gezegd tot een breedte van ongeveer twee maal de dikte van het samen-

drukbare pakket. Dit is vooral van belang voor de paalfunderingen onder aangrenzende bebouwing.

Zulke funderingen bestaan vooral bij oudere bebouwing veelal uit houten palen, al dan niet met een betonplanger; nieuwere bebouwing en bedrijfspanden zijn vaak gefundeerd op betonpalen van uiteenlopend type.

Geringe grondverplaatsingen kunnen door de relatief grote stijfheid van met name betonpalen tot grote horizontale belastingen op de palen leiden, en de fundering beschadigen, zowel de palen zelf als de balken.

Een goede berekening van de horizontale verplaatsingen is niet eenvoudig, vanwege het gecompliceerde spannings-vervormingsgedrag van de grond, en vanwege de interactie tussen grond en paal.

In het algemeen wordt voor de oplossing van dit probleem teruggegrepen op de volgende methode, die uit twee componenten bestaat (lit. 7):

1. Ter plaatse van de beschouwde paal wordt de horizontale grondverplaatsing berekend, en de toename van de horizontale grondspanning die ontstaat ten gevolge van het aanbrengen van de ophoging. Voor de berekening staan zowel analytische als eindige-elementenmethoden ter beschikking.
2. Vervolgens wordt nagegaan in hoeverre die paal de berekende grondverplaatsing wil verhinderen. Door de stijfheid van de paal in te voeren kan worden berekend welke horizontale druk op de paal zal werken. Uitgaande van deze druk kan het buigend moment in de paal worden berekend. Hierbij moet worden ingeschat wat de oplegcondities van de paal zijn, zowel bij de paalpunt als ter plaatse van de inklemming in de funderingsbalken.

Voorwaarde bij het maken van alle berekeningen is wel dat het paaltype, de lengte van de paal en het niveau van de overgang van funderingsbalk en paal bekend zijn; zeker bij oudere bebouwing is dat lang niet altijd het geval.

Vergelijking van het berekende buigend moment met het voor de betreffende paal toelaatbare moment geeft aan of schade aan de constructie te verwachten is.

Bij bebouwing die op palen is gefundeerd wordt niet gewerkt met een verwachte schadecategorie; er wordt slechts beoordeeld of een en ander aanvaardbaar is of niet.

#### 9.2.2.2 Negatieve kleeft

In principe zal zetting van de ondergrond ter plaatse van op palen gefundeerde bebouwing leiden tot negatieve kleeft op deze palen.

Bij de berekening van de negatieve kleeft en bij de beoordeling of die toelaatbaar is, doet zich vaak een probleem voor. Dikwijls is immers niet bekend welk type palen werd toegepast, en hoe diep de palen in de vaste zandlaag zijn geheid. In de meeste gevallen worden de palen in zettingsgevoelige gebieden wel op negatieve kleeft berekend, maar ten gevolge van ophoging kan een grotere negatieve kleeft optreden.

### 9.2.3 *Constructieve maatregelen*

Als de te verwachten schade voor een pand onaanvaardbaar is, zal vaak tot afbraak worden overgegaan. Soms zal dat echter niet tot de mogelijkheden behoren, zoals bij monumenten, zodat andere oplossingen moeten worden gezocht. In een aantal gevallen zal een verschuiving van de as van de nieuwe dijk ten opzichte van de as van de bestaande dijk, of zelfs een dijkverlegging mogelijk zijn. Men kan echter ook proberen:

- lichter ophogingsmateriaal te gebruiken in de kern van de dijk, bijvoorbeeld Flugsand in plaats van ophoogzand - toepassing van Flugsand bij dijkverbeteringen is echter alleen acceptabel bij binnenwaartse dijkverbeteringen;
- een damwand te plaatsen tussen de ophoging en het te beschermen object - dit kan, indien bebouwing op staal moet worden afgeschermd, vaak een relatief slappe damwand zijn, omdat hij geen grond hoeft te keren of horizontale vervormingen moet tegengaan, maar slechts het optreden van verticale vervormingen achter de damwand hoeft te verhinderen;
- een paalfundering aan te brengen: hierbij wordt onder een op staal gefundeerd gebouw een stijf balkenrooster of een gewapend-betonnen vloer aangebracht, waaronder in de grond vervaardigde palen worden ingebracht; daarna kan het pand eventueel nog worden opgevijzeld;
- een oude paalfundering onder het object te versterken, zodat die de te verwachten spanningen wel kan doorstaan;
- een bijzondere constructie toe te passen (par. 9.4).

De ervaring heeft wel geleerd dat de kosten van de drie laatstgenoemde oplossingen meestal de economische waarde van het object benaderen of overschrijden.

### 9.3 **Kabels en leidingen**

Kabels en leidingen komen in en nabij de vaak dichtbebouwde dijklichamen van het benedenriviereengebied veelvuldig voor.

Op de gevaren van kabels en leidingen voor de waterkering is reeds gewezen in deel 1, par. 12.3.3. De aanbevelingen aldaar gelden eveneens voor het benedenriviereengebied. Het belangrijkste gevaar voor een dijklichaam bestaat uit het vele graafwerk, dat leidt tot een geroerde zone in de dijk, en uit lekkage van leidingen, die verweking tot gevolg kan hebben. Bij dubbelzijdige bebouwing ontstaat een geroerde zone dwars door de waterkering heen.

Vaak treedt doorgaande vervorming van de dijk op, vooral als die boven dikke veenlagen ligt; dat kan dan leiden tot belasting van de leidingen.

Daardoor zal de waterkering ook periodiek moeten worden verhoogd: nog meer extra belasting van vooral leidingen en leidingkruisingen. Bij dijkverhogingen zullen de leidingen en meestal ook de kabels moeten worden vernieuwd dan wel verlegd.

In verband met bovengenoemde bezwaren verdient het aanbeveling de aanwezigheid van kabels en leidingen in een dijklichaam zoveel mogelijk te beperken. Hiervoor worden de volgende aanbevelingen gedaan:

- de aanleg van kabels en leidingen binnen een voor de waterdichtheid en stabiliteit minimaal benodigd profiel zou vermeden moeten worden: een bepaalde zone in het dijklichaam mag dus bij voorkeur niet worden doorgraven;
- als een kruising van leidingen met het dijklichaam niet kan worden vermeden moet die bij voorkeur zo worden gemaakt dat de onderkant van de leiding ter plaatse van de kruin van de dijk na zakking tenminste boven het ontwerppeil blijft liggen;
- kabels en leidingen kunnen ook onder de dijk door worden geboord, met daarvoor geschikte horizontale spoelboortechnieken.

Indien kabels en leidingen in de invloedzone van de waterkering aanwezig zijn of moeten worden aangelegd, dient men extra voorzorg en veiligheidsmaatregelen te nemen, overeenkomstig de Pijpleidingcode van 1972 (lit. 19). In elk geval is een goede registratie van de ligging van kabels en leidingen nodig.

#### 9.4 Bijzondere constructies

In sommige gevallen zal het alleen mogelijk zijn alle naburige bebouwing en de overige waarden te sparen door een dijkverbetering te realiseren met behulp van een bijzondere constructie.

Men denke aan damwanden en kistdammen, keermuren en gefundeerde betonconstructies, waterkerende schermen en speciale grondconstructies als kleikisten, lichte materialen als Flugsand, gewapende grond ('terre armée'), filterconstructies en - in opritten - polystyreenschuim.

Wanneer bijzondere constructies, zoals damwanden of keermuren, als gehele of gedeeltelijke vervanging van een dijk worden toegepast, kleven daaraan wel enige bezwaren.

1. Als gevolg van de starre fundering van zo'n constructie is er verschil in zetting tussen de constructie en het grondlichaam. Steeds weer treden daardoor doorgaande openingen op, zoals gangen en sleuven, met gevaar van onder- of achterloopsheid.
2. Bij latere verhoging van de waterkering treden constructieve moeilijkheden op: de belastingen op de constructie worden groter, hetgeen invloed heeft op de veiligheid van de constructie. Dus, als men voorziet dat algehele vervanging van de constructie later op problemen zal stuiten, moet al bij voorbaat een zwaardere constructie worden ontworpen om zo nodig een toekomstige verhoging mogelijk te maken.
3. Er kunnen verankeringsconstructies nodig zijn; die hebben evenals de constructie zelf een beperkte levensduur, en vervanging betekent weer ontgraving tot vrij grote diepte van het tot de waterkering behorende grondlichaam.
4. Indien een wand wordt aangebracht ter vervanging van het binnentalud, dan is een diepgelegen drainage noodzakelijk om verweking van het grondlichaam te voorkomen. De kans op verstopping van die drainage is vrij groot, onderhoud is door de diepe ligging moeilijk en vervanging nog moeilijker.

5. Vrijstaande wanden of wanden die boven de kruinhoogte uitsteken zijn in het algemeen niet acceptabel. Toegang tot naast de waterkering gelegen percelen en aansluiting van wegen is dan alleen mogelijk via coupures in de wand, en die coupures zijn in het algemeen niet aanvaardbaar, omdat:
  - a. de doorrit dikwijls breed moet zijn, hetgeen speciale en moeilijk te plaatsen constructies vergt voor de afdichting;
  - b. de coupurewanden door het verkeer kunnen worden beschadigd en ontzet, zodat de afdichtingen niet kunnen worden geplaatst als de coupure moet worden gesloten;
  - c. het plaatsen van de afdichtingen van mensen afhankelijk is, zodat fouten mogelijk zijn, bijvoorbeeld zoekraken van de afdichtingen – dat is in het verleden voorgekomen.

Ook bij wanden met eenzelfde hoogte als de kruin leveren de toegang tot belendende percelen en de aansluiting van wegen moeilijkheden op. Ter voorkoming van hoogteverschillen is het noodzakelijk dat de bovenkant van de wand en het wegdek op de kruin op het zelfde niveau liggen. Dat vergt intensief onderhoud van de weg, omdat die altijd enigszins zakt.

6. Als een tot de waterkering behorende wand vlak langs het water loopt, is aanvaring en dus breuk of lekkage niet denkbeeldig. Herstel daarvan zal als regel moeilijk en tijdrovend zijn.
7. Kruisende leidingen, die niet zijn te vermijden wanneer het om hele dijkstrekkings gaat, leveren problemen op als gevolg van zettingsverschillen en de noodzaak de doorvoering waterdicht te houden. Bij het aanbrengen van damwanden is een gescheiden systeem van nutsleidingen een vereiste.
8. Voor keermuren geldt daarnaast nog, dat de aanleg noodzaakt tot grote ontgravingen van de waterkering, om de fundering te kunnen aanbrengen.
9. Voor damwanden geldt bovendien nog het volgende.

Stalen damwanden zijn onderhevig aan corrosie. Een goede coating en kathodische bescherming zijn praktisch overal noodzakelijk, met alle nadelen van dien.

Bij toepassing van damwanden over grote lengte is de kans op beschadiging van de coating en het optreden van metallische contacten zeer groot. Dit betekent kans op nadelige beïnvloeding van de kathodische bescherming en een oncontroleerbare versnelling van plaatselijke corrosie bij beschadigingen of metallische contacten. Bij de constructie van damwanden bestaat geen zekerheid over de waterdichtheid, omdat sommige delen tijdens het heien uit het slot kunnen lopen, zonder dat dat wordt geconstateerd. Dat kan ook gebeuren als de damplanken tijdens het heien op vreemde elementen stuiten.

Omdat damwandprofielen in verband met de stabiliteit dikwijls lang en zwaar moeten zijn, vereisen ze zwaar heiwerk, dat een nadelige invloed heeft op de bebouwing, om maar niet te spreken van de verstoring van de ondergrond.

De leeftijd van stalen damwanden kan ruim worden gesteld op 50 à 100 jaar. Dan zal volledige vervanging moeten plaats vinden. Het juiste tijdstip van vervanging is

moeilijk vast te stellen, en dat is weer een bron van onzekerheid: men zal in het algemeen beducht zijn er te laat mee te wezen.

Gezien al deze bezwaren is toepassing van een damwand als gehele of gedeeltelijke vervanging van een dijk over het algemeen te ontraden: deze constructie brengt belangrijk meer risico's met zich mee dan een normale dijk. Toepassing is alleen te overwegen wanneer een waterkering in de vorm van een grondlichaam op onoverkomelijke - technische, geen financiële - bezwaren stuit.

Het verdient de voorkeur geen bijzondere constructies aan te leggen die water moeten keren; dat wil zeggen, ze mogen slechts dienen als waakhoogte tegen golfoploop. Als toch een waterkerende constructie wordt toegelaten, dan is het aan te bevelen die zo te dimensioneren, eventueel in combinatie met steunende grondlichamen, dat hij op zichzelf stabiel is. Als grondkerende constructies niet kunnen worden vermeden verdient het de voorkeur ze in het buitentalud te plaatsen, zodat de maximale belasting niet optreedt bij een hoge waterstand.

# 10 Aspecten van de uitvoering

Het streven moet zijn om het ontwerp met inachtneming van de vereiste veiligheid uit te voeren in een zo beperkt mogelijk aantal jaren. Als het niet mogelijk is in één keer op te hogen, kan gefaseerde uitvoering worden overwogen.

Te lang lopende werken brengen vele praktische bezwaren met zich mee, al was het alleen maar overlast voor de omwonenden.

## 10.1 Berekening van de uitvoeringsstabiliteit

De algemene gang van zaken bij het bepalen van het uitvoeringstempo is als volgt:

- Eerst wordt de hydrodynamische periode berekend (deel 1, par. 8.3.2), en vervolgens nagegaan hoe lang de ophoogwerkzaamheden zullen moeten duren om voldoende veilig te kunnen werken.
- Is deze periode te lang, bijvoorbeeld langer dan drie jaar, dan moet worden nagegaan wat het effect zou zijn van versnelling van de consolidatie door middel van bijvoorbeeld verticale drainage (bijlage 14).
- Binnen de gevonden totale uitvoeringsduur dienen tenslotte de verschillende fasen in de jaren zo effectief mogelijk verdeeld te worden.

Bij de berekeningen moet worden bedacht dat per jaar maar een beperkte periode voor het echte ophogen beschikbaar is. Afgezien van een verbod op werkzaamheden in het gesloten seizoen blijken er in de praktijk in het eerste jaar altijd enige maanden nodig voor voorbereidende werkzaamheden. In het laatste uitvoeringsjaar moet ook ruimte worden gereserveerd voor het maken van glooiingsconstructies en het aanbrengen van weglichamen.

Kan het werk volgens berekening niet in de gestelde drie jaar worden gerealiseerd, dan worden in het algemeen verticale drains toegepast, indien nodig met een kleinere hart-op-hart-afstand dan gebruikelijk. Zowel zandpalen als kunststofdrains vinden hierbij toepassing; tegenwoordig steeds meer die laatste (lit. 12).

In sommige gevallen kan het nodig zijn het ontwerp te wijzigen met het oog op de vereiste uitvoeringsstabiliteit, bijvoorbeeld door verbreding of verhoging van de bermen of door toepassing van lichter ophoogmateriaal.

Soms kan het werken met een deelbestek aantrekkelijk zijn, zodat vooruitlopend op het definitieve werk een voorbelasting kan worden aangebracht.

De verwachting ten aanzien van de hydrodynamische periode en de consolidatie wordt

meestal gebaseerd op samendrukkingsproeven en verticale doorlatendheidsproeven ( $k_v$ ); ze wordt berekend met een eendimensionale consolidatieberekening (deel 1, hoofdstuk 6 en 8), op basis van karakteristieke waarden en materiaalfactoren (par. 7.5). Voor het effect van verticale drainages wordt, als er geen horizontale doorlatendheden of consolidatiecoëfficiënten bekend zijn, een horizontale doorlatendheid ( $k_h$ ) verondersteld gelijk aan  $k_v$ , ( $c_h = c_v$ ) (bijlage 14).

Extra wateroverspanningen kunnen optreden als gevolg van plasticiteit en dilatantie (lit. 45).

Op basis van glijvlakberekeningen wordt vastgesteld welke aanpassingspercentages vereist zijn om het werk in alle fasen te kunnen uitvoeren, inclusief de vereiste veiligheid. Vervolgens kan het gevonden aanpassingspercentage worden vertaald in uitvoeringsduur.

De berekende aanpassingen worden meestal als gemiddelde waarden over het gehele pakket ingevoerd. Beter is, en dat gebeurt bij optimalisering, de aanpassing in te voeren als functie van de afstand tot de doorlatende randen.

Zoals uit hoofdstuk 8 blijkt, beschikken de grondmechanische adviesbureaus tegenwoordig over rekenmodellen die het mogelijk maken tweedimensionale consolidatieberekeningen op te stellen. De uitkomsten daarvan geven aan dat de waterspanningen onder de ophoging lager zijn, en die buiten de ophoging hoger, dan op basis van eendimensionale berekeningen wordt gevonden.

Deze uitkomsten kunnen in de glijvlakberekeningen niet helemaal goed worden verwerkt, omdat de spanningsspreiding daarin niet wordt meegenomen. Water- en korrelspanningen zijn dan niet helemaal juist op elkaar afgestemd.

Het maken van tweedimensionale consolidatieberekeningen zou eigenlijk beter gevolgd kunnen worden door stabiliteitsanalyses op basis van elementenprogramma's (hoofdstuk 7).

Mogelijke opdrukking van het slappe-lagenpakket dient in de evenwichtsbeschouwing te worden betrokken zoals beschreven in hoofdstuk 7. Speciale aandacht is in dit geval vereist voor de horizontale vervormingen.

Als randvoorwaarde voor de uitwendige belasting zal voorlopig een hoogwaterstand kunnen worden aangehouden die 0,5 m lager is dan de laagste kruinhoogte in de dijk-ring aan het begin van de versterkingsronde, rekening houdend met het bij die waterstand op de rivier optredend verhang, en een freatische lijn die behoort bij een neerslag van 20 mm per dag.

Het is van belang te vermelden dat een eenduidige berekening van de kans op overbelasting bij maatgevend hoog water en gedurende de uitvoering momenteel nog niet goed mogelijk is. De berekende kans op het optreden van een afschuiving hangt sterk af van de gekozen schematisering van de geometrie van een afschuiving. Wel is het mogelijk een boven- en ondergrensschatting van de werkelijke kans te berekenen; gevoelsmatig wordt de bovengrensschatting als het meest reëel gezien. Uit de aldus berekende bovengrenzen voor de uitvoering van de dijkverbetering en de geconsolideerde eind-



fase blijkt in elk geval, dat de kans op evenwichtsverlies gedurende de uitvoering vele malen groter is dan na voltooiing.

Duidelijk is uit analyses het eminente belang gebleken van een goed inzicht in de ontwikkeling van wateroverspanning ten gevolge van het ophogen, zowel in de ontwerp-fase als gedurende het daadwerkelijk ophogen. Tenslotte moet nog worden opgemerkt, dat behalve een tegenvallende consolidatie er nog een groot aantal zaken is dat het evenwicht gedurende de uitvoering in negatieve zin kan beïnvloeden. Het is dan ook van groot belang dat gedurende de uitvoering door middel van meting van de water-spanningen en de zettingen het actuele evenwicht wordt gecontroleerd (lit. 9). Voor de vereiste veiligheid tijdens de uitvoering wordt verwezen naar par. 7.5.

## 10.2 **Praktijkvoorbeelden**

Om een beeld te schetsen van het vaak gecompliceerde karakter van de uitvoering van een dijk aanleg, volgt nu nog een kort overzicht van de werkzaamheden bij de aanleg van een buitendijkse verzwaring.

Bij aanleg op diep water van een schaaldijkprofiel wordt begonnen met de opbouw van een mijnsteenlichaam tot gemiddeld hoogwater. Daarop wordt vervolgens het klei-profiel aangebracht. Tot nu toe werden geen verticale drains door mijnsteen aange-bracht; de uitvoeringsperioden zijn dan vaak lang, langer dan de als limiet gestelde drie jaar. In sommige gevallen wordt via een deelbestek de mijnsteen als voorbelasting eerder aangebracht.

Bij aanleg op ondiep water, dus met een laag gelegen voorland, wordt gebruik gemaakt van een hulpkade buiten het te realiseren profiel. Op de zate van de dijk worden dan de resten van begroeiing verwijderd, en de zeer slappe toplagen weggegraven. Het ont-stane cunet wordt gevuld met een werkvloer van zand.

Vervolgens worden al dan niet verticale drains geïnstalleerd. In de laag drainzand wordt een horizontaal drainagesysteem aangelegd, waarin pompputten zijn opgenomen. Ter plaatse van de teen van de nieuwe dijk wordt tegen de drainlaag aan een kleikist aange-legd, om te voorkomen dat de drainlaag in contact kan komen met het buitenwater. Tenslotte wordt de klei-ophoging aangebracht in slagen van maximaal 0,50 m. Het tempo van ophoging volgt in principe uit het grondmechanische rapport (par. 10.1); ook moet gelet worden op de weersgesteldheid: bij te nat weer is klei niet te verwerken (par. 10.4).

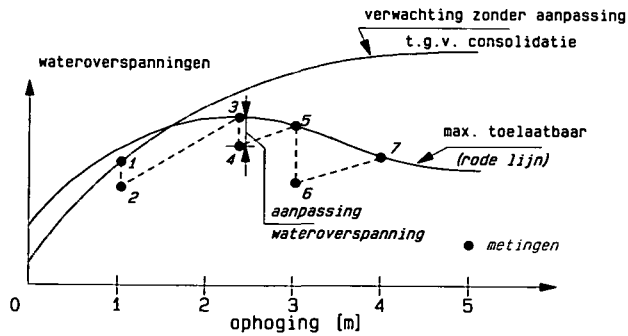
Getracht wordt het profiel zo op te bouwen dat iedere slag juist zoveel overhoogte in het talud krijgt dat er later geen klei meer hoeft te worden bijgestort; men moet dan dus steiler opbouwen dan het gewenste opleveringsprofiel.

Het streven is er meestal op gericht in het begin van het derde seizoen de laatste klei aan te brengen en te profileren. Een bijkomend voordeel van dit getemporeerde werken is, dat in een laat stadium nog een herziene zettingsprognose kan worden gegeven, en dat betrekkelijk weinig nazakking van de glooiing behoeft te worden verwacht.

### 10.3 Controlemetingen

Vaak wordt in het grondmechanische rapport de aanbeveling gedaan, de werkzaamheden te begeleiden met metingen van de waterspanningen in de ondergrond, om het risico van evenwichtsverlies tijdens de uitvoering zoveel mogelijk te beperken. Het is gebruikelijk zo'n aanbeveling te doen in die gevallen waarbij het evenwicht, gelet op onzekerheden in met name de voortgang van de consolidatie, ondanks vooraf gemaakte berekeningen niet zonder meer verzekerd is.

Door tijdens het werk de zakkings van de zakkbakken en de waterspanningen onder of nabij de ophoging te meten kan worden gecontroleerd of het proces van consolidatie overeenkomstig de verwachting verloopt. De verwachtingswaarde wordt echter meestal niet rechtstreeks gebruikt. De begeleiding tijdens de uitvoering is er in hoofdzaak op gericht na te gaan of de werkelijke wateroverspanning beneden de voor iedere fase geldende maximaal toelaatbare wateroverspanning blijft, de zogenaamde rode lijn in figuur 10.1.



figuur 10.1

Gebruikmaking van de rode lijnen geeft een indicatie omtrent het werkelijke evenwicht tijdens de uitvoering. De methode wordt reeds jarenlang gebruikt, en de betrouwbaarheid van dit hulpmiddel is uit praktijkervaringen gebleken (lit. 9).

Natuurlijk kan de gemeten waterspanning ook in een normale stabiliteitsanalyse worden ingevoerd, volgens een methode die zo goed mogelijk overeenstemt met de berekeningen uit de ontwerpfase. Het actuele evenwicht kan dan worden beoordeeld. Door goede bewaking kan het tempo van ophogen worden bijgestuurd. Het aantal locaties waar de ondergrond anders kan reageren dan verwacht, is overigens veel groter dan het aantal locaties waarop redelijkerwijs waterspanningsmeters kunnen worden geplaatst. Men moet dus goed nadenken over de keuze van te bewaken locaties. Op de gekozen locaties worden de waterspanningsmeters in principe in of iets buiten de teen van het talud of de berm geplaatst, dus buiten de ophoging, zodat ze de werkzaamheden niet bemoeilijken.

Een ander belangrijk punt van de begeleidingswerkzaamheden is de prognose van de restzetting, met andere woorden: het aangeven welke overhoogte bij oplevering moet worden aangebracht opdat de dijkkruin gedurende de komende onderhoudstermijn niet onder de dijktafelhoogte zakt. Hoewel van het grootste belang, is de juiste hoogte van de kruin niet de enige randvoorwaarde voor het opleveringsprofiel. Het zal immers duidelijk zijn dat het op te leveren profiel zowel in dwars- als in lengterichting goed moet ogen.

Nog een complicerende factor: bij toepassing van zand in de kern en klei als afdeklaag wordt ernaar gestreefd de overhoogte zoveel mogelijk in het goedkope zand aan te brengen, en niet in de klei. Dit betekent dat reeds bij het profileren van het zand – onderin de ophoging is dat soms reeds vrij vroeg – een goede prognose van de zettingen bekend moet zijn. Zoniet, dan moet ofwel aangebracht zand weer worden verwijderd, ofwel het tekort aan overhoogte in klei worden aangebracht. Het zal duidelijk zijn dat een goed samenspel tussen directie en grondmechanisch adviseur onontbeerlijk is.

Vermeld zij nog, dat de begeleiding van de uitvoering ook het keuren omvat van de aangevoerde materialen, zoals zand, klei, Flugsand, Euroklei en mijnsteen.

Ten aanzien van al deze materialen zijn in overleg tussen directie en grondmechanisch adviseur in het bestek eisen opgenomen, zoveel mogelijk afgestemd op de specifieke eisen vanuit de te maken constructie. Keuring vindt plaats op materiaal direct uit de winput of voor de wal, zoals dat heet.

Op het werk zal dan moeten worden nagegaan of de in het ontwerp aangehouden materiaaleigenschappen ook gerealiseerd worden. Naarmate er scherper is gedimensioneerd, zal de behoefte daaraan groter zijn.

Controle op de verdichting van zand is mogelijk met proctorproeven, een penetrometer of een handsondeerapparaat, waarmee de indringingsweerstand van de grond wordt gemeten. Bij een weerstand van  $1,5 \text{ MN/m}^2$  of meer over de bovenste laag van 0,40 m dikte kan van een redelijk goede verdichting worden gesproken.

Controle op de verdichting van kleigrond kan geschieden aan de hand van een één-puntsproctorproef, waarin bij het aanwezige vochtgehalte  $W$  van de klei de volumieke massa bij proctorverdichting wordt bepaald. Het meetresultaat uit deze proef, in relatie tot in de directe omgeving van het proefvak te bepalen volumieke massa's, geeft een indruk van de bereikte verdichting (zie ook par. 10.4).

Visuele beoordeling op de aanwezigheid van holle ruimten is vooral van belang als er grote kleibrokken worden aangevoerd en verwerkt. Middels het graven van een smalle verticale sleuf krijgt men hierin een goed inzicht.

De aangebrachte klei dient steekproefsgewijs op samenstelling te worden gecontroleerd.

Bij alle hier genoemde controlemetingen verdient het in ieder geval aanbeveling de interpretatie ervan te laten begeleiden door een grondmechanisch deskundige, om dreigende calamiteiten tijdig te onderkennen.

#### 10.4 Kleibekleding op taluds en kruin

Een kleibekleding op een dijk heeft verschillende functies; onder andere dient hij om de waterdichtheid en de erosiebestendigheid van de dijk te vergroten. De verschillende functies stellen verschillende eisen aan de samenstelling van de klei. Onderzoek heeft uitgewezen dat deze eisen niet altijd met elkaar in overeenstemming zijn. In de praktijk worden er dan concessies gedaan, en wel zo dat de in de gegeven omstandigheden belangrijkste functies de doorslag geven.

In de praktijk zijn zo in verschillende streken verschillende opvattingen gegroeid over de vereiste samenstelling van een kleilaag.

De klei die in het benedenrivierengebied op basis van praktijkervaring en onderzoek het meest geschikt wordt bevonden wijkt qua samenstelling af van wat in het bovenrivierengebied als wenselijk wordt gezien.

Een verklaring hiervoor ligt in het feit dat de erosie in het benedenrivierengebied een belangrijker rol speelt; bij de soms aanzienlijke golfoploop kunnen hoge stroomsnelheden voorkomen op het buitentalud. Een wat zwaardere klei zal hier beter tegen bestand zijn dan een lichte.

Voor het binnentalud behoeven voor de erosiebestendigheid minder hoge eisen te worden gesteld; daarom kan voor het binnentalud een schralere klei worden geaccepteerd. Echter, indien meer overslag wordt geaccepteerd dan overeenkomstig het 2%-golfoploopcriterium (par. 6.2), dient op het binnentalud dezelfde klei te worden toegepast als op het buitentalud.

In verband met het instandhouden van een gesloten grasmat op de dijk taluds moet beweiding van dijken met grootvee worden ontraden.

##### 10.4.1 Materiaaleisen

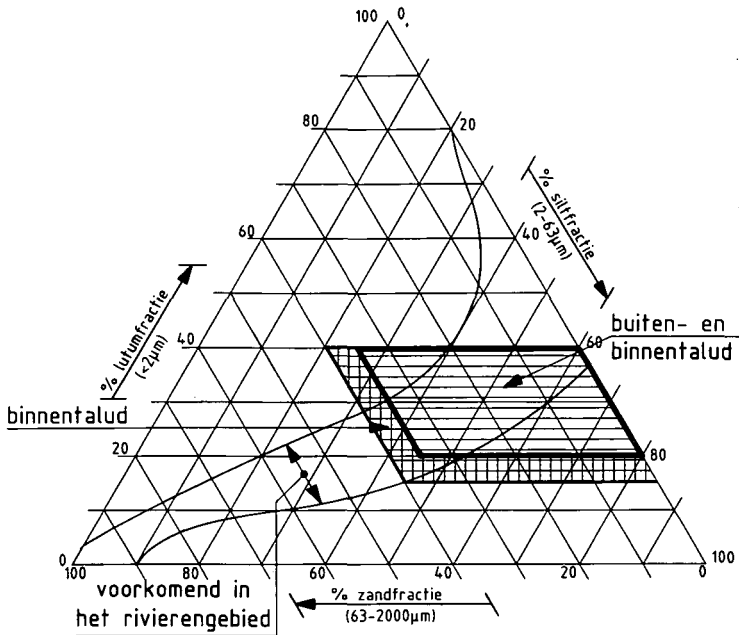
In tabel 10.1 wordt een overzicht gegeven van de materiaaleisen bij toepassing van klei in de dijkbouw in het benedenrivierengebied; deze zijn verstrekt door de projectgroep 'Eisen klei' van werkgroep B van de T.A.W.

Tabel 10.1 Materiaaleisen klei

parameter	buitentalud en kruin	binnentalud
- percentage lutum (korrelfractie $< 2 \mu\text{m}$ )	min. 20% max. 40%	min. 15% max. 40%
- percentage zand (korrelfractie $> 63 \mu\text{m}$ )	max. 35%	max. 40%
- percentage organische stof	max. 4%	max. 4%
- gehalte $\text{CaCO}_3$	max. 25%	max. 25%
- zoutgehalte gr. NaCl/liter bodemvocht	$< 4$	$< 4$
- E.S.P.*	$< 15$	$< 15$
- vloeigrens $W_l$	$> 45\%$	
- plasticiteitsindex $I_p$	$> 0,73 (W_l - 20\%)$	$> 0,73 (W_l - 20\%)$ en $> 18\%$

\* E.S.P. = exchangeable sodium percentage.

De eisen ten aanzien van lutum- en zandgehalte komen tot uitdrukking in de zand-lutum-siltdriehoek (figuur 10.2).



figuur 10.2

#### 10.4.2 Verwerkingseisen

Om een goede verwerking te garanderen dienen eisen te worden gesteld aan het maximale vochtgehalte bij verwerking. Een absoluut vochtgehalte kan niet worden gegeven; beter is, het vochtgehalte uit te drukken in de zogenaamde consistentie-index  $I_c$ . Deze grootte zegt iets over het watergehalte in relatie tot de plasticiteitsindex van de klei:

$$I_c = \frac{W_l - W}{W_l - W_p} = \frac{W_l - W}{I_p}$$

hierin is:

$I_p$  = plasticiteitsindex

$W_l$  = vloeigrens

$W_p$  = uitrolgrens

De zogenaamde Atterbergse grenzen  $W_l$  en  $W_p$  zijn gedefinieerd als het watergehalte, uitgedrukt in gewichtsprocenten van de droge stof.

De uitdrukking voor het maximaal toelaatbare vochtgehalte  $W_{\max}$  bij verwerking wordt dan als volgt:

$$I_c \geq 0,75, \text{ waaruit valt af te leiden: } W_{\max} = W_l - 0,75 I_p.$$

Als minimaal toelaatbaar vochtgehalte  $W_{\min}$  wordt aanbevolen het optimale watergehalte  $W_{\text{opt}}$  van de standaard-proctorproef.

In onderstaande lijst wordt een overzicht gegeven van verwerkings-en verdichtingseisen bij de toepassing van klei in de dijkbouw:

- consistentie-index  $I_c \geq 0,75$  of  $W_{\max} = W_l - 0,75 I_p$ ;
- $W_{\min} \geq W_{\text{opt}}$
- na verdichting droge dichtheid > 97% proctordichtheid (éénpuntsproctorproef) bij het aanwezige vochtgehalte, met een maximum van 95% bij  $W_{\text{opt}}$ ;
- verdichting controleren door middel van volume-steekring;
- verdichting in lagen van maximaal 0,40 m à 0,50 m dik;
- de klei mag niet worden verwerkt in bevroren toestand;
- de klei moet homogeen van samenstelling zijn en mag geen visuele verontreinigingen bevatten.



(Foto: Rijkswaterstaat)

Flugsandberm bij Groot Ammers



(Foto: Rijkswaterstaat)

Toepassing polystyreenblokken Streefkerk-West



(Foto: DELTA-PHOT)

Verbetering Sleeuwijkse Dijk



# Verklaring van gehanteerde begrippen

Aanleghoogte	- de hoogte van de kruin van een waterkering, onmiddellijk na haar voltooiing.
Belasting	- op een constructie (een waterkering) uitgeoefende in- en uitwendige krachten, ofwel de mate waarin een constructie door in- en uitwendige krachten wordt aangesproken, uitgedrukt in een fysische grootheid die voor het bezwijkmechanisme typerend kan zijn.
Belastinggevallenmethode	- methode voor het vaststellen van de dijktafelhoogte uit de bepalende belastingcombinaties - waterstand te Hoek van Holland, rivierafvoer en windsnelheid.
Benedenrivierengebied	- het door Rijn en Maas gevoede rivierengebied ten westen van de lijn Schoonhoven - Werkendam - Dongemond, inclusief Hollands Diep en Haringvliet, zonder de Hollandse IJssel.
Betrekkinglijn	- een lijn die weergeeft welke waterstanden aan twee peilmeetstations met elkaar overeenkomen.
Bezwijkmechanisme	- wijze waarop een (dijk)constructie onder invloed van inwendige of uitwendige omstandigheden overgaat van normaal functioneren naar bezwijken.
Bui-oscillaties	- onregelmatige schommelingen van de waterspiegel met wisselende periode, die vooral bij zware storm optreden.
Buistoot	- afzonderlijk optredende vrij kort durende waterspiegelverheffing ten gevolge van een zware bui.
Buitenwater	- het oppervlaktewater waarvan de waterstand direct invloed ondergaat bij hoge stormvloed, bij hoog oppervlaktewater van een van de grote rivieren, bij hoogwater van het IJsselmeer, of bij een combinatie daarvan.
Drukstaafmethode	- methode om de stabiliteit van de dijk te benaderen onder inachtneming van de vervorming van het slappe grondpakket achter de dijk, dat hiertoe als een door druk belaste staaf wordt opgevat.

Dijkkring	- een gebied dat door een stelsel van waterkeringen beveiligd moet zijn tegen overstroming, in het bijzonder bij hoge stormvloed, bij hoog oppervlaktewater van een van de grote rivieren, bij hoogwater van het IJsselmeer, of bij een combinatie daarvan.
Dijkkringfrequentie	- de frequentie waarmee waar dan ook langs de waterkering die de dijkkring omgeeft overbelasting door overslaand water optreedt.
Dijktafelhoogte	- de minimaal toelaatbaar geachte kruinhoogte, opgenomen in de zogenaamde dijktafels.
Eindige-elementenmethode	- een proces waardoor een samenhangend geheel met oneindig veel onbekenden of vrijheidsgraden kan worden benaderd door een samenstel van deelgebieden (elementen), elk met een vastgesteld, eindig aantal onbekenden.
Evenstandslijn	- een lijn die weergeeft hoe plaatselijk een bepaalde waterstand kan ontstaan onder invloed van combinaties van de rivierafvoer en de hoogwaterstand te Hoek van Holland.
Frequentiemethode	- een berekeningsmethode voor de dijktafelhoogten langs een dijkkring waarbij de dijkkringfrequentie is gewaarborgd (ontwikkeld door de provincie Zuid-Holland).
Golfoploop	- de hoogte boven de waterstand tot waar een tegen het talud oplopende golf reikt.
Golfoverslag	- het debiet over de kruin per strekkende meter dijk gemiddeld over een zekere tijd.
Grenstoestand	- de toestand waarin de sterkte van een constructie of een onderdeel daarvan nog juist evenwicht maakt met de daarop werkende belastingen.
Karakteristieke waarde	- een waarde van een materiaalparameter, die op basis van een statistische analyse is bepaald met een kleine (5%) onderschrijdskans.
Keur	- verordening met strafbepaling van een waterschap.
Maatgevende hoogwaterstand	- ontwerppeil.
Materiaalfactor	- factor waardoor de karakteristieke waarde moet worden gedeeld om de ontwerpwaarde te verkrijgen.
Ontwerppeil	- (ook de maatgevende hoogwaterstand (MHW) genoemd) het buitenpeil dat als één der uitgangspunten dient voor de verbetering van de primaire waterkeringen.

Ontwerpwaarde	- de in het ontwerp te hanteren waarde van een belasting- of sterkteparameter.
Overbelasting	- overschrijding van een nog juist veilig geacht criterium voor de belasting.
Overhoogte	- het verschil tussen de kruinhoogte en de dijktafelhoogte.
Overschrijdingsfrequentie	- het gemiddeld aantal keren dat in een zekere periode (bijvoorbeeld een jaar) een verschijnsel (bijvoorbeeld de waterstand) een zekere waarde bereikt of overschrijdt.
Primaire waterkering	- een waterkering, die beveiliging biedt tegen overstroming, doordat deze ofwel behoort tot het stelsel dat een dijkkring - al dan niet met hoge gronden - omsluit, ofwel voor een dijkkring is gelegen.
Probabilisme	- de theorie die uitsluitend waarschijnlijkheden in de beschouwingen betreft.
Proevenverzameling	- verzameling van alle gemeten parameters van grondmonsters, ingedeeld naar geologische formatie.
Risico-analyse	- het nagaan van de kans op een ongewenste gebeurtenis en de gevolgen daarvan.
Schadefactor	- factor waarin de gevolgen van bezwijken zijn betrokken.
Stabiliteitszone	- strook langs een waterkering, benodigd voor het verzekeren van haar stabiliteit.
Stormvloed	- een hoogwaterperiode waarbij te Hoek van Holland het grenspeil (met een gemiddelde overschrijdingsfrequentie van 0,5 per jaar) wordt bereikt of overschreden.
Toetsingsmodel	- model waarmee na invoering van een stelsel dijkhoogten de bijbehorende dijkkringfrequentie kan worden berekend.
Veiligheid	- de mate van vrijwaring tegen schade of verlies (door hoogwater).
Veiligheidsniveau	- de veiligheid uitgedrukt in de dijkkringfrequentie.
Waakhoogte	- de hoogte van de kruin van de primaire waterkering boven een optredende waterstand of het ontwerppeil.
Windopzet	- de waterstandsverhoging ten gevolge van de door de wind op een watermassa uitgeoefende kracht.
Zeespiegelrijzing	- de rijzing van de gemiddelde zeestand ten opzichte van N.A.P.

# Eenheden, symbolen en definities

In de leidraad wordt het internationale stelsel van eenheden gebruikt, het zogenaamde SI-eenheden stelsel.

De onderstaande tabel geeft een overzicht van de belangrijkste grootheden die worden gebruikt in de leidraad, met hun eenheden en symbolen.

grootheid	eenheid	symbool
lengte	meter	m
oppervlakte	vierkante meter	m <sup>2</sup>
inhoud	kubieke meter	m <sup>3</sup>
vlakke hoek	radiaal	rad
vlakke hoek	(graad)	(1° = $\pi/180$ rad)
massa	kilogram	kg
tijd	seconde	s
tijd	(dag)	(d)
snelheid	meter per seconde	m/s
versnelling	meter per seconde kwadraat	m/s <sup>2</sup>
volumieke massa	kilogram per kubieke meter	kg/m <sup>3</sup>
kracht	newton	N = kg · m/s <sup>2</sup>
druk	pascal	Pa (= N/m <sup>2</sup> )
moment	newtonmeter	N · m
elektrische stroom	ampère	A
elektrische spanning	volt	V
elektrische weerstand	ohm	$\Omega$ (= V/A)

Verder komen er in de leidraad veel begrippen voor die worden gekarakteriseerd door lettertekens, ten behoeve van het gebruik in formules, tekeningen en grafieken. De nu volgende lijst geeft een overzicht met een verwijzing naar de paragraaf waar het begrip is omschreven. Een aantal begrippen wordt hier nader gedefinieerd.

Symbol	Dimensie	Omschrijving	Paragraaf/ Bijlage
<i>A</i>	[-]	factor voor andere golfperiode	12
<i>a</i>	[-]	verhouding doorlatendheid ongeroerde grond/smeerzone bij verticale drains	14
<i>B</i>	[m]	bermbreedte	11

Symbol	Dimensie	Omschrijving	Paragraaf/ Bijlage
$B$	[m]	breedte voorland	5.5.1
$B$	[-]	factor voor andere golfperiode	12
$B, B_d$	[-]	algemene parameter belasting, ontwerpbelasting	3.1.1
$B$	[m]	grootte van een buistoot	5.5.2
$b$	[m]	halve breedte rivierbed	12
$c$	[Pa]	algemene aanduiding voor de cohesie van de grond	7.2
$c'$	[Pa]	ware cohesie in het concept van de gedraineerde schuifsterkte	7.2
$c_h$	[m <sup>2</sup> /s]	$= \frac{k_h}{(m_v + n\beta)q_w g}$ , consolidatiecoëfficiënt voor eendimensionale horizontale consolidatie	14
$c_u$	[Pa]	schijnbare cohesie in het concept van de ongedraineerde schuifsterkte	7.2
$c_v$	[m <sup>2</sup> /s]	verticale consolidatiecoëfficiënt ( $k_h \rightarrow k_v$ ); $c'_v$ voor achterland $c''_v$ voor voorland	7.3.3.1
$D$	[m]	dikte van een watervoerend zandpakket	7.3.3.1
$D$	[m]	diameter ontwaterde grondkolom verticale drains	14
$d$	[m]	equivalente diameter verticale drains (voor stripdrains $d = 2$ (breedte + dikte)/ $\pi$ )	14
$d$	[m]	waterdiepte	5.4
$d$	[m]	dikte van een afdekkende, slecht doorlagende laag (voorland $d''$ , achterland $d'$ )	7.3.3.1
$\bar{d}$	[-]	dimensieloze waterdiepte $\bar{d} = dg/u^2$	10
$d_b$	[m]	brekerdiepte golven	
$d_h$	[m]	diepte golfreductieberm ten opzichte van de waterspiegel	11
$d_{(n)}$	[m]	diepte van windstrijkvak $n$	10

Symbol	Dimensie	Omschrijving	Paragraaf/ Bijlage
$d_z$	[m]	diepte zandondergrond	13
E.S.P.	[-]	exchangeable sodium percentage percentage uitwisselbare Na-ionen in kleimineralen	10.4
$F$	[m]	strijklengte van de wind over het water	5.4.1
$F$	[N]	algemene aanduiding voor een kracht	
$\tilde{F}$	[-]	dimensieloze strijklengte $\tilde{F} = F \cdot g / u^2$	10
$F_{Hf(n-1)}$	[m]	fictieve strijklengte in het voorafgaande vak op basis van de golfhoogte	10
$F_h$	[N/m]	horizontale kracht op drukstaaf	7.4.1
$F_i$	[N/m]	interlamelkracht $F_{im}$ = maximale interlamelkracht	7.4.1
$F_n$	[N/m]	horizontale kracht in drukstaaf door neutrale gronddruk	7.4.1
$F_{(n)}$	[m]	lengte van windstrijkvak $n$ met constante diepte ( $n = 1$ is het meest bovenwindse vak)	5.4.3
$F_p$	[N/m]	kracht geleverd door de passieve gronddruk	7.4.1
$F_s$	[N/m]	kracht geleverd door schuifspanning tussen klei/veenpakket en zandondergrond	7.4.1
$F_{Tf(n-1)}$	[m]	fictieve strijklengte in het voorafgaande vak $n-1$ op basis van de golfperiode	10
$F_w$	[N/m]	kracht geleverd door waterdruk	15
$f(H_H   R)$	[-]	frequentie van het hoogwater te Hoek van Holland bij gegeven windrichting	6.3.1
$f(u   H_H, R)$	[-]	frequentie van de windsnelheid bij een bepaalde windrichting en waterstand te Hoek van Holland	6.3.1
$G$	[Pa]	glijdingsmodulus	7.4.2
$g$	[m/s <sup>2</sup> ]	versnelling van de zwaartekracht; $g = 9,81 \dots \text{m/s}^2$	5.4.1
$H$	[m]	golfhoogte	5.3.2.4

Symbol	Dimensie	Omschrijving	Paragraaf/ Bijlage
$\tilde{H}$	[-]	dimensieloze golfhoogte $\tilde{H} = H_{1/3} \cdot g/u^2$	10
$H_b$	[m]	brekerhoogte golven	5.4.3
$H_H$	[m]	(storm-)vloedstand te Hoek van Holland	5.2
$\tilde{H}_{\max(n)}$	[-]	maximaal mogelijke dimensieloze golfhoogte in vak $n$	10
$H_0$	[m]	amplitude sinusvormige hoogwatergolf	12
$H_{1/3}$	[m]	significante golfhoogte, het gemiddelde van het hoogste derde deel van de golven	5.4
$H_{1/3(n)}$	[m]	significante golfhoogte aan het eind van vak $n$	10
$H_{1/3 \max(n)}$	[m]	maximaal mogelijke significante golfhoogte in vak $n$	10
$\Delta H$	[m]	grote buistoot	5.5.2
$h$	[m]	waterstand op een locatie	6.3.4
$h_d$	[m]	dijktafelhoogte	6.3.1
$\Delta h$	[m]	opwaaiing	5.5.1
$I_c$	[-]	consistentie-index $I_c = (W_l - W)/(W_l - W_p)$	10.4.2
$I_p$	[%]	plasticiteitsindex; dit is het verschil tussen de vloeigrens $W_l$ en de uitrolgrens $W_p$ , in procenten	10.4.2
$K_0$	[-]	neutrale gronddrukcoëfficiënt	15
$k$	[m/s] of [m/d]	doorlatendheidscoëfficiënt van grond ( $x$ , $y$ en $z$ -richting: $k_x$ , $k_y$ en $k_z$ ; zand $k$ , voorland $k''$ , achterland $k'$ )	7.3.1.1
$k$	[m <sup>1/3</sup> /s]	factor in bodemwrijvingsformule	10
$k_h$	[m/s] of [m/d]	horizontale doorlatendheidscoëfficiënt	10.1
$k_v$	[m/s] of [m/d]	verticale doorlatendheidscoëfficiënt	10.1
$L$	[m]	algemene aanduiding voor een lengte	7.5.4.1
$L_0$	[m]	$= gT^2/2\pi$ , de golflengte van een windgolf op diepwater	5.4.1

Symbol	Dimensie	Omschrijving	Paragraaf/ Bijlage
$L_{0(n)}$	[m]	gemiddelde diepwater-golflengte aan het eind van vak $n$	10
$L_t$	[m]	tijdsafhankelijke opdrijf lengte	13
$L_1$	[m]	breedte voorland	13
$L_2$	[m]	breedte dijk en berm	13
$L_3$	[m]	breedte opdrijfzone	
$L_4$	[m]	breedte achterland	13
$\Delta l$	[m]	samendrukking lamel en drukstaaf	15
$M_{ad}$	[Nm/m]	rekenwaarde aandrijvend moment	7.4.3.1
$M_{rmd}$	[Nm/m]	rekenwaarde voor het maximaal aanwezige mobiliseerbare tegenwerkende moment	7.4.3.1
$m$	[-]	factor voor verschil spreidingslengte, berging en lek tussen voor- en achterland	12
$m_v$	[m <sup>2</sup> /N]	samendrukbaarheidscoëfficiënt van grond: $m_v = \frac{1}{h} \frac{dh}{d\sigma_v}$	
$n$	[-]	aantal	6.3.1
$n$	[-]	porositeit	7.3.1.1
$n$	[-]	dimensieloze verticale draindiameter (= $D/d$ )	14
$p'$	[Pa]	gemiddelde hoofdkorrelspanning	15
$Q_M$	[m <sup>3</sup> /s]	Maasafvoer te Lith	5.2
$Q_R$	[m <sup>3</sup> /s]	Rijnafvoer te Lobith	5.2
$\bar{q}$	[10 <sup>-3</sup> m <sup>3</sup> /s]	gemiddelde debiet golfoverslag per m <sup>1</sup> dijk	11
$q_w$	[m <sup>3</sup> /s]	afvoercapaciteit verticale drain	14
$R$	[°]	windrichting	6.3
$r$	[m]	straal, bijvoorbeeld van een cirkelvormig glijvlak	7.4.1



Symbool	Dimensie	Omschrijving	Paragraaf/ Bijlage
$r$	[m]	straal door verticale drain ontwaterde grondkolom	14
$r_F$	[m]	arm van kracht $F$	7.4.1
$S, S_d$	[-]	algemene parameter sterkte, ontwerpsterkte	3.1.1
$S$	[-]	elastische bergingscoëfficiënt van een watervoerend zandpakket	12
$s$	[-]	smeefactor = diameter versmeerde zone ten gevolge van inbrengen verticale drains/ diameter verticale drain	14
$s$	[-]	standaardafwijking proeven	7.5.2
$T$	[s]	golfperiode	5.4
$\bar{T}$	[s]	gemiddelde golfperiode	5.4.1
$\tilde{T}$	[-]	dimensieloze golfperiode [ $\tilde{T} = T_{1/3}g/u$ ]	10
$T_h$	[-]	dimensieloze tijdfactor verticale drains	14
$\tilde{T}_{\max(n)}$	[s]	significante golfperiode aan het eind van vak $n$	10
$T_{1/3}$	[s]	significante golfperiode	5.4
$T_{1/3(n)}$	[s]	significante golfperiode aan het eind van vak $n$	10
$T_{1/3 \max(n)}$	[s]	maximaal mogelijke significante golfperiode in vak $n$	10
$t$	[s] of [d]	tijd	7.3.1.2
$t'_h$	[s]	hydrodynamische periode semipermeabel pakket achterland; $t''_h = \text{idem voorland}$ $t'_h = 2d'^2/c_v$	12
$t_d^{n-1}$	[-]	students $t$ -waarde	7.5.2
$U$	[-]	consolidatiegraad $U_r = \text{radiaal}; U_v = \text{verticaal}$	7.3.3
$u$	[m/s]	windsnelheid op 10 m hoogte	5.3.1
$u$	[Pa]	waterspanning; voor elk punt geldt $u = \rho_w g a$ , gemeten ten opzichte van de plaatshoogte van dat punt	14

Symbol	Dimensie	Omschrijving	Paragraaf/ Bijlage
$W$	[-]	watergehalte	10.4.2
$W_l$	[-]	vloeigrens	10.4.1
$W_{\max}$	[-]	maximaal watergehalte in klei (gewichts- procenten ten opzichte van de droge stof)	10.4.2
$W_{\text{opt}}$	[-]	optimaal watergehalte	10.4.2
$W_p$	[-]	plasticiteits- of uitrolgrens	10.4.2
$X$	[-]	factor in de golfoverslagformule	11
$x$	[m]	afstand	12
$Y$	[-]	factor in de golfoverslagformule	11
$z$	[m]	golfoploop-/golfoverslaghoogte	6.2
$z_b$	[m]	golfoploop bij berm op het ontwerppeil	11
$z_{bb}$	[m]	golfoploop als een buitenberm boven water- niveau ligt	11
$z_{bo}$	[m]	golfoploop als de buitenberm onder water- niveau ligt	11
$z_1$	[m]	golfoploop met taludhelling boven de berm	11
$z_2$	[m]	golfoploop met taludhelling beneden de berm	11
$z_{2\%}$	[m]	golfoploop die door 2% van de aankomende golven wordt overschreden	11
$\alpha$	(s <sup>2</sup> /m)	coëfficiënt in opwaaiingsformule	5.5.1
$\alpha$	[-]	gewichtscoefficiënt buistoten	5.5.2
$\alpha$	[°]	taludhoek	11
$\beta$	[°]	invalshoek van de golven	11
$\beta$	[-]	factor faseverschuiving ten gevolge van elastische berging en lek cyclische stroming	12
$\Gamma$	[-]	spreidingsreductiefactor	7.5.2
$\gamma$	[-]	aanduiding voor een stabiliteitsfactor	3.6
$\gamma_B$	[-]	reductiefactor golfoploop door berm en scheve inval golven	6.2

Symbol	Dimensie	Omschrijving	Paragraaf/ Bijlage
$\gamma_d$	[-]	gevoeligheidsfactor	7.4.3.1
$\gamma_d$	[-]	(partiële) factor voor modelonzekerheden	6.3
$\gamma_f$	[-]	ruwheidsfactor golfoploop	6.2
$\gamma_m$	[-]	(partiële) materiaalfactor	7.5.1
$\gamma_n$	[-]	(partiële) schadefactor	7.5.1
$\gamma_n$	[kN/m <sup>3</sup> ]	nat volumiek gewicht	13
$\gamma_w$	[kN/m <sup>3</sup> ]	volumiek gewicht water	13
$\gamma_{n,c}$	[-]	deelschadefactor correlatie hoogwater en instabiliteit	7.5.1
$\gamma_{n,f}$	[-]	deelschadefactor voor overschrijdingsfrequentie	7.5.1
$\gamma_{n,L}$	[-]	deelschadefactor voor lengte dijken	7.5.1
$\Delta$	[-]	algemene aanduiding stap of toename	diversen
$\Delta$	[-]	amplitudedemping door voorland	12
$\delta$	[m]	indringingsdiepte (cyclische) grondwaterpotentiaal in klei/veen pakket	12
$\delta_{ij}$	[-]	afstand punt i en j	12
$\eta$	[-]	faseverschuiving door voorland	12
$\theta$	[-]	factor afhankelijk van voorland/cyclische spreidingslengte	12
$\lambda$	[m]	spreidingslengte of lekfactor, $\lambda = \sqrt{kDd'/k'}$	7.3.1.1
$\lambda_t$	[m]	instationaire spreidingslengte	13
$\lambda_\omega$	[m]	lekfactor voor cyclische waterstanden $\lambda'_\omega$ : achterland; $\lambda''_\omega$ : voorland	7.3.1.1
$\mu$	[-]	drainfactor	14
$\nu$	[-]	dwaarscontractiecoëfficiënt	15
$\rho$	[kg/m <sup>3</sup> ]	algemene aanduiding voor de volumieke massa of dichtheid van een materiaal	7.5.3

Symbol	Dimensie	Omschrijving	Paragraaf/ Bijlage
$\varrho_n$	[kg/m <sup>3</sup> ]	volumieke massa van natte grond	
		$\frac{W_g}{g \cdot V_g}$	13
$\varrho_w$	[kg/m <sup>3</sup> ]	volumieke massa van water: $\varrho_w = 1000$	13
$\sigma$	[Pa]	(grond)spanning	7.2
$\sigma'$	[Pa]	effectieve spanning of korrelspanning	7.2
$\sigma_n$	[Pa]	neutrale horizontale gronddruk	7.4.1
$\sigma'_v$	[Pa]	verticale korrelspanning	15
$\tau$	[Pa]	algemene aanduiding voor schuifspanning	7.2
$\bar{\tau}$	[Pa]	gemiddelde schuifspanning proefverzameling	7.5.2
$\tau'$	[Pa]	gedraineerde schuifsterkte van grond	7.2
$\tilde{\tau}_{kar}$	[Pa]	lokale karakteristieke schuifspanning	7.5.2
$\tau_m$	[Pa]	minimale schuifspanning tussen klei/veenpakket en zandondergrond	15
$\tau_r$	[Pa]	residuele schuifspanning	7.2
$\phi, \phi'$	[°]	hoek van inwendige wrijving, idem gedraineerd	7.2
$\phi$	[°] of [rad]	hoek tussen de windrichting en lengte-as gebied bij opwaaiing	5.5.1
$\phi(x, t)$	[m]	potentiaal in watervoerend pakket op locatie $x$ [m] en tijd $t$ [s]	12
$\phi(x, z, t)$	[m]	potentiaal op diepte $z$ [m] in klei op locatie $x$ [m] en tijd $t$ [s]	12
$\tilde{\phi}(x, \omega)$	[m]	amplitude (getij) golf in achterland	12
$\phi_a$	[m]	potentiaal in achterland	13
$\phi_g$	[m]	grenspotentiaal	13
$\phi_p$	[m]	polderpeil	13

Symbool	Dimensie	Omschrijving	Paragraaf/ Bijlage
$\phi_k$	[m]	kritieke potentiaal op de rivier voor opdrijven achter de dijk	13
$\phi_r$	[m]	rivierwaterstand	13
$\Omega', \Omega''$	[m(rad/s) <sup>1/4</sup> ]	constante voor omrekening andere hoogwaterperiode achterland, voorland	12
$\omega$	[rad s <sup>-1</sup> ]	hoekfrequentie sinusvormige hoogwatergolf	12
$\Pi$	[m <sup>-2</sup> ]	factor bodemwrijving golven $\Pi = 4g/(3\pi k^2 d^{7/3})$	10

# Literatuur

1. A. van Apeldoorn  
*Nota betreffende de bepaling van dijktafelhoogten voor waterkeringen binnen de provincie Zuid-Holland.*  
Provincie Zuid-Holland, Dienst Water en Milieu, juni 1988.
2. F.B.J. Barends en Chr.M.L.G. Bauduin  
*Getijde-respons in grondwater onder Nederlandse dijken.*  
*H<sub>2</sub>O* (21) 1988, nr. 1.
3. F.B.J. Barends  
*Opdrijven van het achterland bij hoog water.*  
Grondmechanica Delft, CO-290831/2, maart 1988.
4. F.B.J. Barends  
*Tijdsafhankelijke grondwaterstroming onder dijken ten behoeve van een peilbuizennet langs Nederlandse rivieren;*  
Grondmechanica Delft, CO-285690, 1986.
5. J.J. van Bijsterveld  
*Een toepassing van numerieke analyse bij tweedimensionale consolidatieproblemen;*  
L.G.M. mededelingen, deel XVII nr. 4, juni 1976.
6. E.O.F. Calle  
*Probabilistic Analyses of Stability of Earth Slopes;*  
Proc. XI Int. Conf. Soil Mech. Foundation. Eng., San Francisco, 1985.
7. CIAD  
*Door grond horizontaal belaste palen;*  
Eindrapport projectgroep, Zoetermeer, mei 1979.
8. Commissie Rivierdijken  
*Rapport Commissie Rivierdijken,* maart 1977.
9. J. Dekker  
*Geometrisch en structureel ontwerp van een dijk*  
in PATO-cursus 'Moderne Technologie voor Dijken', september 1988.
10. Deltacommissie  
*Rapport Deltacommissie, Eindverslag en interimadviezen*  
december 1960.
11. Grondmechanica Delft  
*Evaluatie van de proefverzameling wrijvings eigenschappen van de gebieden Alblasterwaard, Krimpenerwaard en IJsselmonde;*  
rapport CO-280010, 1987.
12. S. Hansbo, M. Jamiolkowski and L. Kok  
*Consolidation by vertical drains.*  
Geotechnique, March 1981, pp. 45-66.
13. Hydraulic Research Station  
*Design of sea walls allowing for wave overtopping*  
Report EX 924, Wallingford U.K., June 1980.
14. J.W. van der Made  
*Design levels in the transition zone between the tidal reach and river regime reach.*  
Actes des Colloque de Bucarest: Hydrologie des Deltas, mai 1969.

15. R.M. Miche  
*Propitit des trains d'ondes Oceaniques et de laboratoire.*  
Comit Central d'Océanographie et d'étude de Ctes, 1954.
16. Projectgroep dijkversterking Sliedrecht  
*Eindrapportage beleidsanalyse*, april 1987.
17. Projectgroep dijkverbetering Sliedrecht  
*Proefproject dijkverbetering Sliedrecht*, juni 1986.
18. Provincie Zuid-Holland  
*Frequentiemethode*  
handleiding computermodel, 's-Gravenhage, 1989  
Postbus 90602, 2509 LP 's-Gravenhage
19. Provinciale Waterstaat van Zuid-Holland  
*Pijpleidingcode 1972.*  
revisie 5, 1984.
20. Raad van de Waterstaat  
*Commentaar op rapport Commissie Rivierdijken*, 1977.
21. Rijks Geologische Dienst  
*Geologische kaart van Nederland; Kaartbladen Gorinchem Oost en Rotterdam West.*

### RIJKSWATERSTAAT

22. *De maatgevende hoogwaterstanden in het noordelijk Deltagebied.*  
W. Dollee  
Dienst Binnenwateren RIZA, september 1986.
23. *De maatgevende hoogwaterstanden langs de Nederlandse rivieren;*  
Nota Dienst Binnenwateren RIZA 86-04, januari 1986.
24. *Golfoploop bij strijkende golven;*  
Directie Waterhuishouding en Waterbeweging, Studiedienst Hoorn, mei 1979.
25. *Het optreden van hoogwaterstanden in het noordelijk Deltagebied;*  
J.W. van Zetten  
Nota DWB/RIZA 87.018, maart 1987.
26. *Overschrijdingslijnen per maand van Lobith en Hoek van Holland.*  
J.G. de Ronde  
Nota WWW 84.10, Directie Waterhuishouding en Waterbeweging, Den Haag, juni 1984.
27. *Overschrijdingslijnen topafvoeren Maas bij Borgharen en Lith 1911-1980 en 1911-1985.*  
L.N.M. de Vrees  
Nota GW 10-85.005, Dienst Getijdewateren, september 1985.
28. *Plaxis tutorial and manual.*  
Dienst Weg- en Waterbouwkunde, TU Delft, 1989.
29. *Een praktische interpretatie van de golfperiode uit de golfgroeiformule van Bretschneider.*  
J.W. Seijffert  
Dienst Weg- en Waterbouwkunde, 1989.
30. *Statistiek van wind en waterstanden in Hoek van Holland;*  
W.F. Volker  
Nota DWW no. WBVO-N-89028, 20 mei 1987.
31. *Tienjarig Overzicht der waterhoogten, afvoeren en watertemperaturen (1961-1970).*  
's-Gravenhage, 1985.
32. *Gebruikershandleiding Programma Dijkkring*  
J. Niemeijer, W.F. Volker  
Nota DWW WBVO-N-88006, juni 1989, concept  
Postbus 5044, 2600 GA Delft.
33. (niet gebruikt).

34. *Windrichting afhankelijke waterstands- en windsnelheidsstatistiek*  
J.G. de Ronde  
Dienst Getijdewateren; nota GWAO 86.005, augustus 1986.
35. *Zeespiegelrijzing*  
Dienst Getijdewateren, mei 1986.
36. J.B. Sellmeijer  
*On the mechanism of piping under impervious structures.*  
Proefschrift TU Delft, oktober 1988.

#### TECHNISCHE ADVIESCOMMISSIE VOOR DE WATERKERINGEN

37. *Golfoploop en golfoverslag*  
januari 1972.
38. *Golfvorming bij een hoog voorland*  
H. van der Most  
Literatuuronderzoek; Den Haag 1979.
39. *Leidraad keuzemethodiek dijk- en oeverbekledingen, deel I en II.*  
September 1988.
40. *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, Deel I – Bovenrivierengebied.*  
Staatsuitgeverij, 1985.
41. *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, Deel 2 – Benedenrivierengebied – Appendices*  
Staatsuitgeverij, 1989.
42. *Leidraad voor ontwerp, beheer en onderhoud voor constructies en/of vreemde elementen in, op en nabij waterkeringen*  
april 1976.
43. *Methoden voor golfvoorspelling*  
L.H. Holthuijsen  
1980.
44. *Probabilistisch ontwerpen van waterkeringen*  
Interimrapport TAW 10  
oktober 1985.
45. R.J. Termaat, G.J.H. Vergeer en P.A. Vermeer  
*Failure by large plastic deformations*  
Proceedings 11e Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., 1985.
46. Tweede Kamer der Staten-Generaal  
*Vierde Nota Ruimtelijke Ordening*  
1988, kamerstuk 20490, nrs. 1 en 2.
47. Tweede Kamer der Staten-Generaal  
*Voortgang rivierdijkversterkingen*  
Vergaderjaar 1983–1984; 18106 nr. 4, 5 en 17.
48. U.S. Army Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center  
*Shore Protection Manual*  
ed. 1975 en 1984.
49. A.A.M. Venmans  
*Inventarisatie van literatuur ten behoeve van uitvoeringsstabiliteit met  $c_u$ -analyse – versie 2.*  
Grondmechanica Delft-RWS/DWW, rapport CO-290271/16  
september 1988.
50. A. Verruijt  
*Applications of the finite element method in geomechanics*  
TU Delft, august 1978.
51. A. Verruijt  
*Theory of groundwater flow*  
Second edition; Macmillan, London, 1982.



52. A.C.W.M. Vrouwenvelder en G.W. Cruys  
*Veiligheid rivierdijken overgangsg gebied*  
rapport B-86-381 TNO/IBBC, juni 1986.
53. A.F. van Weele  
*Moderne funderingstechnieken*  
Delft, Waltman, september 1981.
54. P.J. Wemelsfelder  
*Wetmatigheden in het optreden van stormvloeden*  
De Ingenieur nr. 9, 1939.
55. *Wet op de Waterkering*  
Concept.
56. J. Wieringa en P.J. Rijkoort  
*Windklimaat van Nederland*  
K.N.M.I.; Staatsuitgeverij, Den Haag, 1983.

# Lijst van bijlagen

1. Opdracht en samenstelling van de projectgroep
- 2.1 Evenstandslijnen Nieuwe Waterweg-Nieuwe Maas-Lek
- 2.2 Evenstandslijnen Oude Maas-Dordtsche Kil-Haringvliet
- 2.3 Evenstandslijnen Noord - Beneden- en Boven Merwede-Waal
- 2.4 Evenstandslijnen Hollandsch Diep-Amer-Bergsche Maas
- 2.5 Evenstandslijnen bij stormvloedkering Nieuwe Waterweg (indicatief)
- 3.1 Overschrijdingsfrequenties in hoogwaters per jaar van de hoogwaterstand te Hoek van Holland en van de afvoer van de Bovenrijn te Lobith
- 3.2 Overschrijdingsfrequentie van de Bovenrijnafvoer in toppen per jaar en dagen per jaar
- 3.3 Overschrijdingsfrequentie van de Maasafvoer te Lith
4. De 50%-afvoer te Lith behorend bij de Bovenrijnafvoer en de 50%-afvoer te Lobith behorend bij de Maasafvoer
- 5.1 Waterstandsverloop te Hoek van Holland en Zeegat van Goeree bij de gekozen stormopzetten, gebruikt voor de evenstandslijnen
- 5.2 Waterstandsverloop te Hoek van holland bij stormopzet volgens de Deltacommissie
6. Overschrijdingslijnen voor de hoogwaterstanden te Hoek van Holland, gegeven de windrichting
- 7.1 Gereduceerde overschrijdingslijnen te Hoek van Holland voor de potentiële windsnelheden, tijdens hoogwater per windrichtingsector
- 7.2 De kans dat de wind uit de aangegeven sector waait en de aangegeven snelheid  $u$  overschrijdt, gegeven dat de hoogwaterstand te Hoek van Holland de aangegeven waarde heeft
8. Stroomschema programma toetsingsmodel
9. Verloop hoogwaterstand te Sliedrecht (voorbeeld)
- 10.1 Golfgroei krommen van Bretschneider
- 10.2 Golfgroei krommen van Bretschneider
- 10.3 Golfgroei krommen van Bretschneider
- 10.4 Golfhoogtereductie door bodemwrijving
- 10.5 Golfgroei bij variaties in waterdiepte, bij het gebruik van de groei krommen van Bretschneider
11. Berekening golfploop en -overslag
12. Grondwaterpotentiaal bij niet-stationaire stroming
13. Berekening opdrijf lengte
14. Berekening consolidatie bij toepassing verticale drainage
15. Vereenvoudigde berekening van de stabiliteit en de horizontale verplaatsingen bij opdrijven

## 1. Opdracht en samenstelling van de projectgroep

---

### A. Opdracht

In opdracht van de TAW zal de projectgroep het tweede deel van de *Leidraad* voor het ontwerp van rivierdijken samenstellen.

Het eerste deel is geschreven voor het bovenrivierengebied.

Het tweede deel is bedoeld om te gebruiken bij de dijkverbeteringen in het overgangs- en benedenrivierengebied. Gezien enige verschillen in hydraulische- en grondmechanische randvoorwaarden is het eerste deel namelijk niet zonder meer buiten het bovenrivierengebied te gebruiken.

Met het uitgeven van het tweede deel wordt beoogd een zoveel mogelijk gelijke benadering van de rivierdijkverbetering in Nederland te bevorderen.

De *Leidraad* dient op korte termijn de bestaande kennis te bundelen en geschikt te maken voor praktisch gebruik. Het is dan ook niet de bedoeling om voor deze *Leidraad* nog nieuw onderzoek te doen uitvoeren.

De opzet en het concept van het tweede deel zullen worden voorgelegd aan werkgroep D van de TAW.

### B. Aandachtspunten

Het tweede deel dient aan te sluiten bij het eerste deel. Aan onderstaande punten zal hierbij aandacht moeten worden besteed.

- De in rekening te brengen wind.
- De in rekening te brengen waterspanning in de grond tijdens was en val van de rivier.
- De schadefactoren in de grondmechanische berekeningen, in relatie tot de nagestreefde veiligheid.
- De stabiliteit tijdens en kort na de uitvoering op plaatsen waar zeer slappe lagen voorkomen.

### C. Samenstelling projectgroep

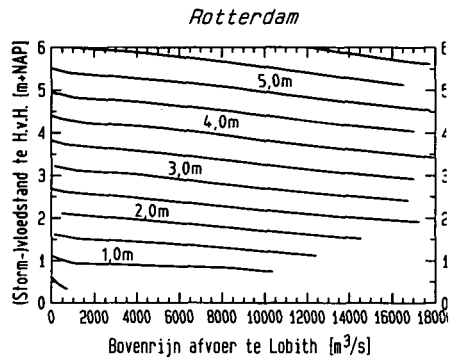
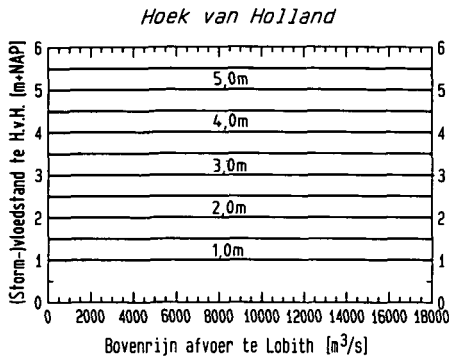
Ten tijde van het gereedkomen van deel 2 was de projectgroep als volgt samengesteld:

- ir. P.W. Roest (voorzitter) - Rijkswaterstaat
- ir. R.J. Andringa (secretaris) - Heidemij Adviesbureau B.V.
- ir. R.J. Cirkel - Rijkswaterstaat
- ing. J. Dekker - Grondmechanica Delft
- ir. G.J. Flórián - Heidemij Adviesbureau B.V./  
Technische Universiteit Delft
- ing. K. de Graaf - Hoogheemraadschap van de Alblasserwaard en de  
Vijfheerenlanden
- ir. J.H. Pool - Grontmij NV
- ir. J.J.W. Seijffert - Rijkswaterstaat
- ing. R.J. Termaat - Rijkswaterstaat
- ir. A. van Urk - Rijkswaterstaat
- ing. J.G. Westerhoven - Provincie Zuid-Holland

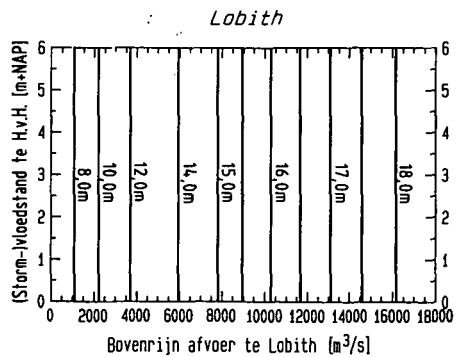
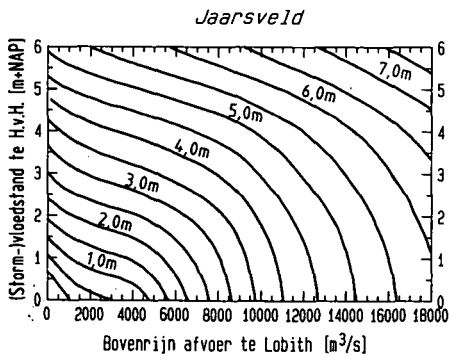
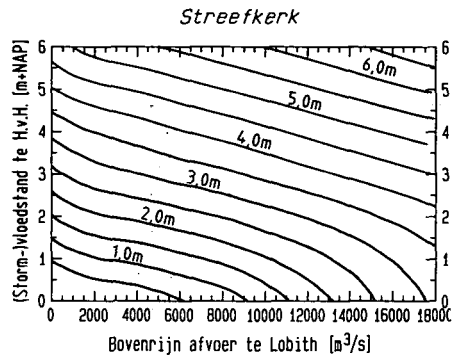
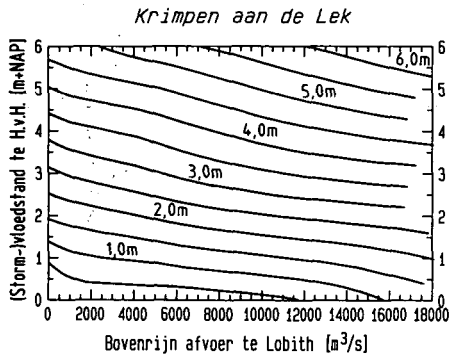
De leden van de werkgroep zijn of waren allen nauw betrokken bij de rivierdijkverbeteringen in het beschouwde gebied.

De *Leidraad* is samengesteld door ir. R.J. Andringa aan de hand van bijdragen van de werkgroepleden. Eerder maakten ir. A.W. Dollee en ir. L.E.B. Saathof deel uit van de projectgroep. Bij de totstandkoming is ondersteuning verleend door prof. dr. ir. F.B.J. Barends, prof. dr. ir. J.A. Battjes, prof. dr. ir. A. Verryut, prof. ir. A.C.W.M. Vrouwenfelder, ir. E.O. Calle en ir. W.F. Volker. Bij de redactie is dankbaar gebruik gemaakt van de adviezen van mevr. J.C. Brekveldt-Kielich te Monnickendam.

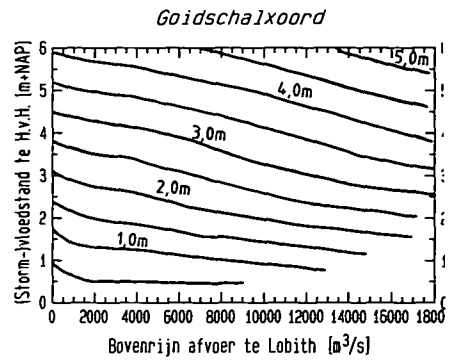
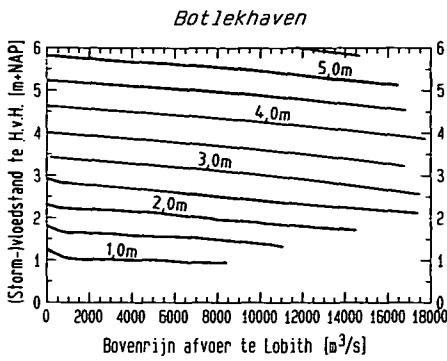
## 2.1 Evenstandslijnen Nieuwe Waterweg - Nieuwe Maas - Lek



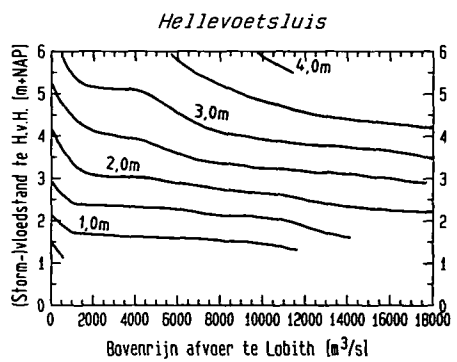
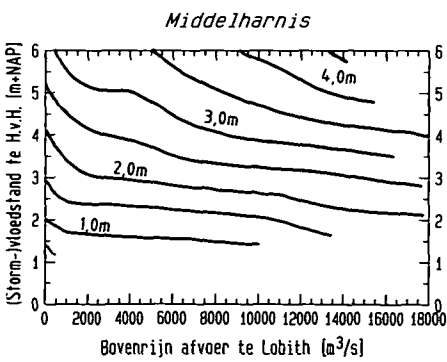
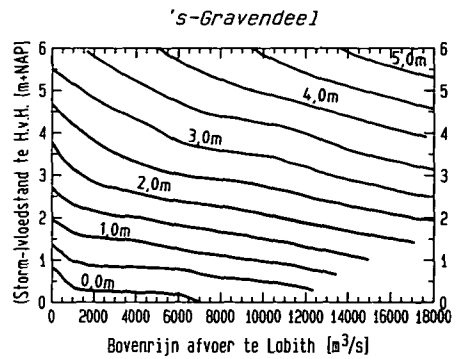
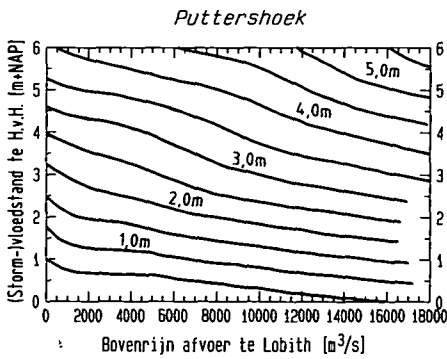
Bij de lijnen is de waterstand in m t.o.v. NAP vermeld,  
ter plaatse van het betreffende peilmeetstation.



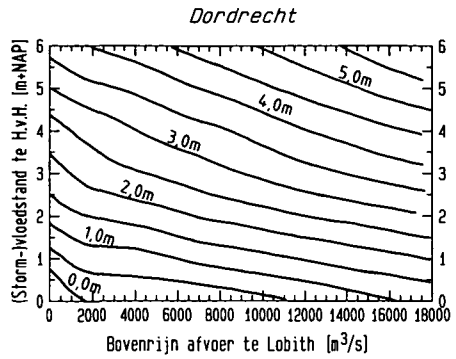
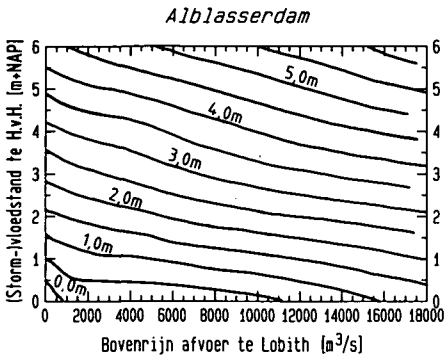
## 2.2 Evenstandslijnen Oude Maas - Dordtsche Kil - Haringvliet



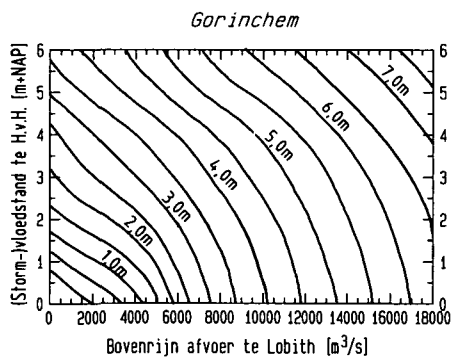
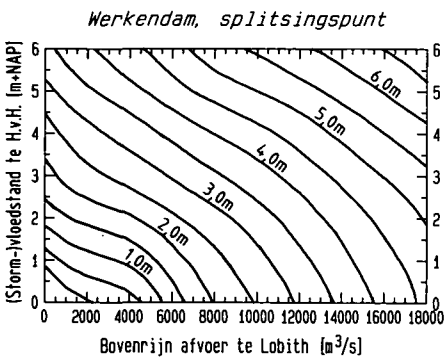
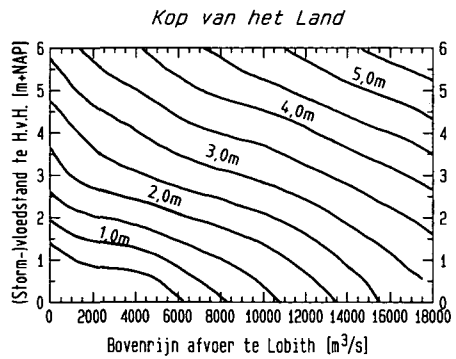
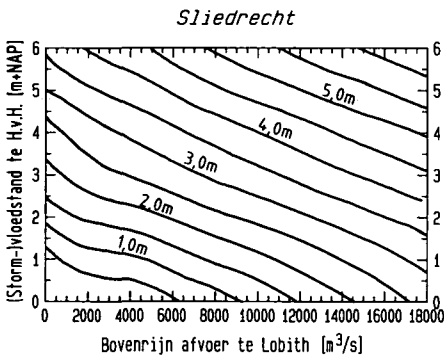
Bij de lijnen is de waterstand in m t.o.v. NAP vermeld,  
ter plaatse van het betreffende peilmeetstation.



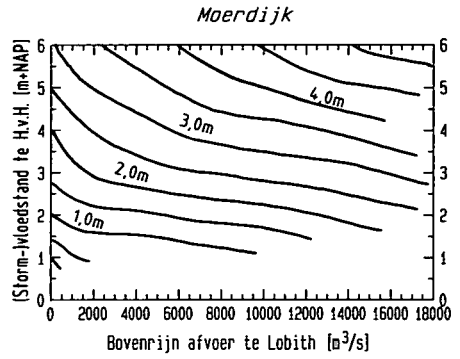
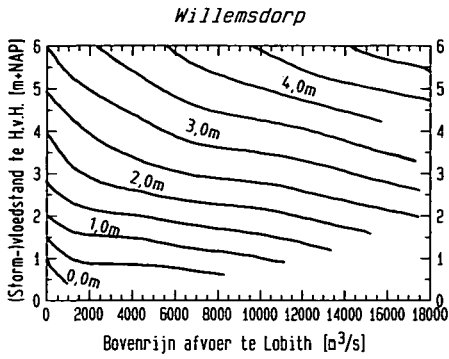
### 2.3 Evenstandslijnen Noord - Beneden- en Boven Merwede - Waal



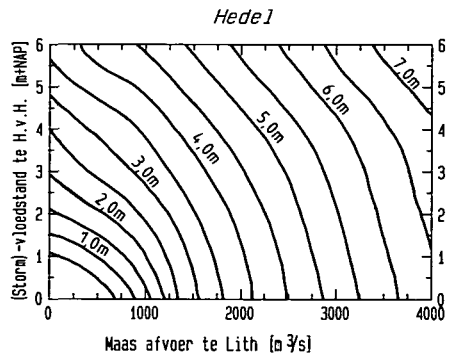
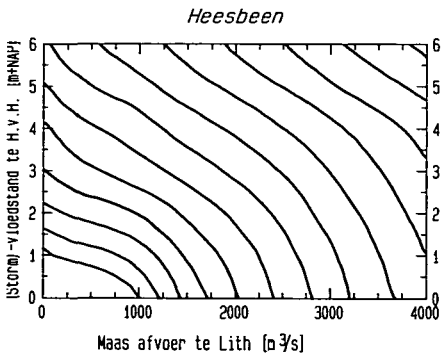
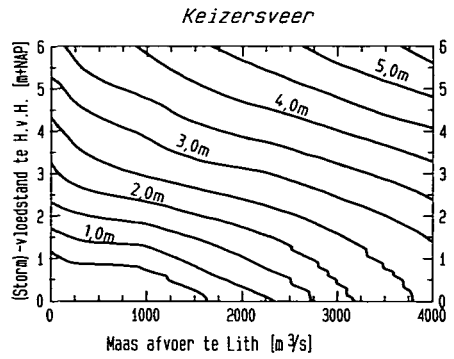
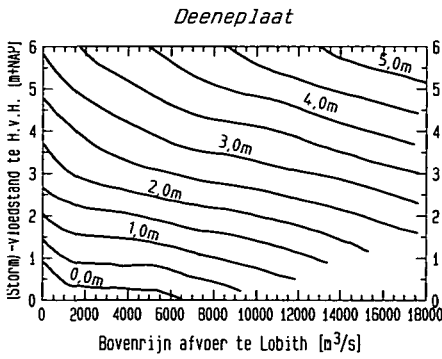
Bij de lijnen is de waterstand in m t.o.v. NAP vermeld,  
ter plaatse van het betreffende peilmeetstation.



## 2.4 Evenstandslijnen Hollandsch Diep - Amer - Bergsche Maas

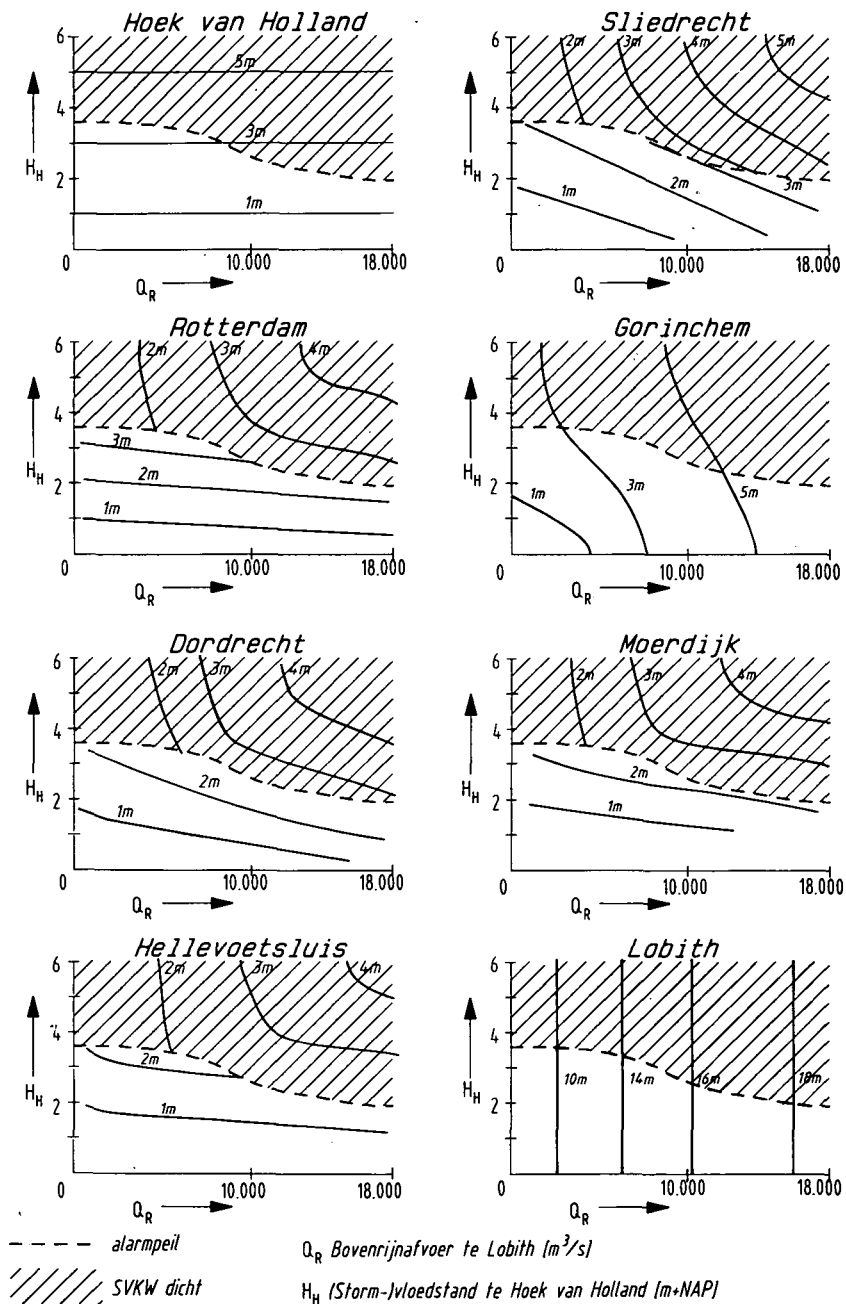


Bij de lijnen is de waterstand in m t.o.v. NAP vermeld,  
ter plaatse van het betreffende peilceetstation.

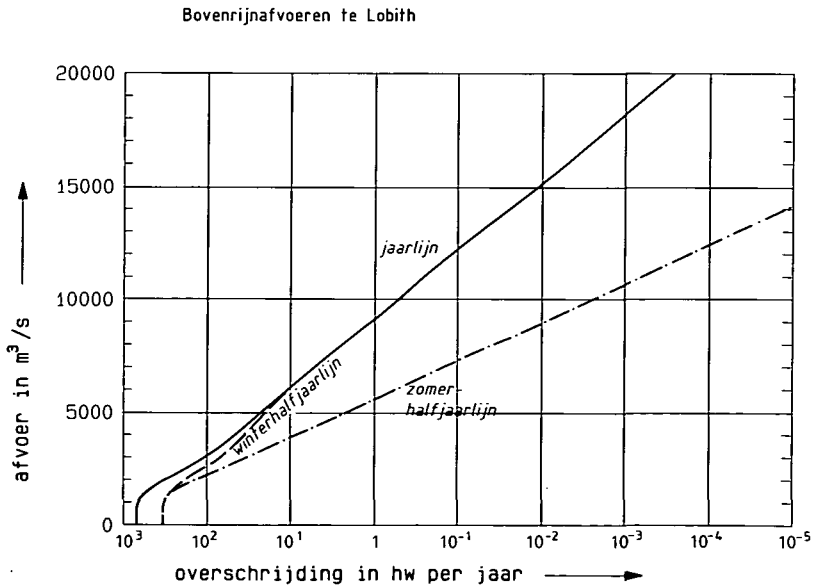
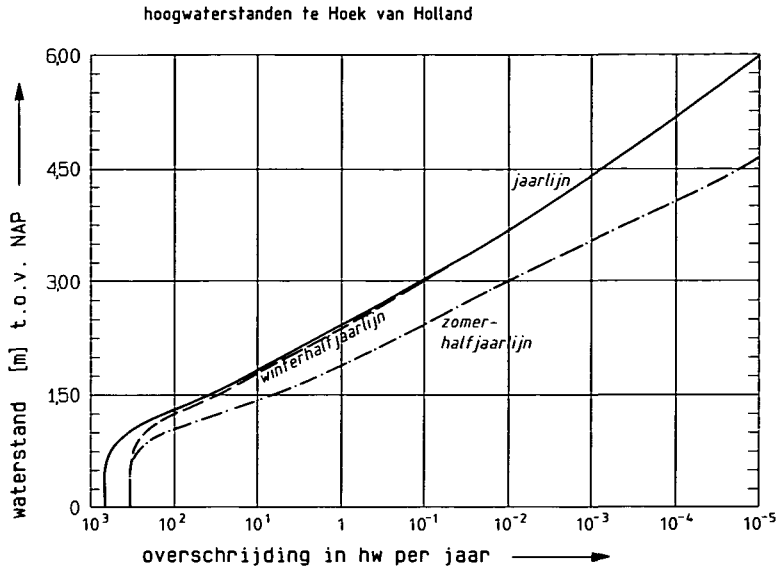




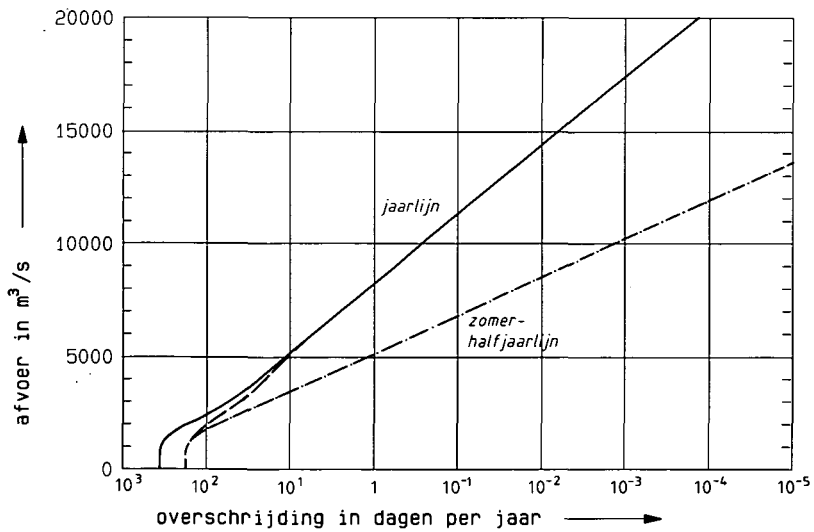
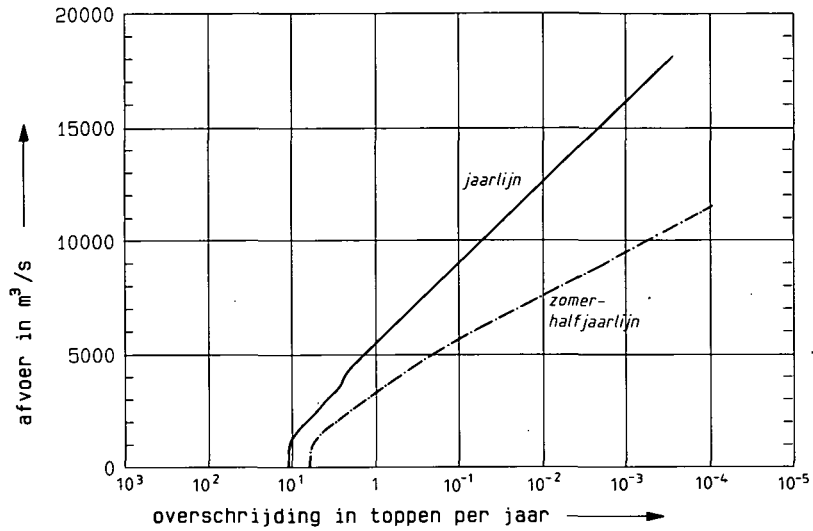
## 2.5 Evenstandslijnen bij stormvloedkering Nieuwe Waterweg (indicatief)



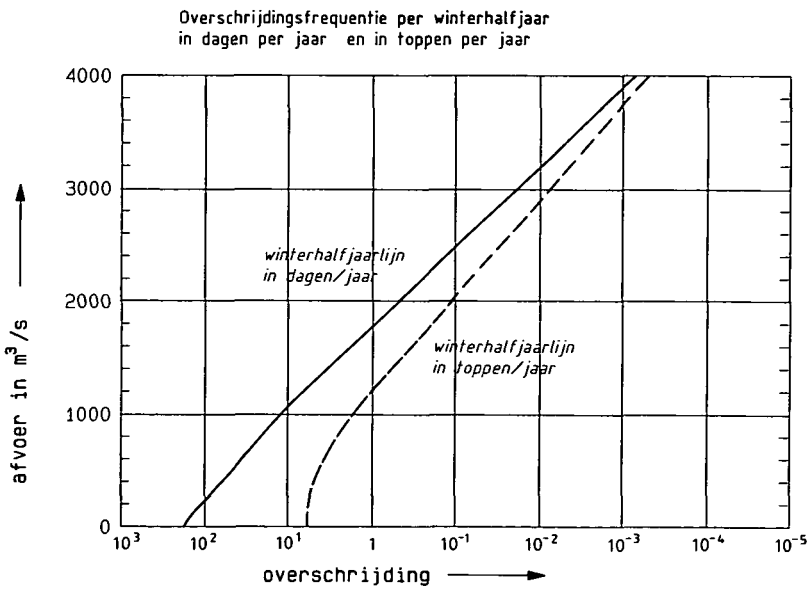
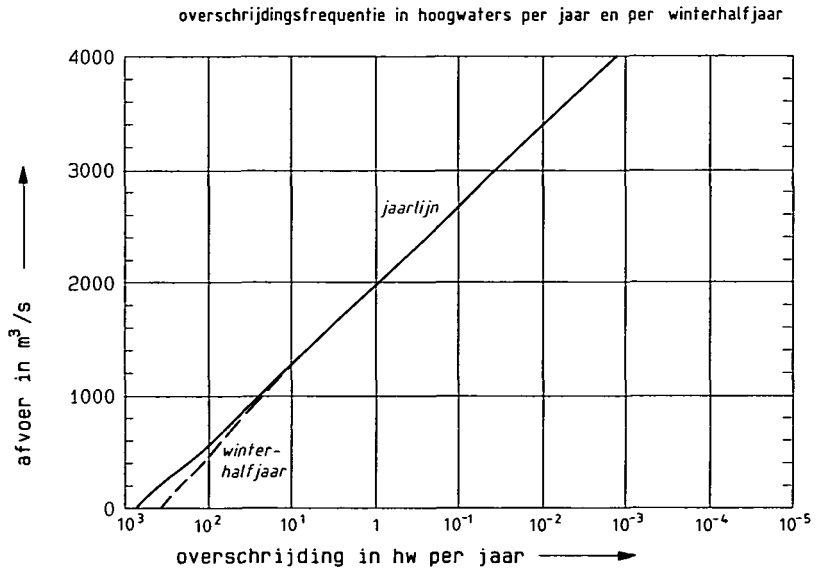
3.1 Overschrijdingsfrequenties in hoogwaters per jaar van de hoogwaterstand te Hoek van Holland en van de afvoer van de Bovenrijn te Lobith



### 3.2 Overschrijdingsfrequentie van de Bovenrijnafvoer in toppen per jaar en dagen per jaar

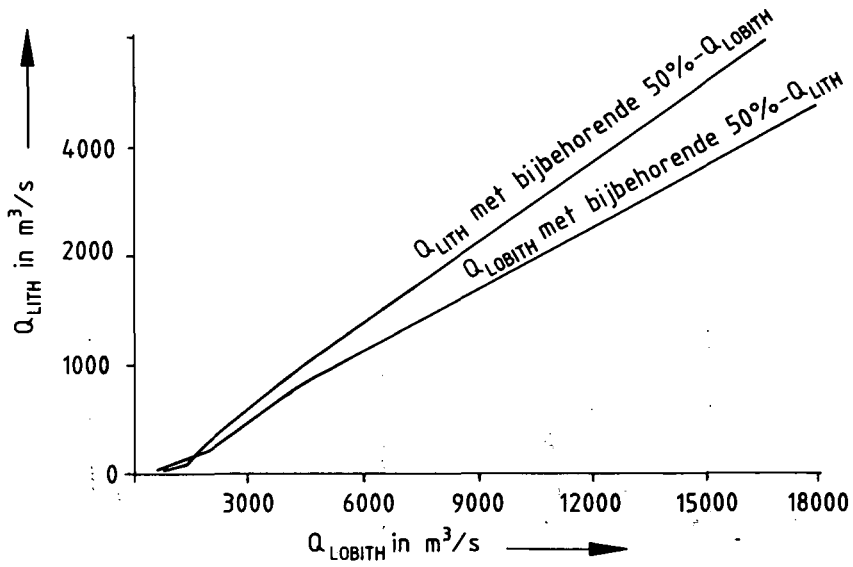


### 3.3 Overschrijdingsfrequentie van de Maasafvoer te Lith



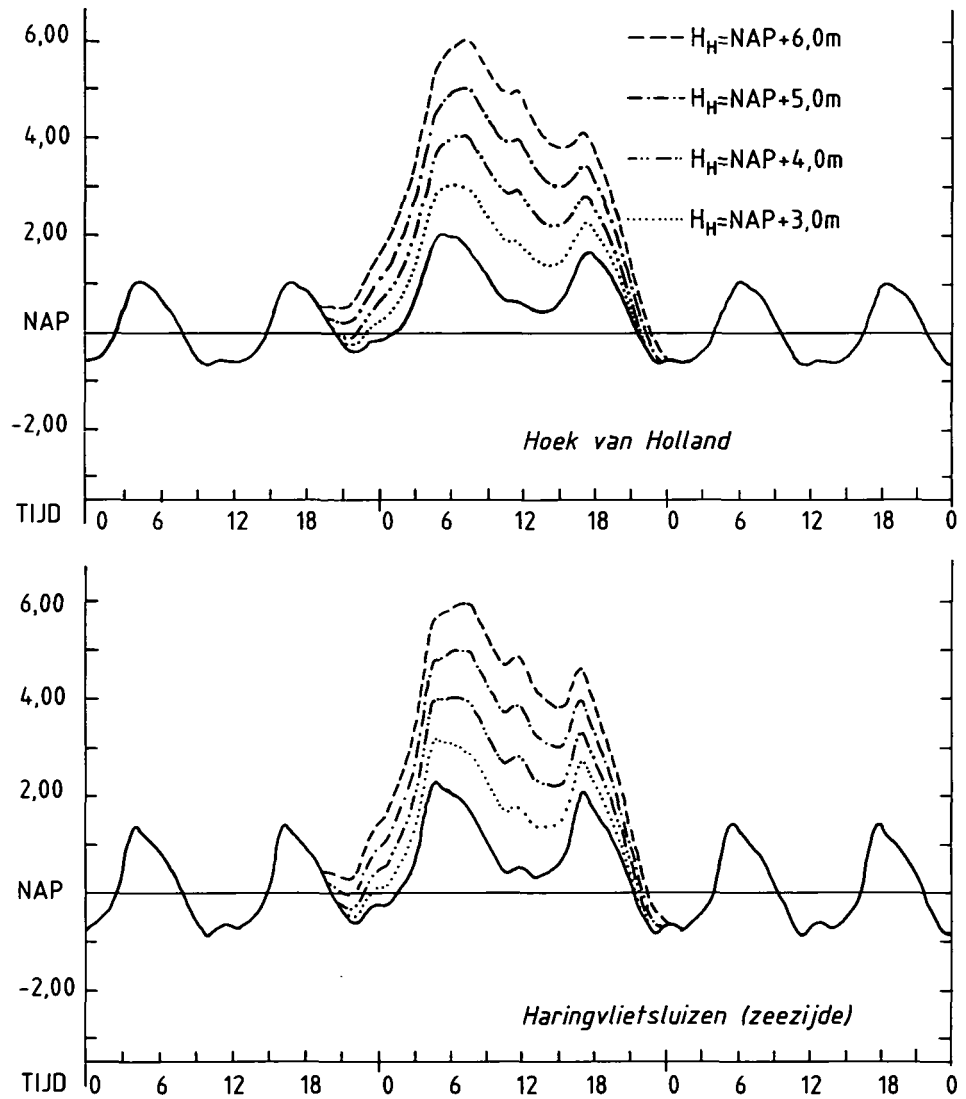
4. De 50%-afvoer te Lith behorend bij de Bovenrijnafvoer en de 50%-afvoer te Lobith behorend bij de Maasafvoer

---



De 50%-afvoer geeft de gemiddelde afvoer aan van Lobith (danwel Lith) die optreedt bij een bepaalde afvoer te Lith (danwel Lobith).

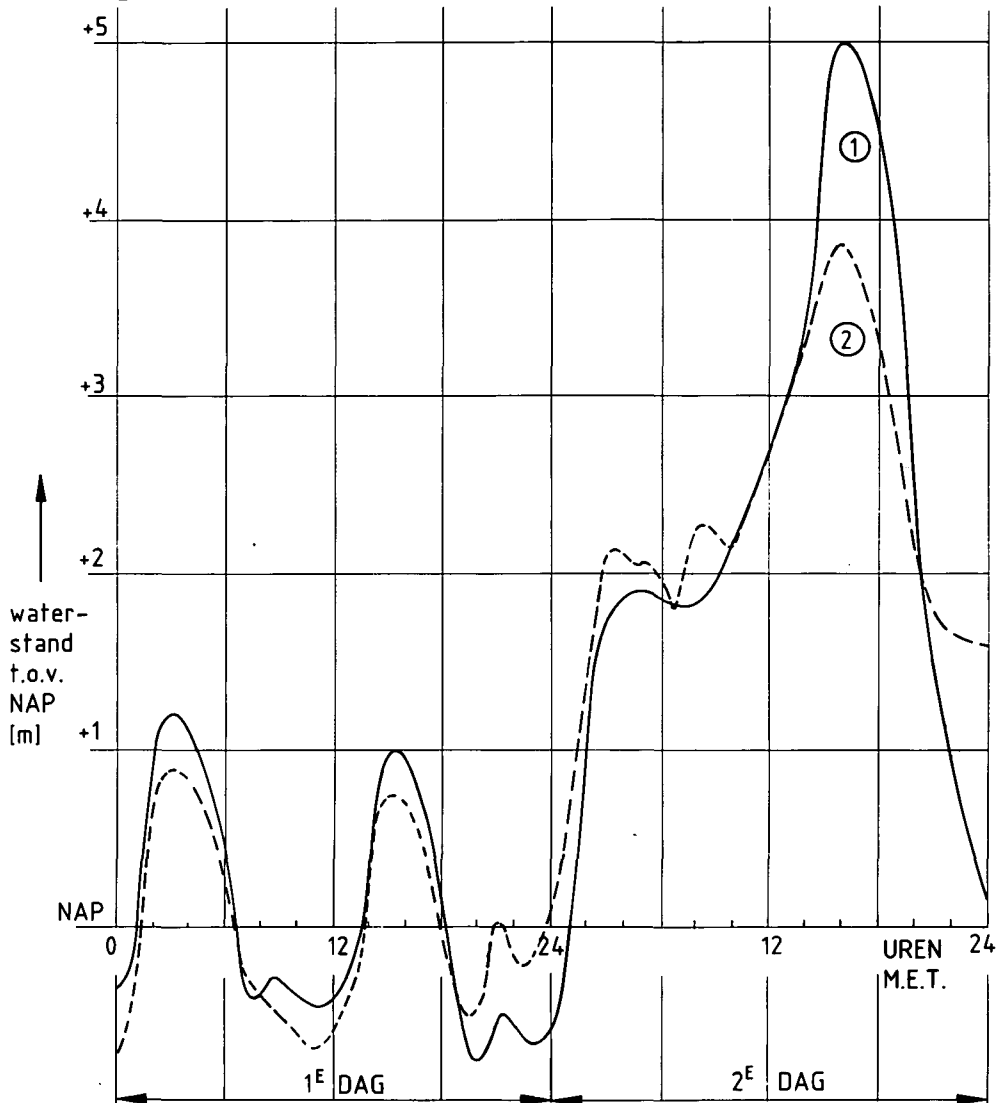
5.1 Waterstandsverloop te Hoek van Holland en Zeegat van Goeree bij de gekozen stormopzettingen, gebruikt voor de evenstandslijnen



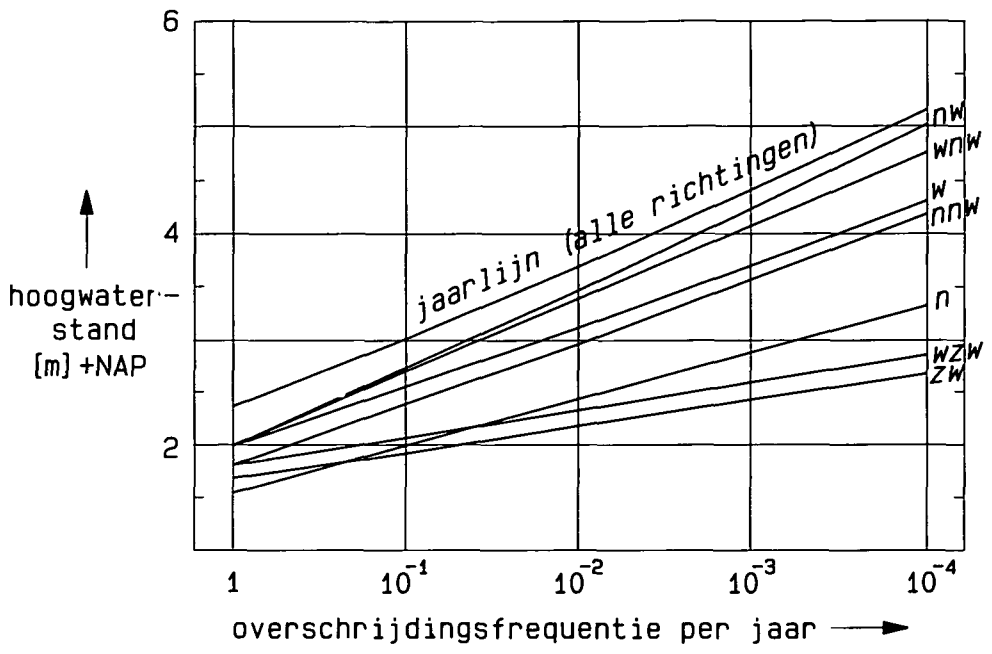
5.2 Waterstandsverloop te Hoek van Holland bij stormopzet volgens de Deltacommissie

① — Aangenomen stormvloedkromme bij basispeil Hoek van Holland

② - - - Stormvloedkromme 31 januari / 1 februari 1953



6. Overschrijdingslijnen voor de hoogwaterstanden te Hoek van Holland, gegeven de windrichting

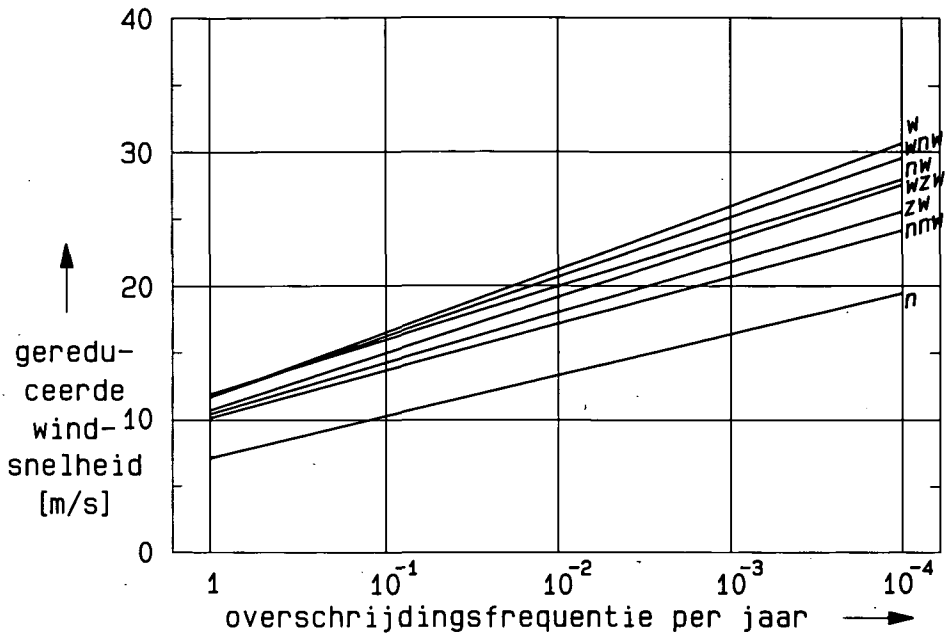


lr2db6

bron: nota RWS GWA0-86005



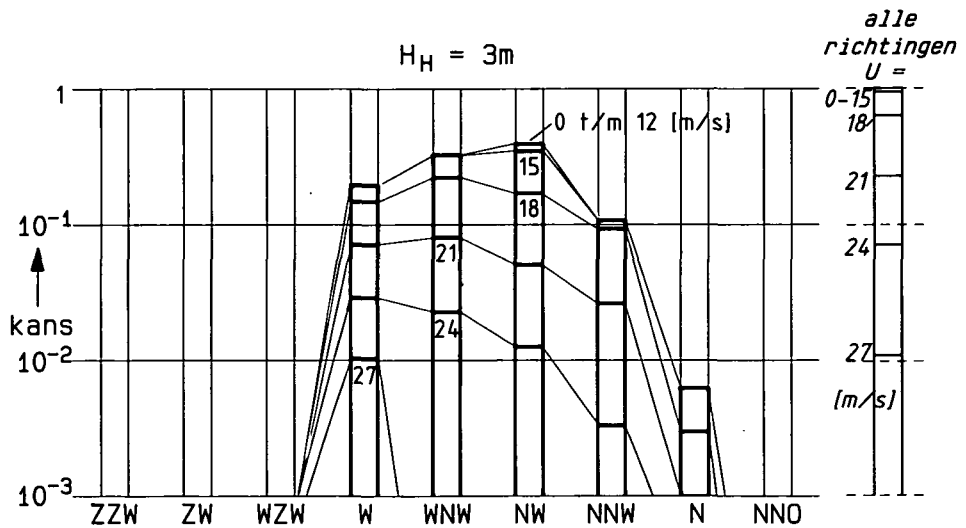
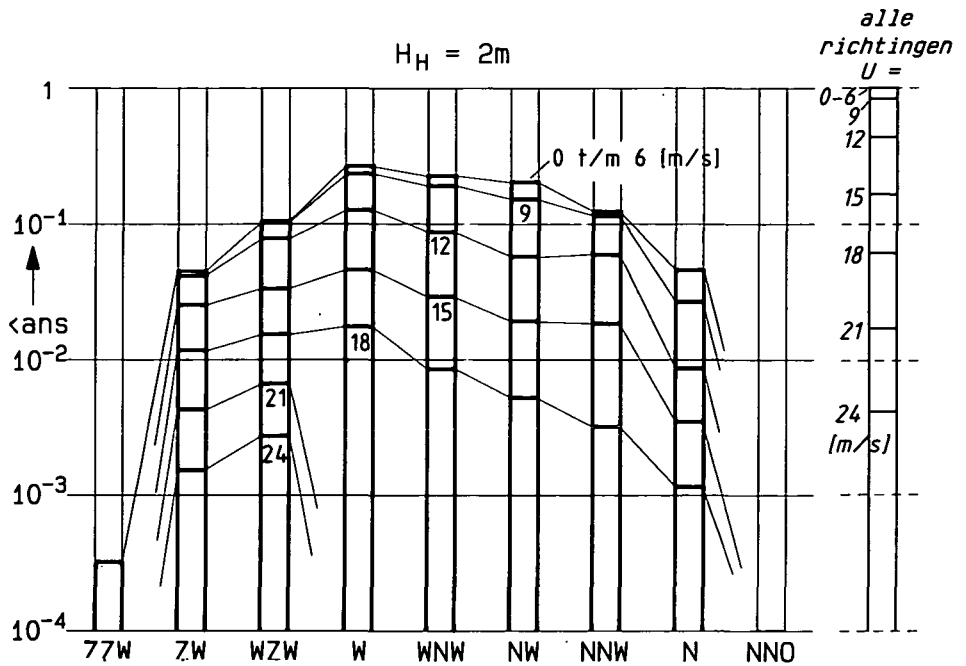
7.1 Gereduceerde overschrijdingslijnen te Hoek van Holland voor de potentiële windsnelheden, tijdens hoogwater per windrichtingsector



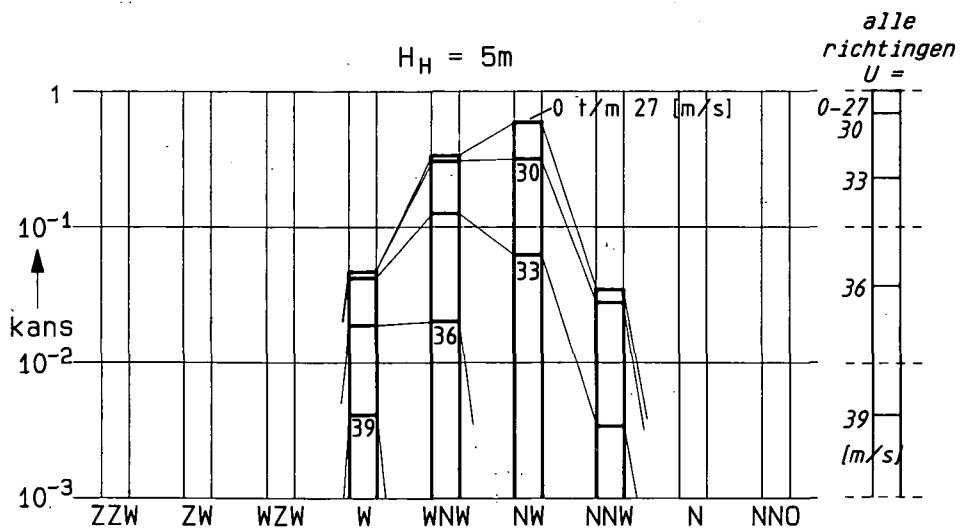
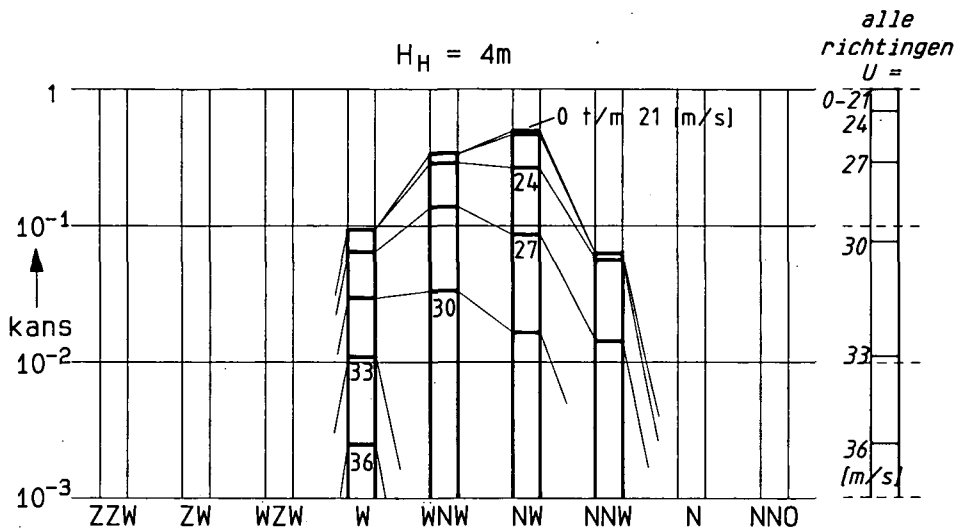
1r2db7.1

bron: nota RWS GMAO-86005

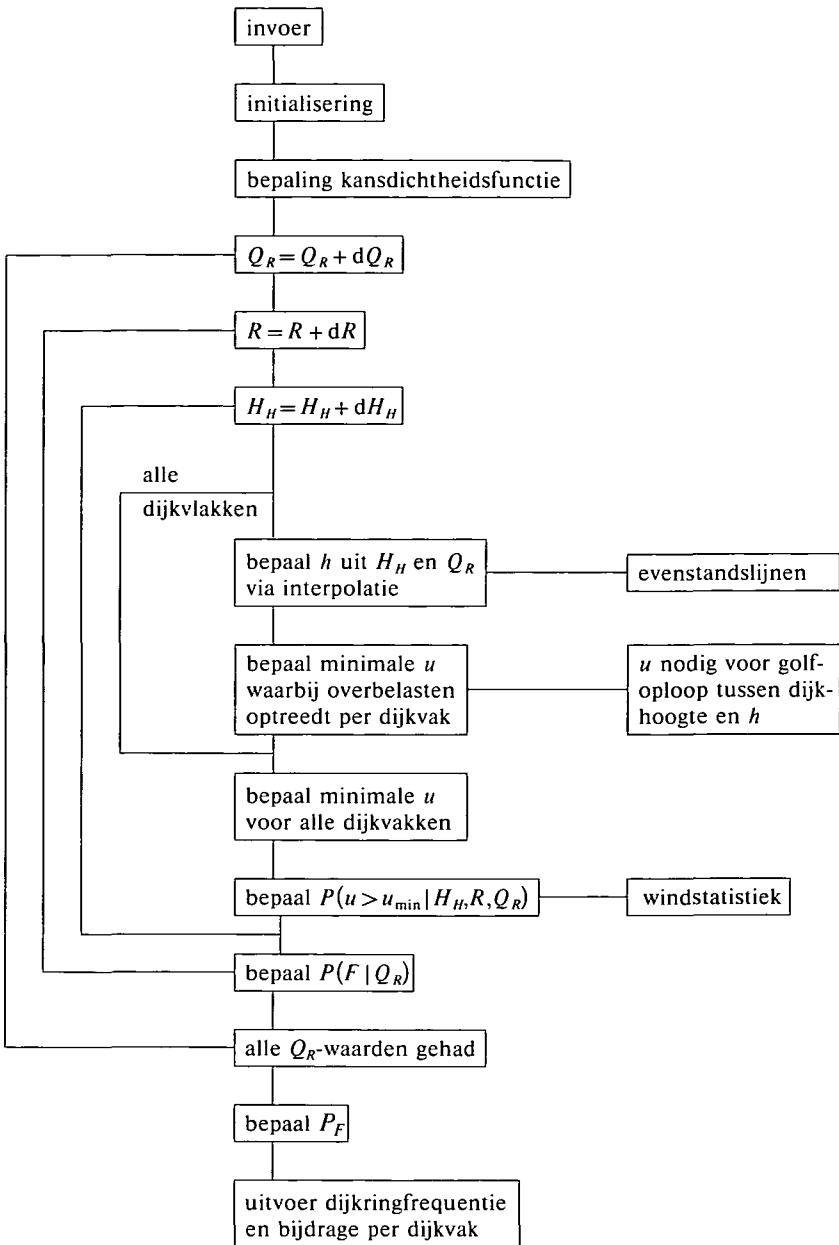
7.2A De kans dat de wind uit de aangegeven sector waait en de aangegeven snelheid  $u$  overschrijdt, gegeven dat de hoogwaterstand te Hoek van Holland de aangegeven waarde heeft



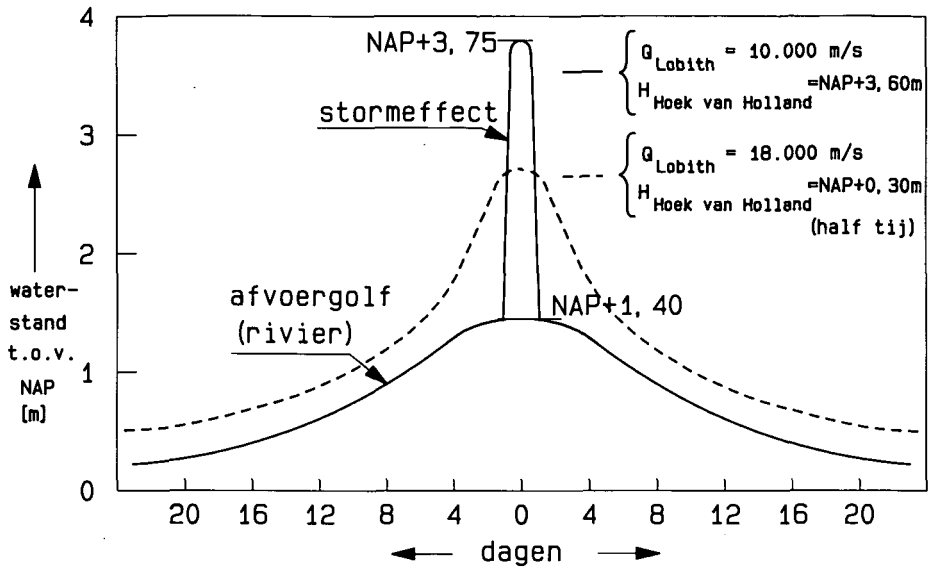
7.2B De kans dat de wind uit de aangegeven sector waait en de aangegeven snelheid  $u$  overschrijdt, gegeven dat de hoogwaterstand te Hoek van Holland de aangegeven waarde heeft



## 8. Stroomschema programma toetsingsmodel



9. Verloop hoogwaterstand te Sliedrecht (voorbeeld)



## 10.1 Golfgroei-krommen van Bretschneider

---

De gecombineerde formules waarin zowel de invloed van de strijklengte als van de waterdiepte tot uitdrukking komt.

$$\tilde{H} = 0,283 \operatorname{tgh} (0,530 \tilde{d}^{0,75}) \operatorname{tgh} \left[ \frac{0,0125 \tilde{F}^{0,42}}{\operatorname{tgh} (0,533 \tilde{d}^{0,75})} \right] \quad (10.1)$$

$$\tilde{T} = 2,4\pi \operatorname{tgh} (0,833 \tilde{d}^{0,375}) \operatorname{tgh} \left[ \frac{0,077 \tilde{F}^{0,25}}{\operatorname{tgh} (0,833 \tilde{d}^{0,375})} \right] \quad (10.2)$$

waarin:

$$\tilde{H} = \frac{H_{1/3} g}{u^2} \quad (\text{dimensieloze golfhoogte})$$

$$\tilde{d} = \frac{dg}{u^2} \quad (\text{dimensieloze waterdiepte})$$

$$\tilde{F} = \frac{Fg}{u^2} \quad (\text{dimensieloze strijklengte})$$

$$\tilde{T} = \frac{T_{1/3} g}{u} \quad (\text{dimensieloze golfperiode})$$

$g$  = versnelling van de zwaartekracht [m/s<sup>2</sup>]

$u$  = windsnelheid op 10 m hoogte [m/s]

$d$  = waterdiepte [m]

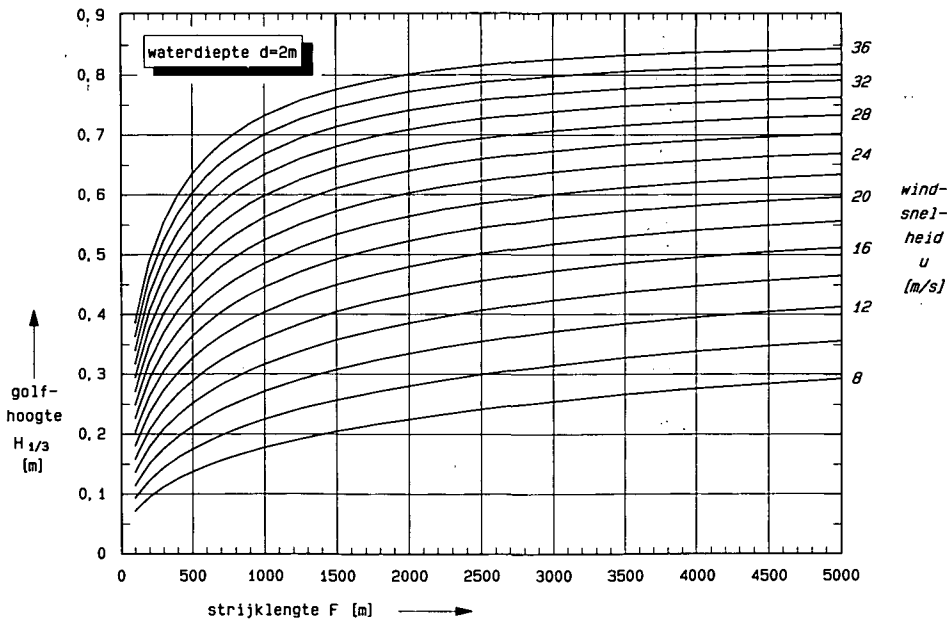
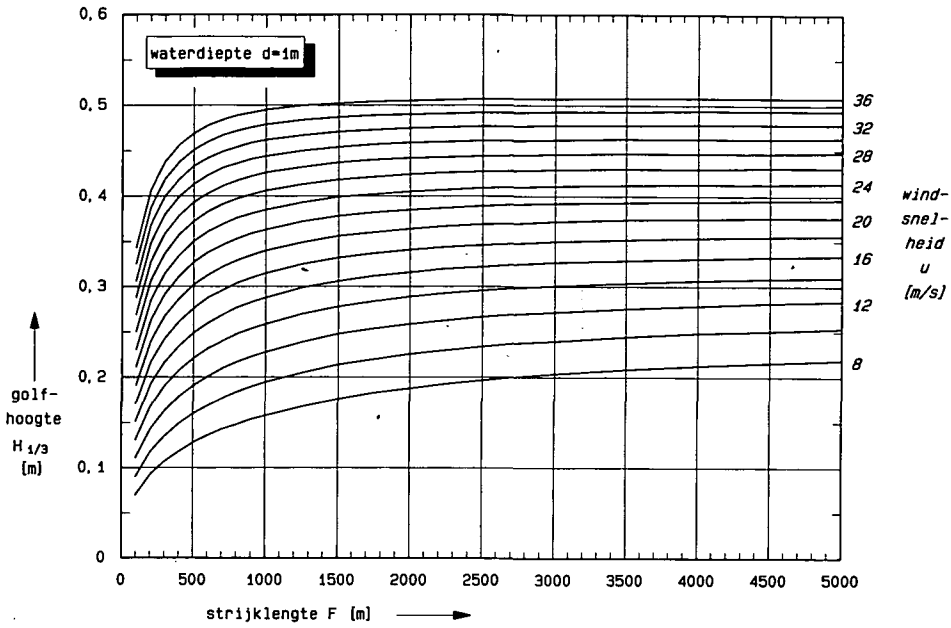
$F$  = strijklengte [m]

$H_{1/3}$  = significante golfhoogte = gemiddelde van het  
hoogste derde deel van alle waargenomen golven [m]

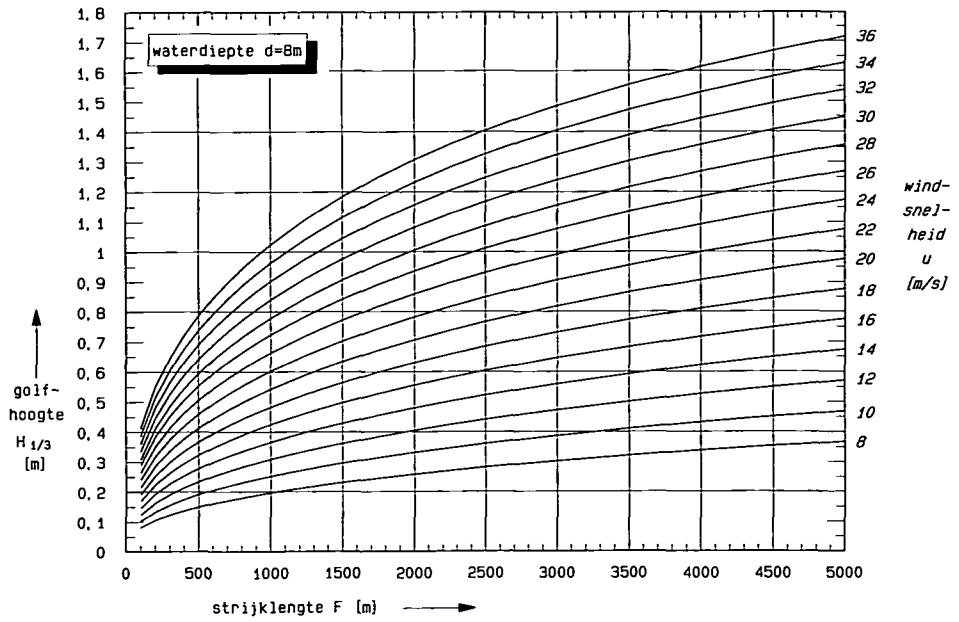
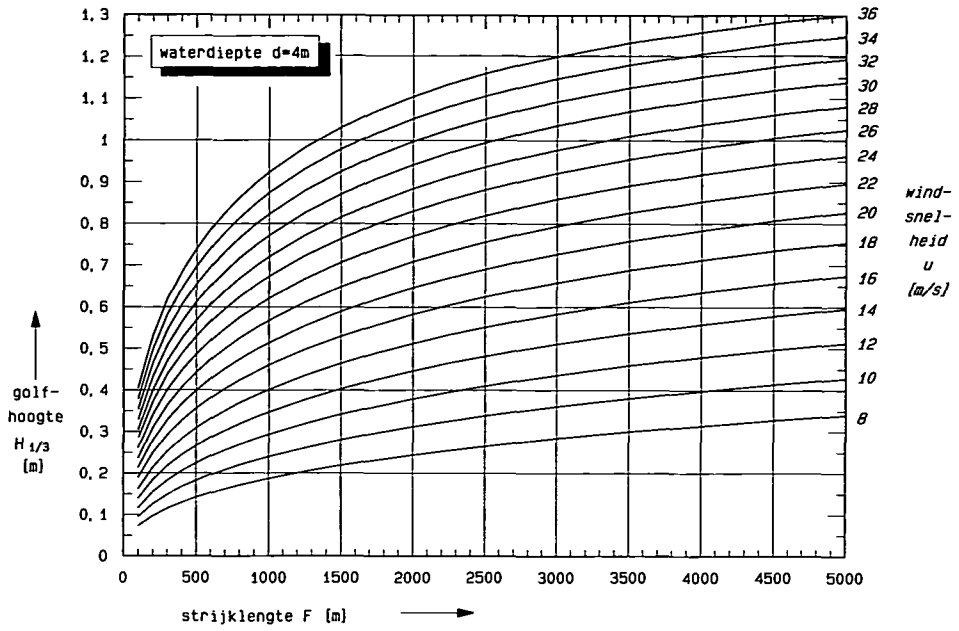
$T_{1/3}$  = significante golfperiode [s]

In de bijlagen 10.2 en 10.3 zijn, voor veel voorkomende combinaties van waterdiepte, windsnelheid en strijklengte de golfhoogten grafisch weergegeven.

## 10.2 Golfgroekrommen van Bretschneider



### 10.3 Golfgroekrommen van Bretschneider





## 10.4 Golfhoogtereductie door bodemwrijving

---

De variant op de golfhoogtereductie volgens Miche, toe te passen indien bij verondieping de significante golfhoogte aan het begin van het ondiepe vak, eventueel na breking, groter is dan de evenwichtsgolfhoogte  $H_{1/3 \max}$ .

$$H_{1/3(n)} = H_{1/3 \max(n)} + \frac{3,2\{H_{1/3(n-1)} - H_{1/3 \max(n)}\}}{\{H_{1/3(n-1)} - H_{1/3 \max(n)}\} \cap F_{(n)} + 3,2} \quad [\text{m}] \quad (10.3)$$

waarin:

$H_{1/3(n)}$  = significante golfhoogte aan het eind van het te berekenen vak [m]

$H_{1/3(n-1)}$  = significante golfhoogte aan het eind van het voorgaande vak [m]

$$H_{1/3 \max(n)} = 0,283 \left( \frac{u^2}{g} \right) \text{tgh} [0,53(gd_{(n)}/u^2)^{0,75}] \quad [\text{m}] \quad (10.4)$$

$F_{(n)}$  = lengte van het ondiepe vak [m]

$$\cap = \frac{4g}{3\pi k^2 d_{(n)}^{7/3}} \quad [\text{m}^{-2}] \quad (10.5)$$

$k$  = factor: 22,5 [m<sup>1/3</sup>/s]

$d_{(n)}$  = diepte van het te berekenen vak [m]

$g$  = zwaartekrachtversnelling = 9,81 [m/s<sup>2</sup>]

$u$  = windsnelheid op 10 m hoogte [m/s]

## 10.5 Golfgroei bij variaties in waterdiepte, bij het gebruik van de groeikrommen van Bretschneider

---

Bij een weinig variërend bodemprofiel kan voor de golfhoogtebepaling eenvoudig met de gemiddelde diepte over de gehele strijklengte worden volstaan. De benedenwindse waterdiepte is daarbij veel meer bepalend dan de bovenwindse. Verdiepingen over geringe lengte (bijv. een smalle stroomgeul) hebben weinig invloed.

Bij sterke variaties kan een vakverdeling worden toegepast met per vak een strijklengte  $F_{(n)}$ , een diepte  $d_{(n)}$  ( $n$  is het vaknummer) en een vaksgewijze toepassing van de golf-groeikrommen. Bij de vakovergangen is de werkwijze voor de golfhoogte als volgt:

- $H_{1/3}$  aan het eind van het vak  $n - 1$  wordt eerst bepaald met gegeven diepte en strijklengte.
- Voor vak  $n$  geldt de bijbehorende diepte en een evenwaardige strijklengte, berekend als de som van een fictieve strijklengte op vak  $n - 1$  plus de lengte van vak  $n$ .  
De fictieve strijklengte op vak  $n - 1$  is die lengte, die nodig is om op vak  $n - 1$  aan het begin van vak  $n$  de reeds berekende  $H_{1/3}$  op te wekken als de diepte van vak  $n$  ook voor vak  $n - 1$  zou gelden.

Deze procedure wordt bij elke volgende vakovergang herhaald.

Voor de golfperiode  $T_{1/3}$  wordt dezelfde werkwijze gevolgd.

Soms moet een afwijkende werkwijze worden gevolgd:

*Voor de golfhoogte indien:*

- a.  $H_{1/3(\text{vak } n-1)} > 0,56d_{(\text{vak } n)}$  (de golven breken).
  - Indien ook  $F_{(\text{vak } n)} \geq 2L_{0(\text{vak } n-1)}$  reduceert de golfhoogte door breking tot  $0,4d_{(\text{vak } n)}$ . In principe is daarna weer golfgroei mogelijk.
  - Indien  $F_{(\text{vak } n)} < 2L_{0(\text{vak } n-1)}$  wordt de reductie door breking bij zeer kleine vaklengte alsnog genegeerd, dat wil zeggen indien  $F_{(\text{vak } n)} \leq L_{0(\text{vak } n-1)}$ . Indien  $L_{0(\text{vak } n-1)} < F_{(\text{vak } n)} < 2L_{0(\text{vak } n-1)}$  wordt de reductie naar evenredigheid van de verhouding

$$\frac{F_{(\text{vak } n)} - L_{0(\text{vak } n-1)}}{L_{0(\text{vak } n-1)}} \text{ berekend.}$$

- b.  $H_{1/3(\text{vak } n)} > H_{1/3 \text{ max }(\text{vak } n)}$  en/of indien, na breking,  $0,4d_{\text{vak } n} > H_{1/3 \text{ max }(\text{vak } n)}$ . Berekening van de evenwaardige strijklengte is dan niet mogelijk en de reductie uit bijlage 10.4 kan worden toegepast.

*Voor de golfperiode indien:*

- c.  $T_{1/3(\text{vak } n-1)} > T_{1/3 \text{ max }(\text{vak } n)}$  en/of de golfhoogte in vak  $n$  afneemt. In deze gevallen wordt de golfperiode over vak  $n$  constant gehouden.

In het voorgaande zijn:

$$L_{0(n-1)} = \frac{g[T_{1/3(n-1)}/1,15]^2}{2\pi} \quad (\text{voor } n \geq 2) \quad [\text{m}] \quad (10.6)$$

$$T_{1/3 \max(n)} = 2,4\pi \left( \frac{u}{g} \right) \text{tgh} \left[ 0,833 \left( \frac{gd(n)}{u^2} \right)^{0,375} \right] \quad [\text{s}] \quad (10.7)$$

$$F_{Hf(n-1)} = \frac{u^2}{g} \left[ \frac{\tilde{H}_{\max(n)}}{0,283 \cdot 0,0125} \text{arctgh} \left( \frac{gH_{1/3(n-1)}}{u^2 \tilde{H}_{\max(n)}} \right) \right]^{\frac{1}{0,42}} \quad [\text{m}] \quad (10.8)$$

$$\tilde{H}_{\max(n)} = 0,283 \text{tgh} \left[ 0,53 \left( \frac{gd(n)}{u^2} \right)^{0,75} \right] \quad [-] \quad (10.9)$$

$$F_{Tf(n-1)} = \frac{u^2}{g} \left[ \frac{\tilde{T}_{\max(n)}}{2,4 \cdot 0,077\pi} \text{arctgh} \left( \frac{gT_{1/3(n-1)}}{u \tilde{T}_{\max(n)}} \right) \right]^{\frac{1}{0,25}} \quad [\text{m}] \quad (10.10)$$

$$\tilde{T}_{\max(n)} = 2,4\pi \text{tgh} \left[ 0,833 \left( \frac{gd(n)}{u^2} \right)^{0,375} \right] \quad [-] \quad (10.11)$$

Waarin:  $F_{Hf(n-1)}$  en  $F_{Tf(n-1)}$  de fictieve strijklengten in het vorige vak zijn, op basis van respectievelijk de golfhoogte en -periode.

Verder zijn:

$$\text{tgh}(x) = \frac{e^{2x} - 1}{e^{2x} + 1}; \text{ en } \text{arctgh}(x) = 0,5 \ln \left( \frac{1+x}{1-x} \right);$$

Zie voor de overige parameters bijlage 10.1 en 10.4.

## 11. Berekening golfloop en -overslag

### *Golfloop*

Uit onderzoek (lit. 37) is gebleken dat de 2%-golfloop van golven onder directe invloed van de wind bij taludhellingen van 1 : 2,5 of flauwer beschreven kan worden door:

$$z_{2\%} = 0,74T \sqrt{g \cdot H_{1/3}} \operatorname{tg}(\alpha) \quad [\text{m}] \quad (11.1)$$

waarin:

$$\begin{aligned} z_{2\%} &= 2\% \text{ golfloop} && [\text{m}] \\ H_{1/3} &= \text{significante golfhoogte} && [\text{m}] \\ T &= \text{gemiddelde golfperiode} = T_{1/3}/1,15 && [\text{s}] \\ T_{1/3} &= \text{significante golfperiode} && [\text{s}] \\ \operatorname{tg}(\alpha) &= \text{taludhelling} && [-] \\ g &= \text{versnelling van de zwaartekracht} && [\text{m/s}^2] \end{aligned}$$

Voor een golfsteilheid  $H_{1/3}/L_0$  ( $L_0$  is de gemiddelde golflengte op diepwater volgens par. 5.3.2.2) van ongeveer 5,5% volgt voor:

$$z_{2\%} = 8H_{1/3} \operatorname{tg}(\alpha) \quad (11.2)$$

Als de golfsteilheid bij golven onder directe invloed van de wind varieert tussen 5 en 6% is de eenvoudige formule acceptabel.

### *Glofferslag*

De golfploophoogte  $z$  boven de waterstand waarbij een gegeven overslagdebiet over de kruin optreedt wordt berekend met de uit deel 1, bijlage 10 afgeleide formule:

$$z = \frac{X \sqrt{\{(H_{1/3}/1,6)g(T_{1/3}/1,15)^2/2\pi\}}}{\operatorname{cotg}(\alpha)} \quad [\text{m}] \quad (11.3)$$

waarin de waarden van  $X$  wordt gevonden uit:

$${}^{10}\log(Y) = -0,214X^2 - 0,787X + 0,103 \quad (11.4)$$

en  $Y$  wordt bepaald uit:

$$Y = \frac{\bar{q} T_{1/3} \sqrt{\operatorname{cotg}(\alpha)} 1,6 \cdot 10^{-3} \cdot 2\pi}{0,1 \cdot 1,15 H_{1/3} g \left(\frac{T_{1/3}}{1,15}\right)^2} \quad (11.5)$$

waarin:

$$\bar{q} = \text{gemiddelde overslag per m}^1 \quad [1/\text{s}]$$

Hierbij wordt de significante golfhoogte aangehouden die aanwezig is voor de dijk.

### Reductie van de golfoploop/golfoverslag

De formule voor de overhoogte bij golfoverslag  $z$  kan worden uitgebreid met een aantal coëfficiënten die de invloed van een berm, de ruwheid van het talud en de invalshoek van de golven ten opzichte van de dijk in rekening brengen. Op deze wijze ontstaat de volgende formule:

$$z = \frac{X \sqrt{\{(H_{1/3}/1,6)g(T_{1/3}/1,15)^2/2\pi\}}}{\cotg(\alpha)} \gamma_f \gamma_B \quad [\text{m}] \quad (11.6)$$

waarin:

$$\gamma_f = \text{reductiefactor ruwheid talud} \quad [-]$$

$$\gamma_B = \text{reductiefactor berm en scheve inval golven} \quad [-]$$

### De grootte van de reductiefactoren

#### a. de ruwheidsfactor

De invloed van de ruwheid op de golfoploop- en overslag wordt weergegeven door een enkele factor  $\gamma_f$ . Voor diverse typen bekledingen wordt de relatieve reductie op de golfoploop gegeven. Teneinde de juiste reductie te vinden dient te worden bedacht dat de formule voor de golfoploop is opgesteld voor een niet volkomen glad enigszins water-absorberend beloop, zoals een basaltglooïing.

De gevonden reducties dienen dan ook daarop te worden gecorrigeerd alvorens ze in rekening te brengen. Dit laatste is verwerkt in de volgende tabel voor  $\gamma_f$ . Bovendien is de waarde bepaald voor 2% golfoploop. Vooralsnog nog wordt aangenomen dat deze waarde tot een overslagdebiet van 10 l/s niet wezenlijk zal afwijken.

bekleding	relatieve reductie (lit. 1)	$\gamma_f$
glad, gesloten	1	1,10
betonplaten	0,90	1
basaltglooïing-bloksteen-grasmat	0,85 à 0,90	1
één laag stortsteen op ondoorlatende laag	0,80	0,90
gezette steen	0,75 à 0,65	0,85-0,90
gestorte ronde stenen	0,60 à 0,65	0,65-0,70
gestorte breuksteen	0,50 à 0,60	0,55-0,65

#### b. De factor voor bermen en scheve inval

De reductie van de golfoploop ten gevolge van bermen en scheve inval van de golven wordt in de *Leidraad* verdisconteerd in een enkele factor  $\gamma_B$ . In situaties waarbij een gedetailleerd inzicht is vereist wordt verwezen naar lit. 37 en lit. 24

Voor de gecombineerde invloed van bermen en scheve inval van golven wordt de volgende reductiefactor  $\gamma_B$  gehanteerd:

$$\gamma_B = \cos(\beta - 10^\circ) - B/L_0 \quad (11.7)$$

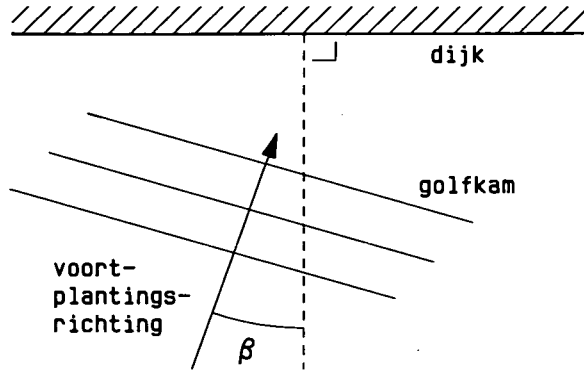
De formule is geldig voor  $10^\circ < \beta < 55^\circ$  en heeft als minimum:

$$\gamma_B = 0,6 \cos (\beta - 10^\circ) \quad (11.8)$$

In de formules is:

$\beta$	= golfinvalhoek	[°]
$B$	= bermbreedte	[m]
$L_0$	= golflengte	[m]

De golfinvalhoek is de hoek die de voortplantingsrichting van de golven maakt met de normaal op de dijk (figuur B11.1).



figuur B11.1

Voor strijkgolven ( $\beta = 90^\circ$ ) geldt een andere benadering:

$$z = H_{1/3}(1 - 2B/L_0) \quad [\text{m}] \quad (11.9)$$

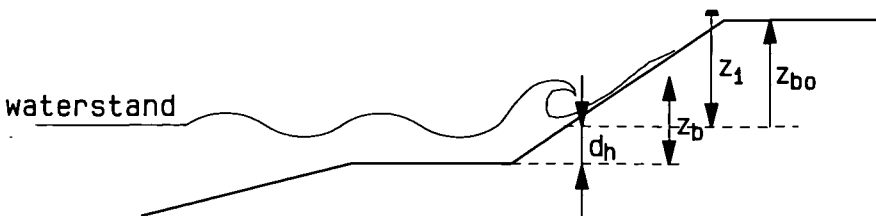
met een minimum van:

$$z = 0,6H_{1/3} \quad [\text{m}] \quad (11.10)$$

Voor hoeken tussen  $55^\circ$  en  $90^\circ$  wordt in het algemeen lineair geïnterpoleerd, mits maximaal de waarde die bij  $55^\circ$  behoort wordt aangehouden.

*Afwijkende bermen, taluds*

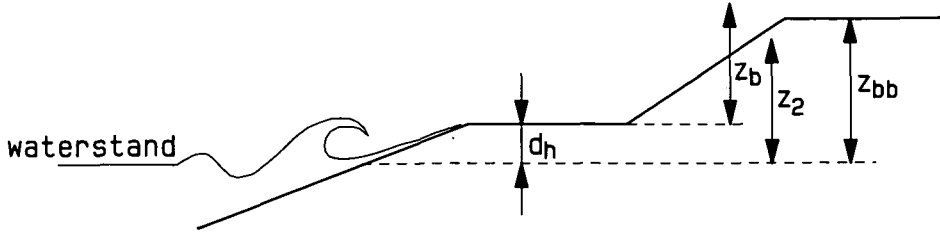
a. De berm ligt niet op de waterspiegel



figuur B11.2

De berm ligt onder water ( $0 \leq d_h \leq H_{1/3}$ ):

$$z_{bo} = \left( \frac{d_h}{H_{1/3}} \right)^3 (z_1 - z_b) + z_b \quad [\text{m}] \quad (11.11)$$



figuur B11.3

De berm ligt boven water ( $0 \leq d_h \leq z_2$ ):

$$z_{bb} = \left( \frac{d_h}{z_2} \right)^2 (z_2 - z_b) + z_b \quad [\text{m}] \quad (11.12)$$

waarin:

- $z_{bo}$  = golfoploop indien de berm onder water ligt [m]
- $z_{bb}$  = golfoploop indien de berm boven water ligt [m]
- $d_h$  = ligging van de berm ten opzichte van de waterstand [m]
- $H_{1/3}$  = significante golfhoogte [m]
- $z_1$  = golfoploop op het beloop boven de berm [m]
- $z_2$  = golfoploop op het beloop beneden de berm [m]
- $z_b$  = golfoploop op het beloop boven de berm, waarbij is aangenomen dat de berm op de waterspiegel ligt (formule 11.7) [m]

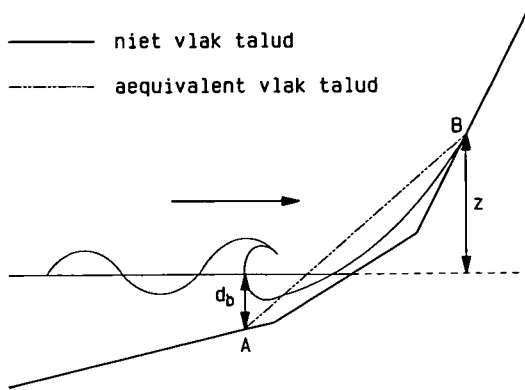
b. Combinatie afwijkende hoogteligging berm en invalshoek

Pas eerst de correctie voor de berm en de invalshoek toe, met eventuele interpolatie, en dan de correctie voor de hoogteligging van de berm.

c. Geknikt talud

Voor een geknikt talud kan de equivalente hellingmethode van Saville worden toegepast voor golfoploop en golfoverslag (lit. 37).

Volgens Saville komt de oploop op een niet-vlak talud overeen met de oploop op een equivalent vlak talud, dat het niet-vlakke talud snijdt ter plaatse van het breekpunt van de golven en ter plaatse van de grootste golfoploop, zoals is weergegeven in figuur B11.4.



figuur B11.4

De ophoop  $z$  wordt iteratief bepaald door gebruik te maken van de genoemde definitie van het equivalente vlakke talud en van bekende gegevens voor de ophoop op een vlak talud. De procedure voorgesteld door Saville is als volgt:

1. Gegeven:  $g$ ,  $T_{1/3}$ ,  $H_{1/3}$ ,  $d$ , taludvorm en de ophoop op vlak talud bij gegeven taludhelling.
2. Bepaal de brekingsdiepte  $d_b$  uit:

$$\frac{d_b}{H_{1/3}} = 0,39 \left[ \frac{H_{1/3}}{L_0} \right]^{-1/3} \quad (11.13)$$

waarin:

$$\begin{aligned} H_{1/3} &= \text{uit de golfberekening} & [\text{m}] \\ L_0 &= \text{gemiddelde golflengte op diep water} & [\text{m}] \end{aligned}$$

$$L_0 = \frac{g(T_{1/3}/1,15)^2}{2\pi} \quad [\text{m}] \quad (11.14)$$

3. Bepaal het punt A waar de diepte gelijk is aan  $d_b$ .
4. Maak een schatting van de ophoop.
5. Bepaal het punt B dat juist door de ophoop wordt bereikt.
6. Bepaal de helling van de lijn AB.
7. Bepaal de ophoop van de gegeven golf op een fictief vlak talud met de onder 6 bepaalde helling.
8. Vergelijk de zo verkregen ophoop met de geschatte ophoop.  
Indien het verschil te groot is, herhaal procedure vanaf 4, waarbij de nieuwe schatting van de ophoop gelijk is aan de onder punt 7 berekende ophoop.



De methode van Saville heeft geen algemene geldigheid, met name bij brede bermen ( $B \geq 1/7L_0$ ) en holle taluds is voorzichtigheid geboden, terwijl voor het geval dat de golven breken voor de dijkteen het beginpunt van het equivalente vlakke talud niet te ver van deze dijkteen mag worden genomen.

## 12. Grondwaterpotentiaal bij niet-stationaire stroming

Er wordt in bijlage 12 alleen ingegaan op de afwijkingen van de gemiddelde potentiaal, die zoals in par. 7.3.1.1 is aangegeven, kan worden berekend volgens deel 1, appendix B en moet worden geverifieerd met peilbuiswaarnemingen.

Allereerst wordt de basistheorie van de respons van de grondwaterpotentiaal op een cyclische waterstand behandeld aan de hand van een getijgolf. Daarna wordt aangegeven hoe deze mag worden vertaald in de respons op een stormvloed en op een hoogwatergolf.

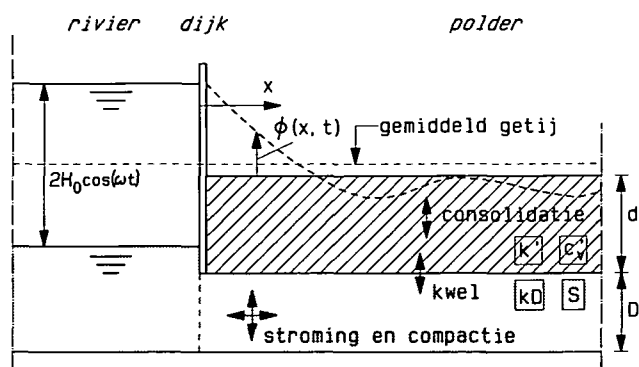
De uiteindelijke waterstand ontstaat uit een superpositie van deze drie golven boven de gemiddelde waterstand op de rivier. Vanwege het lineaire karakter van de grondwaterstroming mag de respons op de waterstand eveneens door superpositie worden bepaald. Dit geldt zolang geen 'opdrijven' optreedt.

### A. Respons op een sinusvormige getijgolf

De berekening van de potentiaal in zand en kleilaag ten gevolge van een sinusvormige hoogwatergolf op de rivier is afhankelijk van het al dan niet aanwezig zijn van een voorland.

#### A1. Geval zonder voorland

De potentiaal in een tweelagensysteem, bestaande uit een zandpakket afgedekt door een consoliderende klei/veenlaag wordt benaderd voor het profiel van figuur B12.1. De waterstand en de respons worden gegeven ten opzichte van de gemiddelde waterstand, respectievelijk grondwaterpotentiaal.



figuur B12.1

In figuur B12.1 geldt als randvoorwaarde op de rivier:

$$\phi(0, t) = H_0 \cos(\omega t) \quad [\text{m}] \quad (12.1)$$

waarin:

$\phi(0, t)$	= potentiaal rivier op $x = 0$ en tijd $t$	[m]
$H_0$	= amplitude (getij-) golf	[m]
$\omega$	= hoekfrequentie van golf = $2\pi/T$	[rad/s]
$T$	= golfperiode	[s]
$t$	= tijd	[s]

De potentiaal in het zand wordt benaderd voor het geval dat het zand zich relatief stijf gedraagt (geen elastische berging).

De verandering van de potentiaal in het zand kan dan worden bepaald met de formule (lit. 2):

$$\phi(x, t) = H_0 \exp(-0,924x/\lambda'_\omega) \cos[\omega t - 0,383x/\lambda'_\omega] \quad [\text{m}] \quad (12.2)$$

waarin:

$\phi(x, t)$	= potentiaal in zand op locatie $x$ en tijd $t$	[m]
$x$	= afstand uit rivier	[m]
$\lambda'_\omega$	= instationaire spreidingslengte achterland	[m]

De exponentterm levert de amplitudevermindering op locatie  $x$ .

De faseverschuiving in tijd wordt bepaald door de tweede term in de cosinus.

Verder geldt:

$$\lambda'_\omega = \sqrt{\left(\frac{kD}{k'}\right) \sqrt{\left(\frac{c'_v}{\omega}\right)}} \quad [\text{m}] \quad (12.3)$$

waarin:

$k$	= doorlatendheid zand	[m/s]
$D$	= dikte zand	[m]
$c'_v$	= consolidatiecoëfficiënt klei achterland	[m <sup>2</sup> /s]
$k'$	= doorlatendheid klei achterland	[m/s]

De factor  $\lambda'_\omega$  is in principe een maat voor de penetratie van de cyclische respons in het watervoerend pakket.

(Op een afstand van ca.  $3\lambda'_\omega$  is de potentiaalvariatie nauwelijks meer merkbaar).

De verandering van de potentiaal in de klei hierbij kan worden bepaald met de formule:

$$\phi(x, z, t) = H_0 \exp[0,924x/\lambda'_\omega - z/\delta] \cos[\omega t - 0,383x/\lambda'_\omega - z/\delta] \quad [\text{m}] \quad (12.4)$$

waarin:

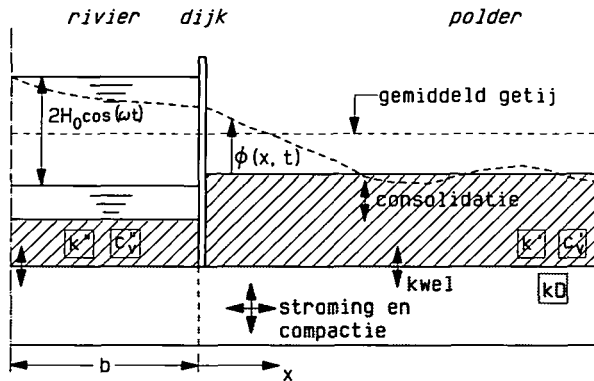
$\phi(x, z, t)$  = de potentiaal op een diepte  $z$  in de klei gerekend vanaf het zand, op locatie  $x$  en tijd  $t$  [m]

$\delta = \sqrt{(2c'_v/\omega)}$  is maat voor de indringdiepte van de cyclische respons in de klei [m]

(Op een diepte  $3\delta$  zijn de potentiaalveranderingen nauwelijks merkbaar.)

## A2. Geval met voorland

Een veel voorkomend profiel is een dijk met een voorland, zie figuur B12.2.



figuur B12.2

De toplaag in het voorland veroorzaakt een extra weerstand. Dit houdt in een aanzienlijke demping van de potentiaalvariaties in de ondergrond. Uit waarnemingen blijkt dat er echter nauwelijks vertraging in de tijd optreedt.

De uitwerking levert voor het watervoerend pakket (zand) in het achterland de volgende formule op (lit. 2) voor de potentiaalvariatie ten gevolge van de waterstandsvariatie:

$$\phi(x, t) = H_0 \exp[-0,924x/\lambda'_\omega - \Delta] \cos[\omega t - 0,383x/\lambda'_\omega - \eta] \quad [\text{m}] \quad (12.5)$$

voor  $x > 0$

Verklaring variabelen:

$\phi(x, t)$	= potentiaal in zand locatie $x$ op tijd $t$	[m]	
$H_0$	= amplitude (getij-)golf	[m]	
$\lambda'_\omega, \lambda''_\omega$	= cyclische lekfactoren achter-, voorland	[m]	
$\Delta$	= $\ln(\sqrt{1 + m^2 + 2m \cos(\theta)})$	[-]	(12.6)
$m$	= $(\lambda''_\omega / \lambda'_\omega) f(b/\lambda''_\omega)$	[-]	(12.7)
$\theta$	= $\theta(b/\lambda''_\omega)$	[-]	(12.8)
$b$	= halve breedte rivierbed	[m]	
$\eta$	= $-m \sin(\theta) / (1 + m \cos(\theta))$	[-]	(12.9)
$\lambda'_\omega$	= $\lambda / \sqrt[4]{(t'_h \omega)}$	[m]	(12.10)

waarin:

$\lambda$	= stationaire lekfactor of spreidingslengte = $\sqrt{(kDC)}$	[m]	(12.11)
$t'_h, t''_h$	= hydrodynamische periode achter-, voorland	[s]	

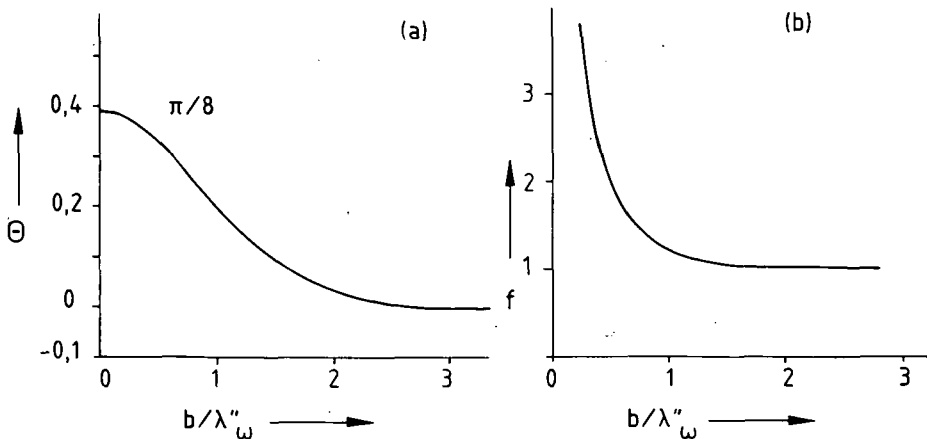
Deze spreidingslengte  $\lambda$  is meestal in voor- en achterland niet gelijk. De parameters met één accent hebben betrekking op het achterland; met twee accenten op het voorland.

$$t'_h = d^2 / c'_v \text{ (eenzijdige afstroming)} \quad [s] \quad (12.12)$$

met:

$d$	= dikte kleipakket	[m]
$c'_v$	= consolidatiecoëfficiënt kleipakket achterland	[m <sup>2</sup> /s]
$C$	= hydraulische weerstand	[s]

Voor het voorland geldt een eensluitende formule voor  $\lambda''_\omega$ .  
 $\theta$  en  $f$  zijn als functie van  $(b/\lambda''_\omega)$  weergegeven in figuur B12.3.



figuur B12.3

## B. Bepaling van $\lambda'_\omega$ en $\lambda''_\omega$ uit peilbuiswaarnemingen

De cyclische lekfactoren kunnen worden berekend uit de grondparameters die in het laboratorium zijn bepaald (par. 7.3.1.2), maar ook kan de bepaling plaatsvinden uit meting van peilbuizen gedurende een getijgolf.

De meting wordt meestal in 13 uur uitgevoerd.

De bepaling geschiedt in twee stappen:

1. bepaling van de cyclische lekfactor  $\lambda'_\omega$  voor het achterland;
2. bepaling van de cyclische lekfactor  $\lambda''_\omega$  voor het voorland.

Voor de eerste stap kan een gemiddelde waarde voor  $\lambda'_\omega$  worden gevonden met behulp van de methode der kleinste kwadraten:

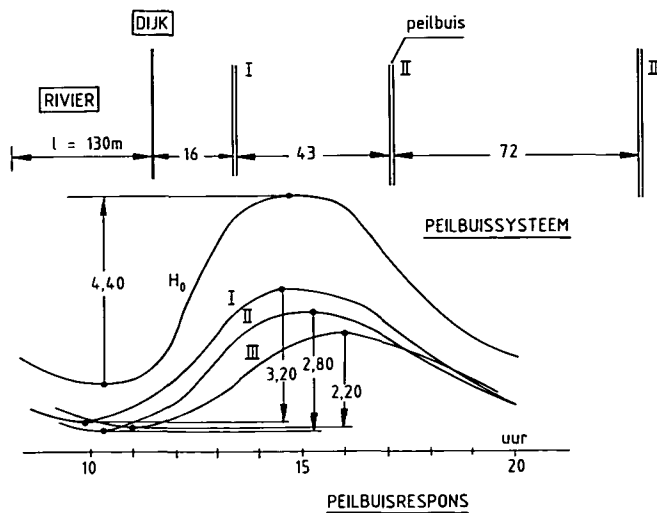
$$\lambda'_\omega = \Sigma(x_{ij}^2) / \Sigma[x_{ij} \ln(|\phi_i / \phi_j|)] \quad [m] \quad (12.14)$$

hierin is:

$x_{ij}$  = de afstand tussen peilbuis  $i$  en  $j$   
(loodrecht op de dijk gemeten) [m]

$\phi_i, \phi_j$  = de desbetreffende amplitude in peilbuis  $i$ ,  
respectievelijk  $j$  [m]

Als voorbeeld is in figuur B12.4 schematisch een situatie gegeven, in dit geval voor een hoogwatergolf.



figuur B12.4

$$\lambda'_\omega = \frac{43^2 + 72^2 + 115^2}{43 \ln \frac{3,2}{2,8} + 72 \ln \frac{2,8}{2,2} + 115 \ln \frac{3,2}{2,2}} = 306 \text{ m}$$

$\lambda'_\omega$  wordt iteratief bepaald uit formule 12.5, hetgeen op een microcomputer eenvoudig programmeerbaar is. Door de berekende dempingsterm te vergelijken met de gemeten waarde op de locatie I, II en III kan  $\lambda''_\omega$  in enkele stappen worden bepaald.

### C. Berekening potentiaal bij andere golfperiodes

De voor een getijgolf verkregen waarden mogen niet voor een stormvloed van meerdere getijgolven of een hoogwatergolf van meerdere dagen worden toegepast. Daarvoor dienen de waarden ofwel te worden bepaald uit metingen bij deze golfperiodes dan wel te worden gerelateerd aan de 13-uurs-meting als volgt:

Voor een gegeven situatie zullen  $\lambda'$ ,  $\lambda''$  en  $t_h$  niet veranderen, zodat geldt:

$$\Omega' = \lambda'_\omega \sqrt[4]{\omega} \text{ is constant} \quad [\text{mrad}^{1/4} \text{s}^{-1/4}] \quad (12.15)$$

en

$$\Omega'' = \lambda''_\omega \sqrt[4]{\omega} \text{ is eveneens constant} \quad [\text{mrad}^{1/4} \text{s}^{-1/4}] \quad (12.16)$$

In veel gevallen is  $\theta$  ongeveer nul (brede rivier, dun kleidek op het voorland). De formule voor de amplitude in het achterland is dan als functie van  $\omega$ ,  $\Omega'$  en  $\Omega''$ :

$$\hat{\phi}(x, \omega) = \hat{H}_0 \exp(-x \sqrt[4]{\omega/\Omega'}) / (1 + \Omega''/\Omega') \quad [\text{m}] \quad (12.17)$$

De amplitude voor andere waarden van  $\omega$  kan hieruit nu eenvoudig worden vastgesteld. Uitwerking van de amplitudedemping op positie  $x$  bij frequentie  $\omega$  geeft uitgaande van een gemeten gedrag op positie  $x_m$  en frequentie  $\omega_m$ :

$$\hat{\phi}(x, \omega) = \hat{H}_0 A (\hat{\phi}_m / \hat{H}_{0m})^B \quad [\text{m}] \quad (12.18)$$

met

$$A = (1 + \Omega''/\Omega')^{B-1} \quad [-] \quad (12.19)$$

en

$$B = (x/x_m) \sqrt[4]{\omega/\omega_m} \quad [-] \quad (12.20)$$

waarbij de suffix  $m$  staat voor de meting.

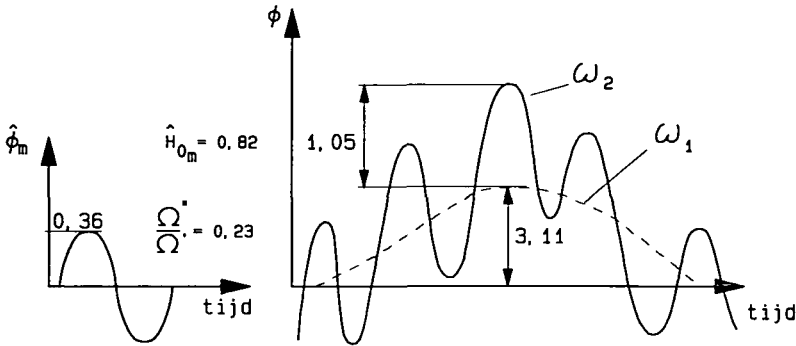
Voor andere gevallen ( $\theta \neq 0$ ) kan men de amplitudedemping en faseverschuiving bij andere  $\omega$  berekenen door consequente substitutie van de bepaalde waarden van  $\Omega'$  en  $\Omega''$  in formule 12.5.

#### D. Superpositie van sinusvormige golven

Superpositie van 2 of meer sinusvormige golven is mogelijk, mits de toplaag relatief dik is en de grenspotential niet wordt bereikt.

Veelal is een willekeurige hoogwaterbelasting in een beperkt aantal golven te verdelen, bijvoorbeeld getij, stormvloed en rivierafvoergolf.

Hiervoor is een in situ meting met minstens twee peilbuizen in het achterland vol-doende.



figuur B12.5

Als voorbeeld wordt een hoogwaterbelasting met getij, zie figuur B12.5, geanalyseerd met de informatie uit een 13-uurs peilbuismeting.

$$\hat{\phi}(x) = \hat{\phi}(x, \omega_1) + \hat{\phi}(x, \omega_2) = A_1(\hat{\phi}_m / \hat{H}_{0m})^{B_1} + A_2(\hat{\phi}_m / \hat{H}_{0m})^{B_2} \quad [\text{m}] \quad (12.13)$$

Voor een positie  $x = x_m$ ,  $\omega_m = 0,000145$  (getijde),  $\omega_1 = \omega_m$  en  $\omega_2 = 0,3\omega_m$  (stormvloed) volgt:

$$B_1 = \sqrt[4]{\omega_1 / \omega_m} = 1 \text{ en}$$

$$B_2 = \sqrt[4]{\omega_2 / \omega_m} = \sqrt[4]{0,3} = 0,74$$

met  $\Omega'' / \Omega' = 0,23$  volgt voor  $A$ :

$$A_1 = (1 + 0,23)^0 = 1 \text{ en } A_2 = (1 + 0,23)^{0,74-1} = 0,948$$

met  $\hat{\phi}_m / \hat{H}_{0m} = 0,44$  volgt voor de maximale waterspanning op positie  $x = x_m$ :

$$\hat{\phi}(x) = 1(0,44)^1 1,05 + 0,948(0,44)^{0,74} 3,11 = 0,462 + 1,606 = 2,07 \text{ m}$$



### 13. Berekening opdrijf lengte

#### A. Berekenen grenspotentiaal

Hydraulische grondbreuk treedt op als de waterdruk in het watervoerend pakket gelijk wordt aan het gewicht van het bovenliggende grondpakket. De korrelspanning op het scheidingsvlak is dan juist 0.

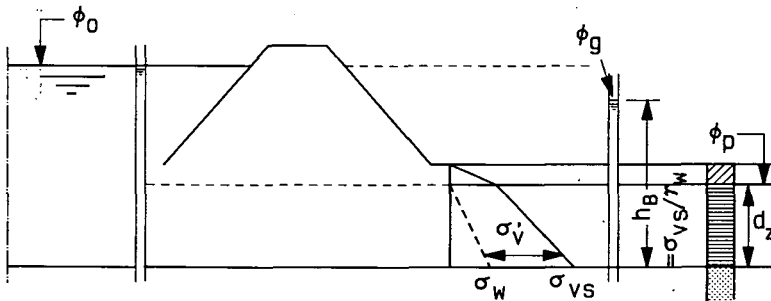
De hierbij optredende potentiaal wordt de grenspotentiaal  $\phi_g$  genoemd. De potentiaal  $\phi_g$  wordt afgeleid uit de verticale grondspanning volgens:

$$\phi_g = \frac{\sigma'_{vs}}{\gamma_w} + \phi_p = \frac{\sum(\gamma_{ni}d_i)}{\gamma_w} + \phi_p - d_z \quad [m] \quad (13.1)$$

met

$\sigma'_{vs}$ = verticale korrelspanning scheidingsvlak	[kPa]
$\phi_p$ = polderpeil	[m]
$\gamma_w$ = volumiek gewicht water	[kN/m <sup>3</sup> ]
$d_i$ = dikte laag $i$	[m]
$\gamma_{ni}$ = nat volumiek gewicht grondlaag $i$	[kN/m <sup>3</sup> ]
$d_z$ = diepte zand ten opzichte van polderpeil	[m]

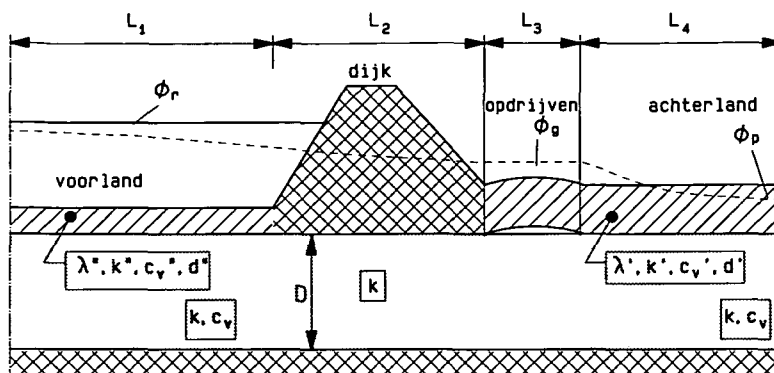
Een en ander is op figuur B13.1 verduidelijkt.



figuur B13.1

#### B. Opdrijf lengte bij stationaire stroming

In figuur B13.2 wordt het geologisch profiel schematisch weergegeven, waarbij in een zone met breedte  $L_3$  achter de dijk opdrijven optreedt (lit. 3).



figuur B13.2

De verklaring van de variabelen in figuur B13.2 luidt:

$k, k', k''$ :	doorlatendheid zand, achterland, voorland	[m/s]
$c_v, c_v', c_v''$ :	consolidatiecoëfficiënt zand, achterland, voorland	[m <sup>2</sup> /s]
$D, d', d''$ :	dikte zand, kleidek achter- en voorland	[m]
$\lambda', \lambda''$ :	spreidingslengte achterland, voorland	[m]
$\phi_r, \phi_g, \phi_p$ :	potentiaal in rivier, oprijfzone (grens), achterland (polderpeil)	[m]

De omgeving van de dijk wordt in 4 zones verdeeld:

- het voorland, met breedte  $L_1$  [m]
- de dijk met berm, met breedte  $L_2$  [m]
- de oprijfzone, met breedte  $L_3$  [m]
- het achterland, met breedte  $L_4$  [m]

Het achterland kan 'oneindig' uitgestrekt (meerdere km's) zijn, dan wel begrensd van lengte, bijvoorbeeld in het geval van een kanaal, een zandwinplas dan wel een zeer dun klei/veen-dek op enige afstand van de dijk.

De lengte van de oprijfzone ( $L_3$ ) kan voor een stationaire stroming met oneindig achterland nu worden bepaald met behulp van de formule (13.2):

$$L_3^{m+1} = \frac{2D}{\pi} \operatorname{arccosh} \left( \sin \left\{ \frac{D(\phi_g - \phi_p)}{\lambda'(\phi_r - \phi_g)} \left[ \frac{\pi\lambda''}{2D} + \operatorname{arcsinh} \left( \frac{\sinh((L_2 + L_3^m)\pi/2D)}{\cosh(L_3^m\pi/2D)} \right) \right] \right\} \right)^{-1} \quad (13.2)$$

$L_3^m$  = oprijflengte iteratie  $m$  [m]

De formule werkt iteratief. Meestal zijn slechts enkele iteraties voldoende om een nauwkeurig waarde voor  $L_3$  te vinden. Bovenstaande formule is eenvoudig te programmeren.

Voor het geval  $L_3 < D < L_2$  volgt een eenvoudiger formule:

$$L_3 = \frac{2D}{\pi} \ln \left( \cotg \left( \frac{\phi_g - \phi_p}{\phi_r - \phi_g} \frac{\pi(L_2 + \lambda'')}{4\lambda'} \right) \right) \quad [m] \quad (13.3)$$

Voor een situatie zonder voorland geldt bovenstaande formule met  $\lambda'' = 0$ .

Een kritieke potentiaal, waarbij nog net  $L_3 = 0$  geldt, en er nog net geen opdrijven plaatsvindt luidt:

$$\phi_k = \frac{L_2 + \lambda''}{\lambda'} (\phi_g - \phi_p) + \phi_g = \frac{L_2 + \lambda' + \lambda''}{\lambda'} \phi_g - \frac{L_2 + \lambda''}{\lambda'} \phi_p \quad [m] \quad (13.4)$$

Bovenstaande formule voor  $L_3$  is geldig voor een dun kleidek op het voorland, waarbij dus  $\lambda''$  is klein.

Voor het geval van een eindig voorland met een dik kleipakket moet voor de term  $\lambda''$  worden gesubstitueerd:

$\lambda'' \tanh(L_1/\lambda'')$ , waarin  $L_1$  is de voorlandbreedte.

Voor  $\lambda'' \gg L_1$  gaat deze vorm dan over in  $L_1$ .

Voor het geval het achterland een eindige lengte  $L_4$  heeft, waar een potentiaal  $\phi_a$  aanwezig is, wordt de breedte van de opdrijfzone bepaald met behulp van de iteratieve formule:

$$L_3^{m+1} = \frac{2D}{\pi} \operatorname{arccosh} \left( \sin \left\{ \frac{D(\phi_g - \phi_p) \cosh(L_4/\lambda') - (\phi_a - \phi_p) \left[ \frac{\pi\lambda''}{2D} + \operatorname{arcsinh} \left( \frac{\sinh((L_2 + L_3^m)\pi/2D)}{\cosh(L_3^m\pi/2D)} \right) \right] \right\} \right)^{-1} \quad [m] \quad (13.5)$$

Ook in deze formule moet bij een begrensd voorland  $\lambda''$  worden vervangen door  $\lambda'' \tanh(L_1/\lambda'')$ .

### C. Opdrijflengte bij instationaire stroming

In dit geval wordt alleen een analytische formule gegeven voor een plotselinge verhoging van de waterstand. Nu wordt een vergelijkbare formule voor de opdrijfzone als voor stationaire stroming aangehouden, echter met tijdsafhankelijke lekfactoren  $\lambda'_i$  en  $\lambda''_i$ .

$$L_i^{m+1} = \frac{2D}{\pi} \operatorname{arccosh} \left( \sin \left\{ \frac{D(\lambda_g - \lambda_p)}{\lambda'(\phi_r - \phi_g)} \left[ \frac{\pi\lambda''_i}{2D} + \operatorname{arcsinh} \left( \frac{\sinh((L_2 + L_i^m)\pi/2D)}{\cosh(L_i^m\pi/2D)} \right) \right] \right\} \right)^{-1} \quad (13.6)$$

met:

$$\lambda'_i = 1 / \sqrt{\left( \frac{1}{2c_{v,t}} + \frac{k'}{kD} \left( \frac{\coth(d' / \sqrt{2c'_{v,t}})}{\sqrt{2c'_{v,t}}} \right) \right)} \quad [\text{m}] \quad (13.7)$$

$$\lambda''_i = 1 / \sqrt{\left( \frac{1}{2c_{v,t}} + \frac{k''}{kD} \left( \frac{\coth(d'' / \sqrt{2c''_{v,t}})}{\sqrt{2c''_{v,t}}} \right) \right)} \quad [\text{m}] \quad (13.8)$$

Aangezien voor grote waarden van  $t$  beide  $\lambda_r$ -waarden naderen tot de bijbehorende stationaire waarden, wordt tenslotte ook de stationaire opdrijf lengte  $L_3$  gevonden. In de bovenstaande formule staat  $\phi_r$  voor  $H_0$ , de plotselinge verhoging van de rivierstand (ten tijde  $t = 0$ ).

Het moment van opdrijven na een plotse rivierstandsverhoging is nu ook tijdsafhankelijk. Er is een relatie tussen de plotse verhoging en de tijdsduur waarna opdrijven start. Met de volgende formule is die tijdsduur te bepalen.

$$\phi_k = \frac{L_2 + \lambda''_i + \lambda'_i}{\lambda'_i} \phi_g - \frac{L_2 + \lambda''_i}{\lambda'_i} \phi_p \quad [\text{m}] \quad (C27)$$

Hierin stelt  $\phi_k$  de benodigde rivierstandsverhoging voor om op tijdstip  $t$  het opdrijven te laten starten. Als de actuele sprong in de rivierstand  $\phi_r$  kleiner is dan  $\phi_k$ , dan treedt later opdrijven op. Is  $\phi_r$  echter kleiner dan  $\phi_k$ , voor iedere  $t$ , dan treedt er geen opdrijven op.

Bovenstaande formules voor instationaire stroming gelden alleen bij benadering voor een tijdsafhankelijke reactie op een plotse sprongbelasting. Omdat het probleem bij opdrijven niet-lineair wordt is het niet toegestaan een superpositie van meerdere sprongbelastingen, tezamen een hoogwatergolf vormend toe te passen.

## 14. Berekening consolidatie bij toepassing verticale drainage

De differentiaalvergelijking voor radiale consolidatie is:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_h \left( \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial u}{\partial r} \right) \quad (14.1)$$

$u$ = wateroverspanning	[Pa]
$t$ = tijd	[s]
$c_h$ = horizontale consolidatiecoëfficiënt	[m <sup>2</sup> /s]
$r$ = afstand tot hart drain	[m]
$z$ = hoogte	[m]

De consolidatiegraad  $U_r$  wordt gevonden uit de oplossing van deze vergelijking (lit. 12).

$$U_r = 1 - e^{-8T_h/\mu} \quad [-] \quad (14.2)$$

$$T_h = \frac{c_h \cdot t}{D^2} = \text{dimensieloze tijdparameter} \quad [-] \quad (14.3)$$

$\mu$ = drainfactor	[-]
$t$ = tijd	[-]
$D$ = diameter ontwaterde grondkolom	[m]

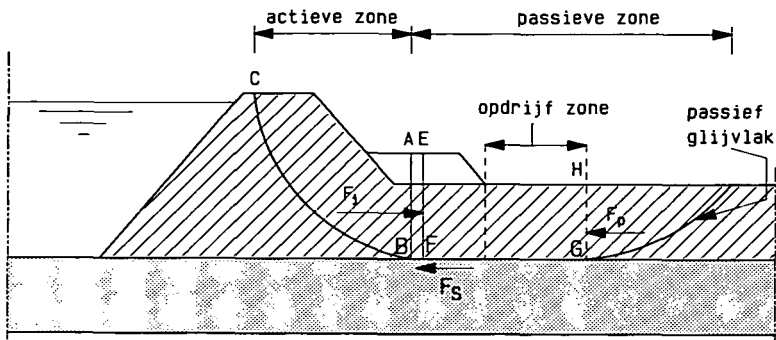
$$\mu \simeq \ln(n/s) + a \ln(s) - 0,75 + \pi z(l-z) \frac{k}{q_w} \left( 1 - \frac{a-1}{a(n/s)^2} \right) \quad [-] \quad (14.4)$$

$n = D/d$	[-]
$d$ = diameter drain	[m]
$a$ = verhouding doorlatendheid ongeroerde grond/smeerzone	[-]
$s$ = diameter smearzone/diameter drain	[m]
$l$ = lengte drain (c.q. halve lengte bij tweezijdige afstroming)	[m]
$z$ = diepte	[m]
$q_w$ = afvoercapaciteit drain	[m <sup>3</sup> /s]
$k$ = doorlatendheid grond	[m/s]

$$\text{Deze formule wordt wel benaderd door } \mu = \ln(n) - 0,75 \quad [-] \quad (14.5)$$

## 15. Vereenvoudigde berekening van de stabiliteit en de horizontale verplaatsingen bij opdrijven

De methode steunt op een analyse door middel van glijvlakken in de actieve zone en een separate evenwichts- en vervormingsberekening in de passieve zone. Beide zones zijn gekoppeld via de zogenaamde interlamelkracht  $F_i$ , zijnde het deel van de aandrijvende krachten dat niet door wrijving in de actieve zone kan worden opgenomen, zie figuur B15.1.



figuur B15.1

Verondersteld wordt dat in de actieve zone alle beschikbare schuifweerstand gemobiliseerd wordt als gevolg van de horizontale verplaatsing aan de teen. Voor een grondmoot ABC (figuur B15.1) wordt het evenwicht uitgeschreven. Een uitwendige, horizontale kracht  $F_i$  (de evenwicht makende interlamelkracht) zal moeten worden ingevoerd om de krachtenveelhoek te sluiten.

De gevonden sluitkracht moet zowel aan de evenwichtsvoorwaarden (stabiliteitscontrole) als aan de vervormingsvoorwaarden (vervormingscontrole) voldoen. Hiervoor wordt  $F_i$  op de moot EFGH losgelaten en worden beide genoemde controles uitgevoerd. Indien  $F_i$  groter is dan de maximaal mogelijke reactie, is de berm ontoereikend: de afmetingen ervan moeten worden gewijzigd en de berekening moet geheel of gedeeltelijk worden herzien.

De maximaal mogelijke reactie is samengesteld uit de:

- passieve gronddruk  $F_p$  aan het eind van de drukstaaf;
- schuifweerstand  $F_s$  langs het pleistoceen.

De interlamelkracht  $F_i$  wordt bovendien begrensd door de sterkte van de drukstaaf zelf.



## B. Berekening van de weerstandskrachten aan passieve zijde

Na het evenwicht van grondmoot ABC te hebben beschouwd, moet het evenwicht van grondmoot EFGH worden onderzocht. De aandrijvende kracht  $F_i$  moet evenwicht maken met de weerstandbiedende krachten  $F_s$  en  $F_p$ , welke als volgt kunnen worden bepaald:

### *Schuifkracht langs het pleistocene zand*

Voor de bepaling van de schuifkracht langs het pleistocene zand wordt de passieve zone (met uitzondering van de opdrijfzone, want daar is de schuifweerstand nul) verdeeld in een aantal lamellen. De schuifkracht in lamel  $i$  wordt dan:

$$F_{si} = L_i [c' + \sigma'_{vi} \tan(\phi')] \quad (15.2)$$

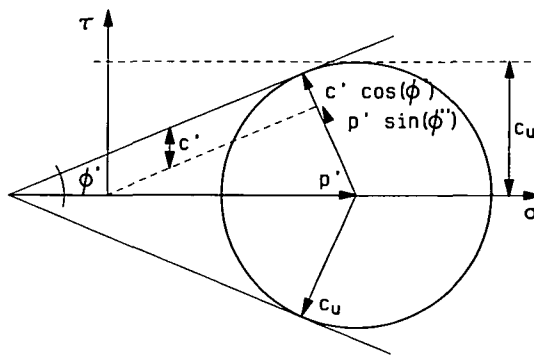
Voor de schuifparameters in bovenstaande vergelijking worden, afhankelijk van welke een minimum schuifweerstand opleveren, de waarden behorend bij het pleistocene zand of de waarden behorend bij het slappe lagenpakket ingevoerd.

De totale schuifkracht wordt gevonden door sommatie:  $F_s = \Sigma F_{si}$ .

### *Passieve weerstandskracht*

Gezien de snelheid waarmee opdrijven optreedt kan voor de berekening van de passieve weerstand worden uitgegaan van de ongedraineerde sterkte van de grond.

Deze ongedraineerde sterkte  $c_u$  komt overeen met de straal van de bezwijkcirkel van Mohr (figuur B15.3).



figuur B15.3



Er geldt:

$$c_u = c' \cos(\phi') + p' \sin(\phi') \quad [\text{kPa}]$$

waarin:

$$c' = \text{gedraineerde cohesie} \quad [\text{kPa}]$$

$$\phi' = \text{gedraineerde wrijvingshoek} \quad [^\circ]$$

$$p' = \text{gemiddelde hoofdkorrelspanning} \quad [\text{kPa}]$$

Als gemiddelde korrelspanning kan de korrelspanning  $p'_0$  van voor de belastingverhoging worden aangehouden

$$p'_0 = \frac{1}{2} (1 + K_0) \sigma'_{v0} \quad [\text{kPa}]$$

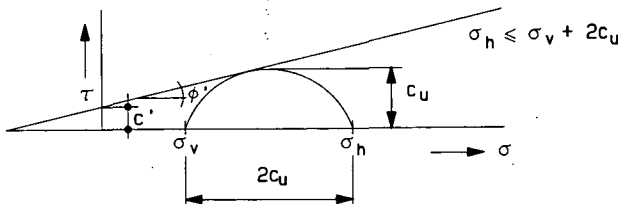
waarin:

$$K_0 = \text{de neutrale gronddrukcoëfficiënt} \quad [-]$$

$$\sigma'_{v0} = \text{de verticale korrelspanning in de nulsituatie} \quad [\text{kPa}]$$

$K_0$  heeft voor normaal geconsolideerde klei een waarde 0,5 à 0,7.

Indien verondersteld wordt dat aan de passieve zijde een spanningssituatie heerst met een horizontale en verticale hoofdspansingsoriëntatie, kan de horizontale korrelspanning maximaal gelijk zijn aan de verticale korrelspanning  $+ 2c_u$  (zie figuur B15.4).



figuur B15.4

Dit geeft de volgende uitdrukking voor de passieve weerstand:

$$F_p = (\gamma_n - \gamma_w) d^2 / 2 + 2c_u d + \gamma_w d^2 / 2 \quad [\text{kN/m}] \quad (15.3)$$

met  $c_u$  als voor bepaald uit cel- of triaxiaalproeven.

Indien voor het evenwicht van krachten meer dan de neutrale weerstand van de grond aangesproken wordt, dient naast een stabiliteitsanalyse ook een controleberekening ten aanzien van de vervorming te worden uitgevoerd. Indien voor het evenwicht een neutrale grondkracht toereikend is, is deze vervormingsberekening niet noodzakelijk. De neutrale weerstand kan berekend worden met de volgende uitdrukking:

$$F_n = (\gamma_n - \gamma_w) d^2 K_0 / 2 + \gamma_w d^2 / 2 \quad [\text{kN/m}] \quad (15.4)$$

### C. De vervormingsberekening

Voor de berekening van de vervorming wordt alleen de passieve zone in beschouwing genomen. In de actieve zone zullen tijdens opdrijven weinig bijkomende vervormingen ontstaan, omdat de belastingstoename door opdrijven in deze zone minimaal is. De vervorming van de passieve zone wordt veroorzaakt doordat tijdens opdrijven een toename van de horizontale belasting optreedt. De grootte van de vervorming wordt bepaald door de passieve zone in lamellen te verdelen, en per lamel de toename van de horizontale belasting te bepalen. De toename van de horizontale belasting op de lamellen in de passieve zone volgt uit het verschil van de normaalkrachten voor en na opdrijven.

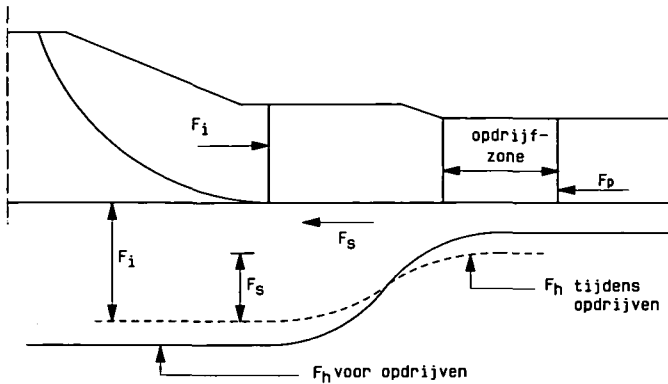
$$\Delta F_{hi} = F_{hi} - F_{0hi} \quad [\text{kN/m}] \quad (15.5)$$

waarin:

$$F_{hi} = \text{normaalkracht in lamel } i \text{ tijdens opdrijven} \quad [\text{kN/m}]$$

$$F_{0hi} = \text{normaalkracht in lamel } i \text{ voor opdrijven} \quad [\text{kN/m}]$$

De beide normaalkrachten kunnen worden bepaald door uit te gaan van de maximale interlamelkracht  $F_i$  in de situatie voor en na opdrijven en die, afhankelijk van de plaats van de lamel, te reduceren met de schuifspanningsafdracht naar het Pleistoceen. Door deze exercitie voor alle lamellen uit te voeren kan het normaalkrachtenverloop voor en na opdrijven bepaald worden (zie figuur B15.5). Hierbij wordt opgemerkt dat de normaalkracht voor opdrijven wordt bepaald bij een rivierwaterstand, die eens per jaar optreedt.



figuur B15.5

De samendrukking van lamel  $i$  kan, uitgaande van een vlakke vervormingssituatie, berekend worden met de volgende formulering:

$$\Delta L_i = (1 - \nu) \frac{\Delta F_{hi} L_i}{2G_i d} \quad [\text{m}] \quad (15.6)$$

waarin:

$\Delta F_{hi}$ = toename van de horizontaalkracht in lamel $i$	[kN/m]
$\Delta L_i$ = samendrukking van lamel $i$	[m]
$L_i$ = oorspronkelijke lengte van lamel $i$	[m]
$G_i$ = glijdingsmodulus ter plaatse van lamel $i$	[kPa]
$\nu$ = dwarscontractiecoëfficiënt (0,5 voor een ongedraineerde belastingssituatie)	[-]

Wanneer voor een ongedraineerde situatie een dwarscontractiecoëfficiënt  $\nu = 0,5$  wordt ingevuld, reduceert de bovenstaande formule tot:

$$\Delta L_i = \frac{\Delta F_{hi} L_i}{2G_i d} \quad [\text{m}] \quad (15.7)$$

De totale verkorting van de passieve zone wordt verkregen door sommatie van alle  $\Delta L_i$ .

$$\Delta L = \Sigma \Delta L_i \quad [\text{m}] \quad (15.8)$$

Opgemerkt wordt dat, wanneer de waterkering van een steunberm voorzien is, onder deze berm ook bij opdrijven nog een zekere belastingsafdracht naar het Pleistoceen mogelijk is. Afhankelijk van de afmetingen van de berm zal de belastingstoename in de drukstaaf afnemen en bij grote bermen zelfs tot nul reduceren. In dat geval zal de te verwachten vervorming van de drukstaaf ook nihil zijn.

De Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen werd door de Minister van Verkeer en Waterstaat ingesteld.

De commissie adviseert de minister omtrent alle technisch-wetenschappelijke aspecten die van belang kunnen zijn voor een doelmatige constructie en het onderhoud van waterkeringen, dan wel voor de veiligheid van door waterkeringen beschermde gebieden. Met vragen omtrent de inhoud van deze leidraad kan men zich wenden tot het werkorgaan van de commissie, ondergebracht bij de Dienst Weg- en Waterbouwkunde van de Rijkswaterstaat. Postbus 5044, 2600 GA Delft.