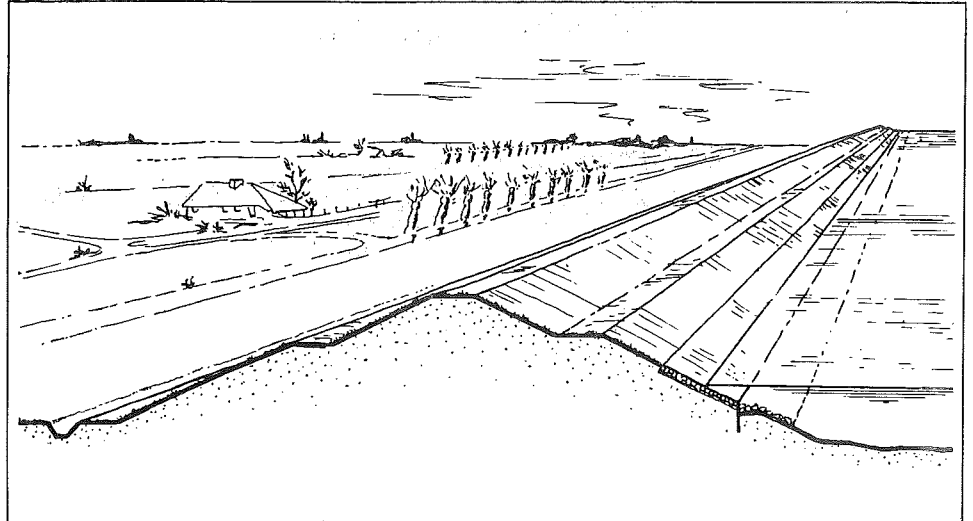
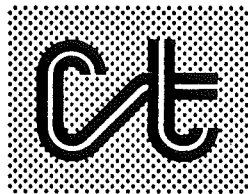


f 11





W A T E R K E R I N G E N

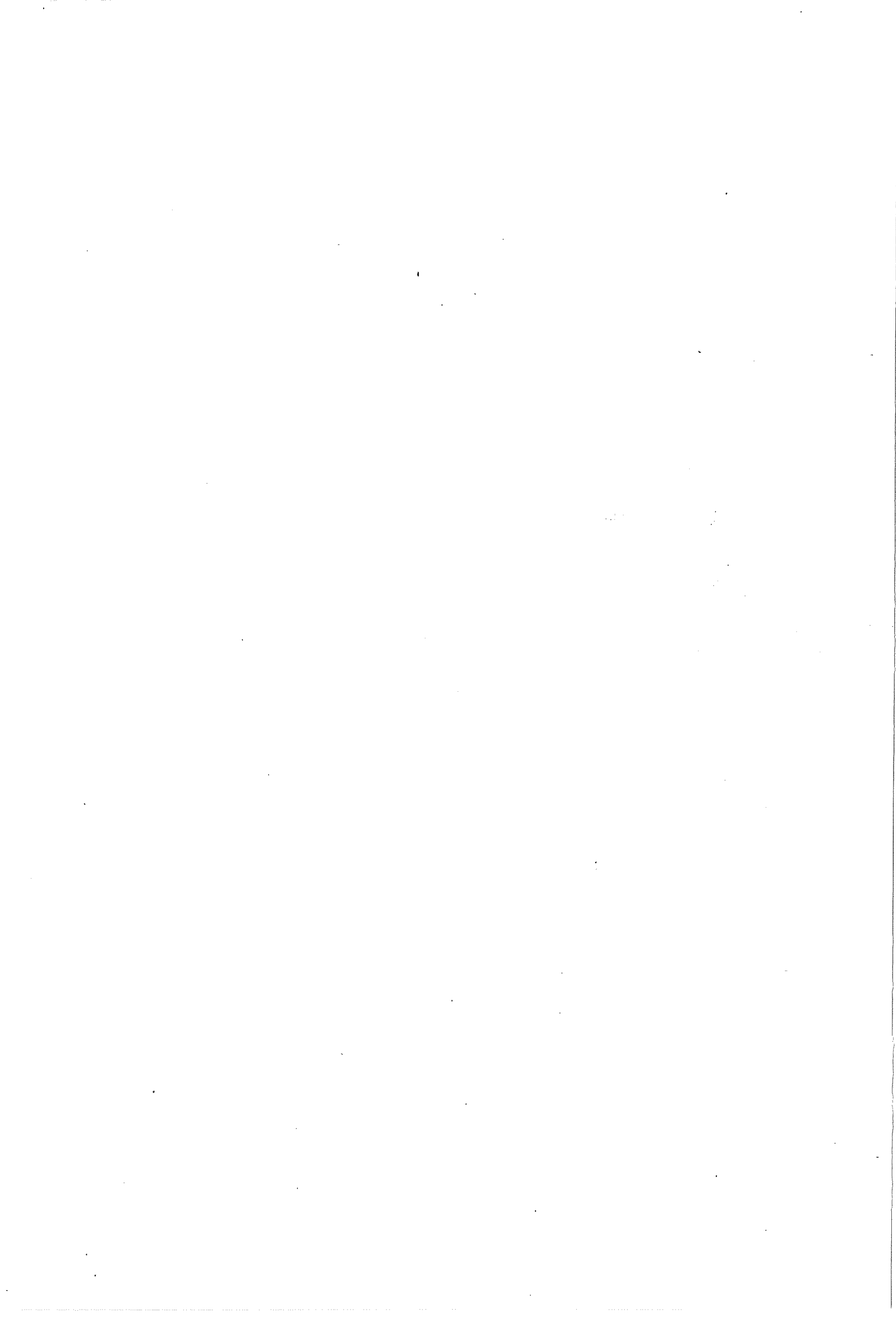
HANDLEIDING COLLEGE f11

onder redactie van

Prof.ir. J.F. Agema

Technische Hogeschool Delft
Afdeling der Civiele Techniek
Vakgroep Waterbouwkunde

uitgave april '82	3egew.dr. juni 1985		f11.K	653099					f 6,75
----------------------	------------------------	--	-------	--------	--	--	--	--	--------

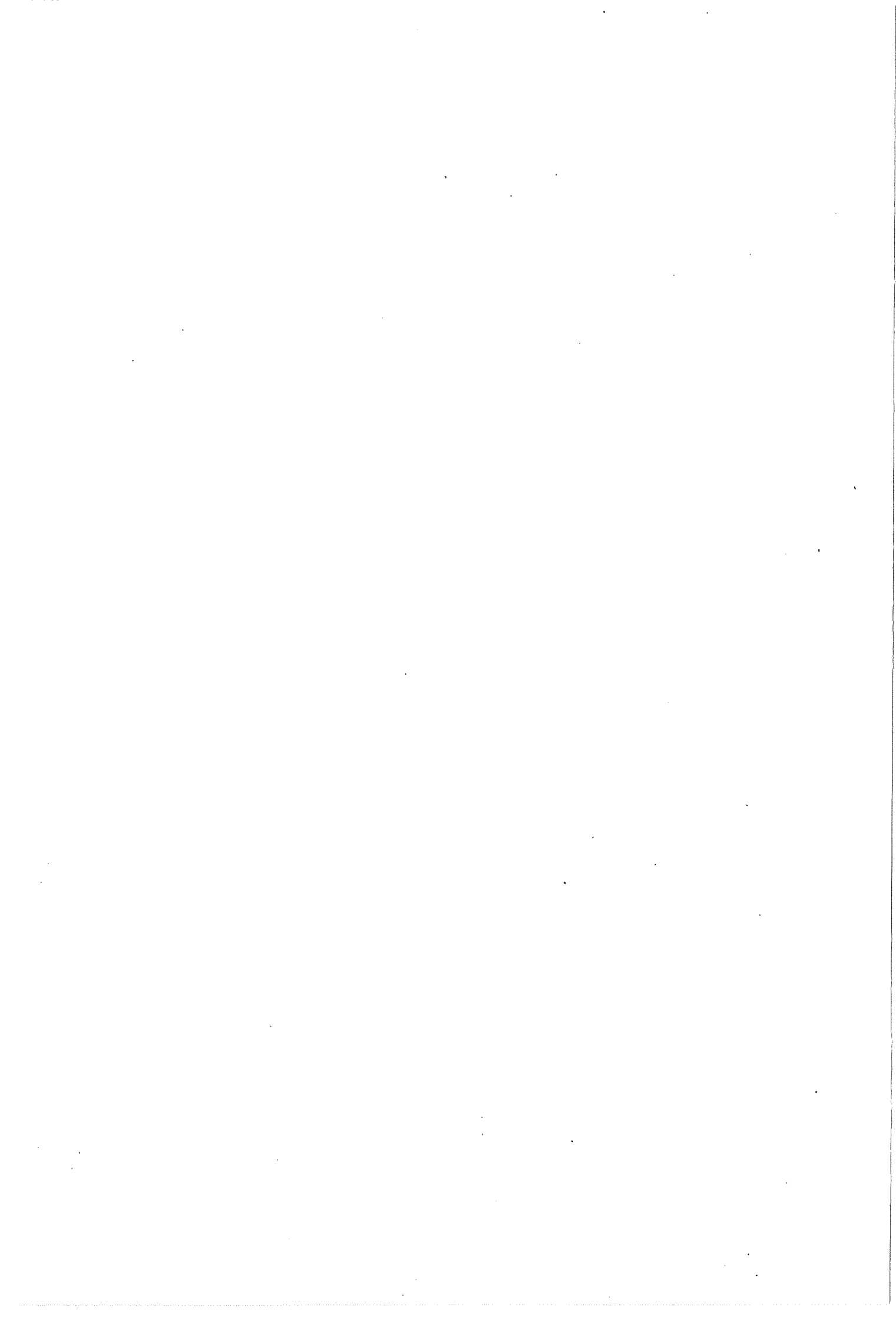


WATERKERINGEN

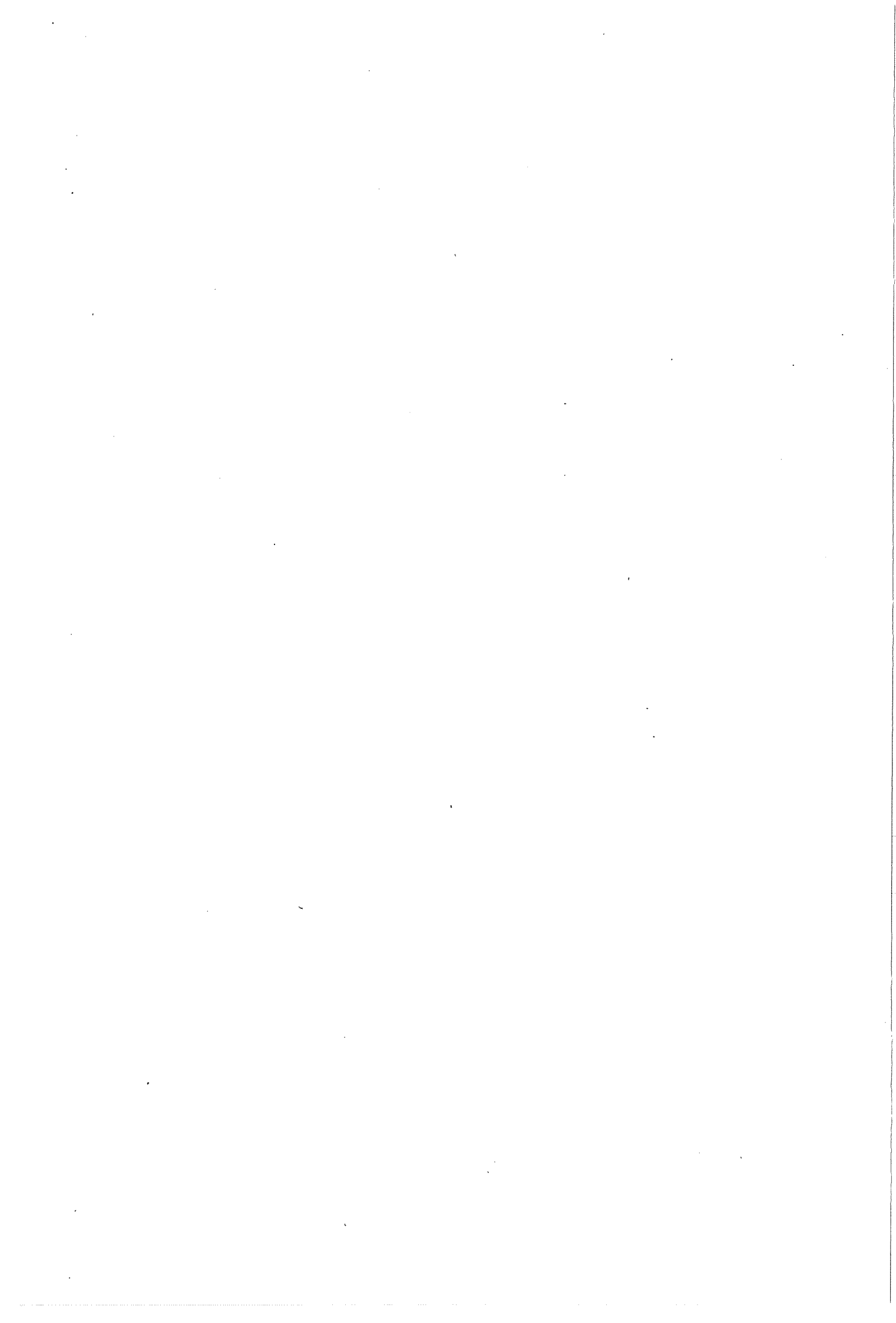
Naar het college van Prof.ir. J.F. Agema

Inhoud

	<u>blz.</u>
1. <u>Inleiding</u>	1
2. <u>Maatschappelijke en sociale aspecten van het risico</u>	9
2.1 Algemeen	9
2.2 Andere dan technische oorzaken, die kunnen leiden tot inundatie	10
2.3 Het maatschappelijk geaccepteerde risiconiveau	11
2.4 Econometrische berekening van het optimale risiconiveau	15
3. <u>Grenstoestanen</u>	18
3.1 Algemeen	18
3.2 Grenstoestand m.b.t. bezwijken	18
3.3 Grenstoestand m.b.t. duurzaamheid	22
3.4 Grenstoestanen in de bouwfase	23
3.5 Een bijzondere aanpak van grenstoestanen	23
3.6 De natuurrandvoorwaarden	24
3.6.1 Algemeen	24
3.6.2 Langdurig aanwezige waterstanen en waterstandsverschillen	25
3.6.3 Kortdurende waterstandsverhogingen	32
3.6.4 Zeer kortdurende waterstandswisselingen	37
3.6.5 Stroming	46
3.6.6 De beïnvloeding van de natuurrandvoorwaarden door menselijk ingrijpen en natuurlijke aanpassingen	46
3.7 Overzicht van de grenstoestanen	47
3.7.1 Inleiding	47
3.7.2 Grenstoestand overlopen	47
3.7.3 Grenstoestand overslag	48
3.7.4 Grenstoestand "erosie buitentalud"	50
3.7.5 Grenstoestand m.b.t. mechanische beschadiging van het buitentalud	57
3.7.6 Grenstoestand m.b.t. kwel	60
3.7.7 Grenstoestand m.b.t. lokale instabiliteit van het binnentalud	62
3.7.8 Grenstoestand m.b.t. totale instabiliteit van het binnentalud	64
3.7.9 Grenstoestand m.b.t. het opbarsten van afsluitende lagen	65
3.7.10 Grenstoestand m.b.t. interne erosie	65
3.7.11 Grenstoestand m.b.t. afschuiven	67
3.7.12 Grenstoestand m.b.t. kantelen	67
4. <u>Het belang van de geo-hydrologische situatie</u>	68
5. <u>Landschappelijke overwegingen</u>	71



	<u>blz.</u>
6. <u>Constructie-onderdelen</u>	73
6.1 Materialen voor de dijkbouw	73
6.1.1 Grond	73
6.1.2 Bekledingsmateriaal	74
6.2 Bekledingsconstructies	76
6.2.1 Steenbekledingen	78
6.2.1.1 Natuursteenbekleding	79
6.2.1.2 Kunststeenbekleding	81
6.2.2 Asfaltbekleding	84
6.3 Filterconstructies	87
6.4 Kwelscherm	89
6.4.1 Kwelscherm in een gegraven sleuf	89
6.4.2 Verdringingsconstructies	90
6.4.3 Geïnjecteerd scherm	91
7. <u>Het uitvoeringsprobleem</u>	93
8. <u>Het voorontwerp</u>	110
8.1 De ontwerpfilosofie	110
8.2 Alternatieve tracé's	115
8.3 Dwarsprofielen	116
8.4 De bepaling van de kosten	123
8.5 De voorlopige keuze	123
9. <u>Het definitieve ontwerp</u>	124
9.1 Het definitieve ontwerp	124
9.2 Dijkverzwaringen	125
10. <u>Voorbeeld van dimensionering</u>	129
Versterken van de Friese zeedijken	
11. <u>Literatuur</u>	151
<u>Appendix</u>	
Benamingen	
Dijkfuncties	
Foutenboom van een dijksectie	
Voorbeeldopgave	



WATERKERINGEN

Naar het college van Prof.ir. J.F. Agema

1. INLEIDING

De mens heeft gedurende eeuwen dijken aangelegd. Zowel ter bescherming tegen hoge waterstanden (stormvloed en z.) als voor de beheersing van water (reservoirs).

Een dijk kan worden gedefinieerd als een langgerekt lichaam, in hoofdzaak bestaande uit grond (klei, zand e.d.), dat water keert.

Dijkbouw is ingenieurskunst en -wetenschap, waarbij verschillende parameters een rol spelen, zowel bij het ontwerp en de uitvoering, als in de voltooide toestand.

Elke dijk is uniek, omdat zijn waterkerend vermogen en stabiliteit bepaald worden door variërende parameters, zoals:

- te vervullen functie(s)
- materialen en constructie van de dijk
- uitvoeringswijze en het toegepaste materieel
- uitwendige omstandigheden:
 - hydraulische-, hydrologische-, meteorologische-, geologische factoren, alsmede de bodemsamenstelling en geometrie
- het vereiste onderhoud.

Het is evenwel mogelijk met de huidige technologie verantwoord dijken te ontwerpen, bouwen en onderhouden. Dit geldt voor de ontwerpaanpak (methode) van de dwarsdoorsnede van de dijk en zijn onderdelen (bijv. bekledingen) en het alignement met de integratie van de uitvoeringstechniek. Hierbij wordt gebruik gemaakt van verkregen ervaring en de laatste jaren vooral van technisch wetenschappelijke evaluatie van het ontwerp in relatie tot de volgens het ontwerp aangelegde dijk.

Een belangrijk deel van de kennis is ontleend aan de historie van de dijkbouw, waarin aan het einde van de 19e eeuw het dijkontwerp en de uitvoeringstechniek sterk is ontwikkeld. Oudere ontwerpen waren gestoeld op praktische ervaring, waarbij de principes van de mechanica in beperkte mate werden toegepast.

Het huidige concept van dijken in Nederland heeft zijn oorsprong rond het jaar 1000. Waarschijnlijk zijn de eerste dijkachtige werken gebouwd door de Romeinen, en wel voor kleine scheepvaartkanalen en de aanleg van wegen, welke in feite een ander doel dienen.

Hoogwaterkerende dijken langs de Loire zijn aangelegd in het jaar 821. In delen van Engeland en Duitsland begon de aanleg van dijken, evenals in Nederland, rond het jaar 1000.

Het dwarsprofiel van dijken is in het algemeen trapeziumvormig. Doch de ervaring, die werd opgedaan tijdens de bouw en tijdens het onderhoud, heeft een grote rol gespeeld in de evolutie van de vormgeving der waterkeringen. En omdat de wijze, waarop het water de dijken aanvalt, niet overal dezelfde is, variëren de gekozen bouwwijzen van plaats tot plaats.

De Noordhollandse en Friese dijken waren blootgesteld aan golfaanval over een relatief kleine verticale zône. Dit in tegenstelling tot de Zeeuwse dijken, waar door de grotere getijverschillen een meer gespreide golfaanval optrad.

Als gevolg van de meer geconcentreerde golfaanval tijdens stormvloed langs de Hollandse dijken, ontstond veelal afslag met een steil voorvlak, wat ertoe geleid heeft, dat steile verdedigingsconstructies ontstonden.

De ontwikkeling vangt aan met een "slikkerdijk" (1300), bestaande uit een stapeling bonken vette klei begroeid met wier of zeegras aan de zeezijde van een aarden lichaam. Een beschrijving vindt men in het Tractaet van Dijckagie (+ 1578).

Als variant hierop werd ter verdediging van het buitentalud een wierriem aangebracht. Zeewier vormde door het eigen gewicht en broei een vast geheel.

Voorts werden houten paalschermen als verdediging toegepast, doch na de verschijning van de paalworm (ca. 1730) werden deze vernield. Noodgedwongen paste men daarna op de Noordhollandse en Friese dijken flauwere belopen met steenbekleding toe.

In Denemarken koos men een andere oplossing. Kenmerkend is een met steen verdedigd steil onderbeloop en een flauw bovenbeloop.

Dit type dijk komt ook veel voor langs de Friese Zuiderzee- (thans IJsselmeer) kust en langs de Lauwerszee.

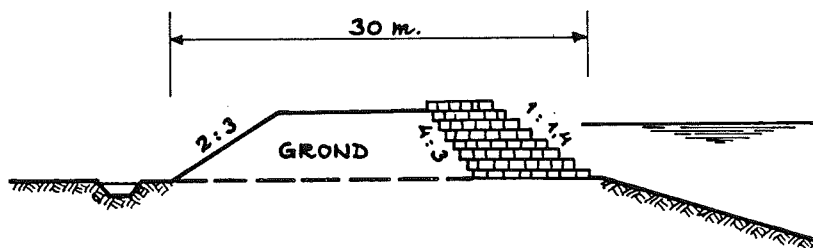


Fig. 1.1 Profiel van een slijk- of slikker-dijk, volgens Vierlingh (+ 1578), verdedigd met wier- of graszoden

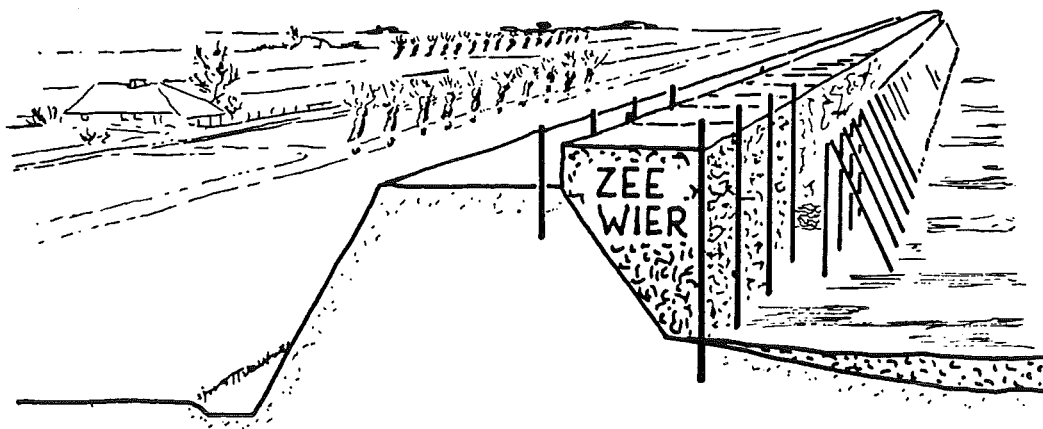


Fig. 1.2 Wierdijk versterkt met een paalwerk en een bescherming van krebblingen langs de voet; de achtergrond een primitieve verankering

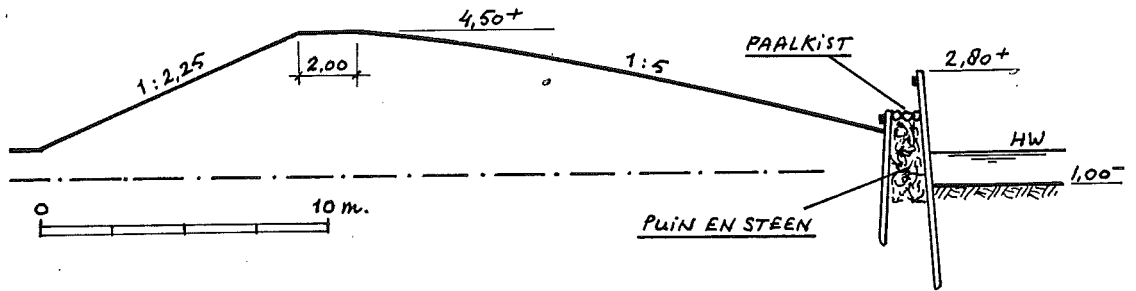


Fig. 1.3 Dijk met paalkist

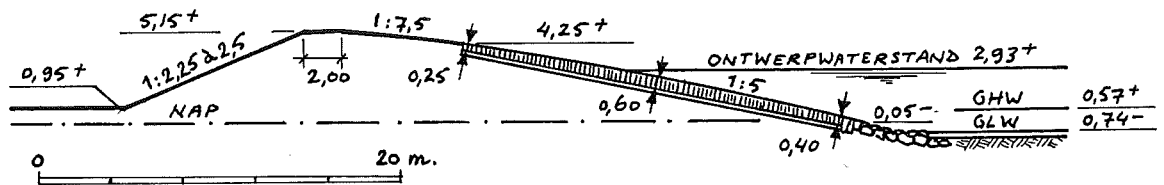


Fig. 1.4 Zeedijk met steenglooiing van ongelijke dikte

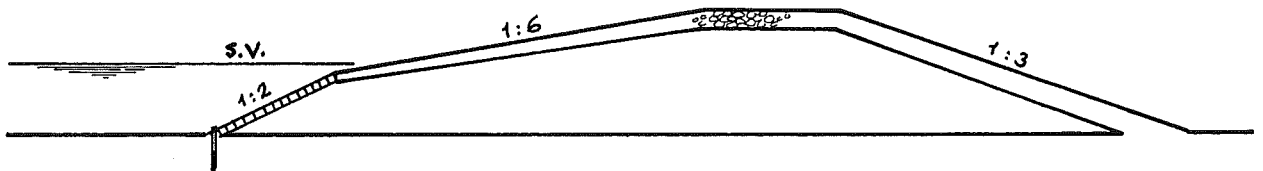


Fig. 1.5 Deense dijken

In Zeeland verliep de ontwikkeling weer anders. De oorspronkelijk uit grond opgebouwde dijken waren onbeschermd. Sedert de 11e eeuw begon men de Zeeuwse kleidijken te voorzien van een goede grasmat, welke

brede toepassing vond tot in de 18e eeuw. Later werd op het in de getijzone gelegen beloop van de dijk stro of soms riet (krammat) of rijshout (rijsbeslag) aangebracht. Weer later werden deze van een steenbestorting voorzien. Hieruit is de steenbekleding voortgekomen. In Zeeland is men tijdens de 19e eeuw overgegaan tot het toepassen van een buitenberm om de golfloop tijdens storm te beperken. In het Verre Oosten zijn weer geheel andere dijkontwerpen gebruikelijk. Ter illustratie is in fig. 1.6 een oude Japanse "zeemuur" weergegeven. Een zekere overeenkomst vertoont de oude "zeemuur" te Vlissingen (fig. 1.7).

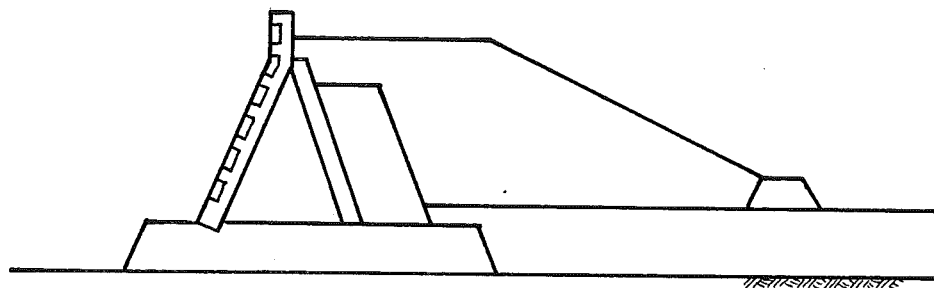


Fig. 1.6 Oude Japanse "zeemuur"

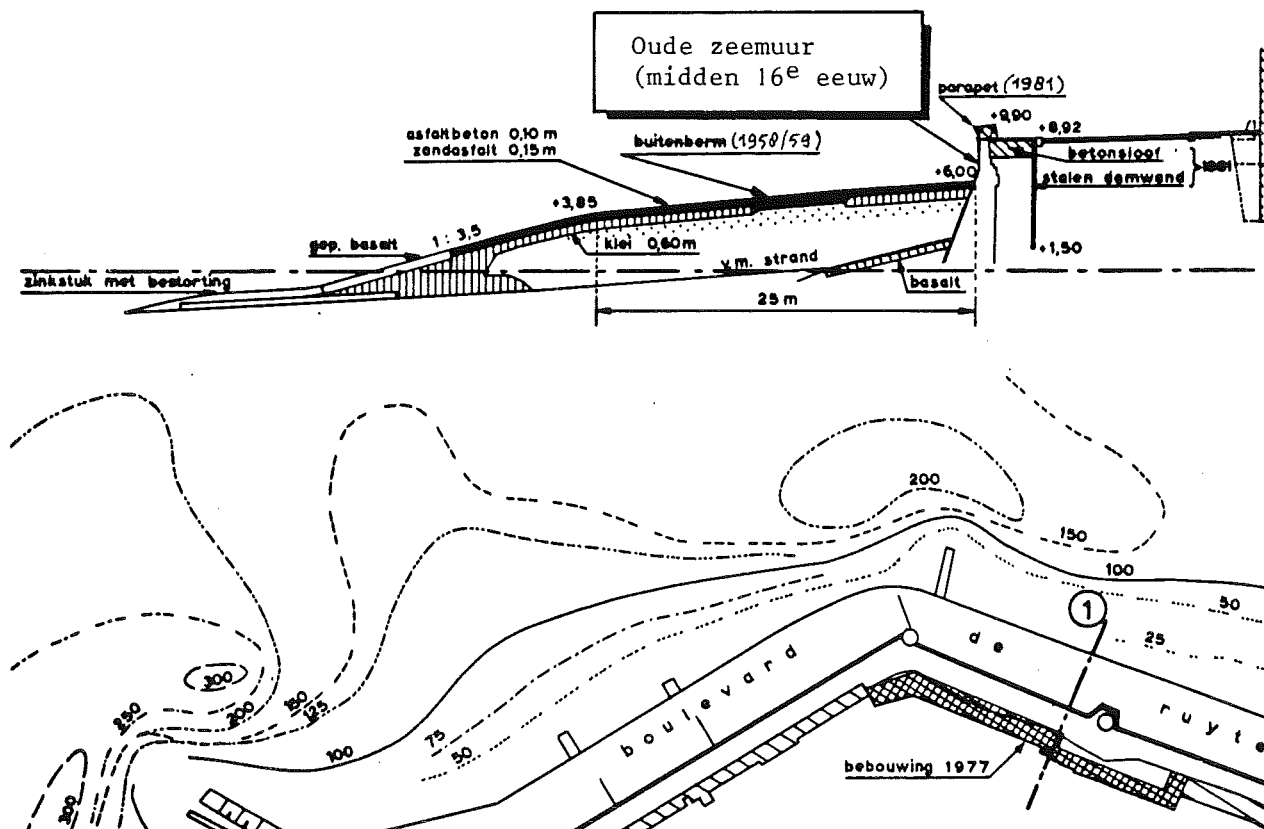


Fig. 1.7 Deltaverzwaren Boulevard de Ruyter te Vlissingen

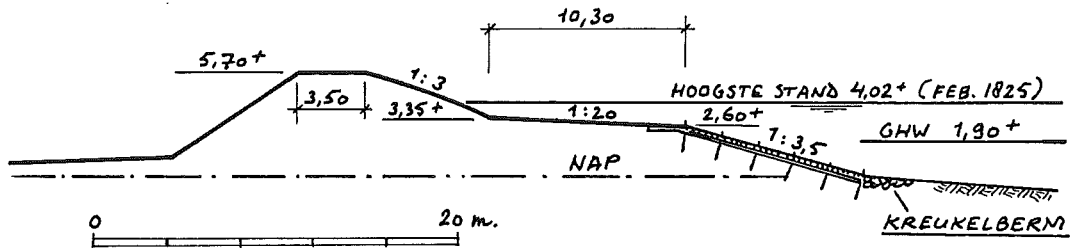


Fig. 1.8 Zeedijk met buitenberm in Zeeland

De ontwikkeling van de rivierdijken is inherent aan het eigen karakter van het gebied. Het feit dat een rivier al of niet vlechtend is, voorts de hoger of lager gelegen gronden, bepalen het karakter van de rivierdijk.

De, voor bewoning geschikte, hoger gelegen gebieden (oeverwallen) vormden de aanzet tot het aanleggen van de dijken.

De dijkhoogte werd voornamelijk bepaald door de hoogste bekende waterstand. Het gevolg was, dat bij een volgende hoogwatergolf, door de verminderde waterberging, de waterstanden op de rivier hoger werden. De groei van de dijken is in oude dwarsprofielen van rivierdijken duidelijk te zien. De dijken vormden n.l. tevens de verbindingswegen tussen de verschillende woonkernen langs de rivier. De verhardingen (grind, puin) zijn in de oude dijken terug te vinden (fig. 9).

De in hoogte steeds "groeïende" dijken werden op een gegeven moment zo hoog, dat voortaan niet alleen voor overstrooming, maar ook voor de stabiliteit van de dijk gevreesd moest worden. In deze richting wijzen de steunbermen langs de rivierdijken, die vooral na de ramp van 1860 op vele plaatsen zijn gerealiseerd (fig. 10).

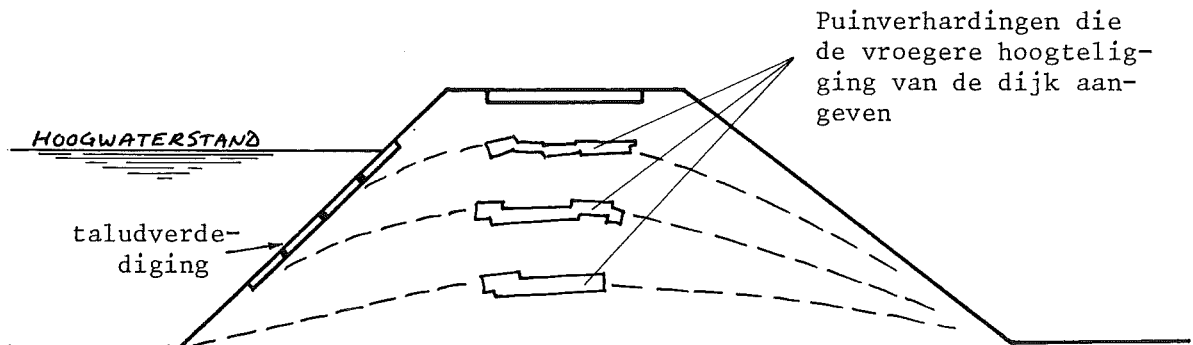


Fig. 1.9 De aanwezigheid van oude wegverhardingen in het dijklichaam toont het in de hoogte groeien der rivierdijken

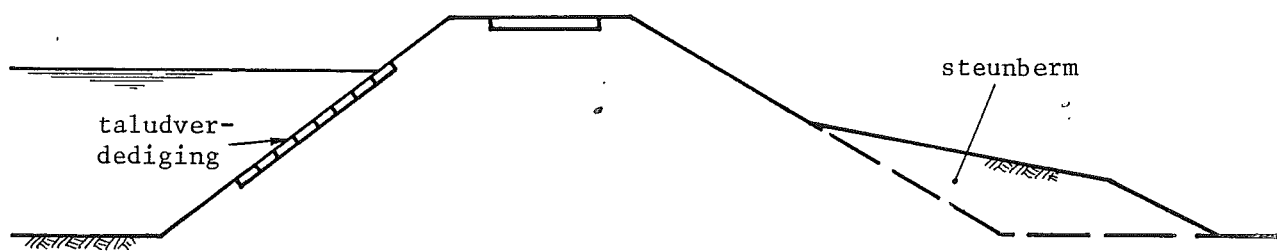


Fig. 1.10 Een steunberm verzekert de stabiliteit van het binnentalud van een rivierdijk

Ondanks de geschetste ontwikkeling zijn in het verleden vaak dijken doorgebroken en werden grote delen van het land overstroomd. Het ontbreken van een gegronde kennis van de hydraulische en grondmechanische fenomenen, die aanleiding waren tot de rampzalige gebeurtenissen, was veelal de oorzaak; men bouwde voort op onbegrepen ervaring. Ook onvoorziene reacties van de natuur op het menselijk ingrijpen, zoals opslibbing, erosie etc. veroorzaakten problemen, die de technische mogelijkheden van de tijd te boven gingen. Tevens speelde verwaarlozing van het onderhoud der waterkeringen een rol. In tijden van twisten of economische neergang kreeg het onderhoud onvoldoende aandacht, met name als de herinnering aan de laatst opgetreden overstroming vervaagde. Een voorbeeld hiervan is het verlorengaan van de Grote Waard (nu Biesbosch) tijdens de Elisabethsvloed 1421.

In recente historie zijn rampen steeds aanleiding geweest tot grote ontwikkelingen op waterbouwkundig gebied. Zo gaf de watersnoodramp van 1916 de stoot tot de aanleg van de afsluitdijk. Voor het eerst werd nu ook gekozen voor een wetenschappelijke aanpak. Onder leiding van Prof.dr. H.A. Lorentz werd de studie van getijstromingen en de beïnvloeding daarvan door de te bouwen dijk fundamenteel benaderd. Ook het verschijnsel van de golfoploop werd nader geanalyseerd. Bij het vaststellen van de kruinhoogte van de afsluitdijk baseerde de Commissie Lorentz zich nog op de hoogst waargenomen stormvloed, conform een oude vuistregel. Hierin kwam eerst ontwikkeling, toen na de watersnoodramp van 1953 de Deltacommissie werd ingesteld. Verder bouwend op het werk van ir. Wemelsfelder, die een statistische wetmatigheid had ontdekt in het optreden van hoge stormvloedstanden, ging men over tot het d.m.v. extrapolatie vaststellen van extreme stormvloedstanden. Deze extreme waterstanden vormen nu de grondslag voor het ontwerp der Deltawerken, die de Nederlandse kustlijn nog verder verkorten.

Naast de ontwikkelingen op waterbouwkundig gebied, droeg ook de vooruitgang op het terrein der grondmechanica bij aan het begrip van het gedrag van dijken in diverse belastingssituaties. De vooruitgang in de dijkbouw wordt steeds gekenmerkt door de ontwikkeling van de technische mogelijkheden die op zekere tijd ter beschikking waren. Zo ving men eerst de droogleggingen aan nadat de bovenkruier was uitgevonden (+ 1650) en werd de drooglegging van de Haarlemmermeer o.a. mogelijk door de toepassing van de eerste stoomgemalen (Cruquius 1849). Het volledig tot ontwikkeling komen van de stoommachine als krachtbron voor sleepboten, zuigers en kranen was een randvoorwaarde voor het slagen van de bouw van de afsluitdijk en de Zuiderzeewerken. Het steeds goedkoper worden van energie door de intrede van aardolie en de dieselmotor weerspiegelt zich in de ontwikkeling van de dijkprofielen van de Deltawerken. Het spuiten van zand is niet langer een knelpunt.

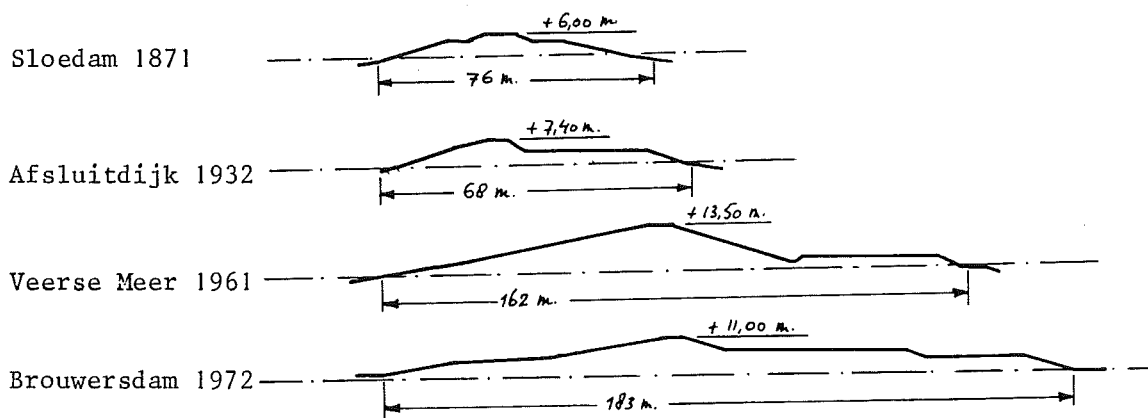


Fig. 1.11 Ontwikkeling van dijkprofielen

Teneinde meer continuïteit te verkrijgen in de ontwikkeling van de dijkbouw, heeft de Minister in 1965 een commissie ingesteld met een meer permanent karakter dan de voorgaande commissies: de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (T.A.W.).

Een geheel nieuw element komt in de jaren zestig naar voren. Dan gaan ook landschappelijke en milieuoverwegingen een rol spelen in het ontwerp van waterkeringen. In 1975 wordt de Commissie Becht ingesteld om de wenselijkheid van technisch "noodzakelijke" doch landschappelijk weinig fraaie dijkverhogingen te bestuderen.

In dit kader past ook een beveiliging door de bouw van een z.g. stormvloedkering, welke normaal het getij doorlaat, doch waarvan de openingen tijdens stormvloed worden gesloten. Voorbeelden zijn: Hollandse IJssel, Oosterschelde en Eider (B.R.D.).

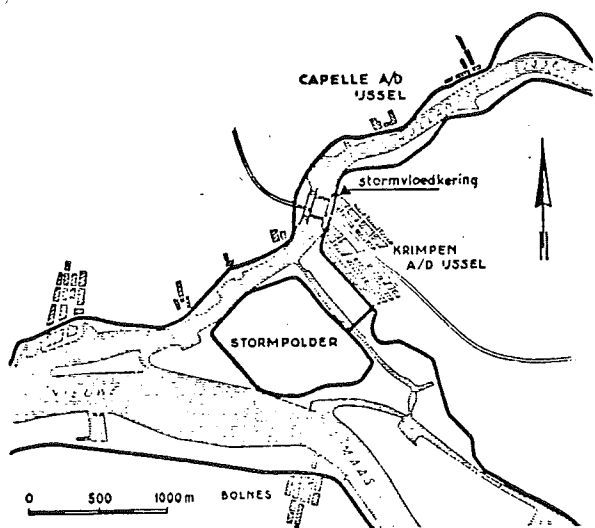
De graad van belangrijkheid van dijken varieert van land tot land en van regio tot regio, doch in elk geval moet de stabiliteit en duurzaamheid prevaleren. De dimensionering van de huidige dijken is gebaseerd op sociaal-economische en psychologische factoren en gestoeld op technische evaluatie en risico-analyses.

Een kostenoptimalisatie, alleen gebaseerd op hoogte en constructiekosten versus onderhoud, is niet zinvol.

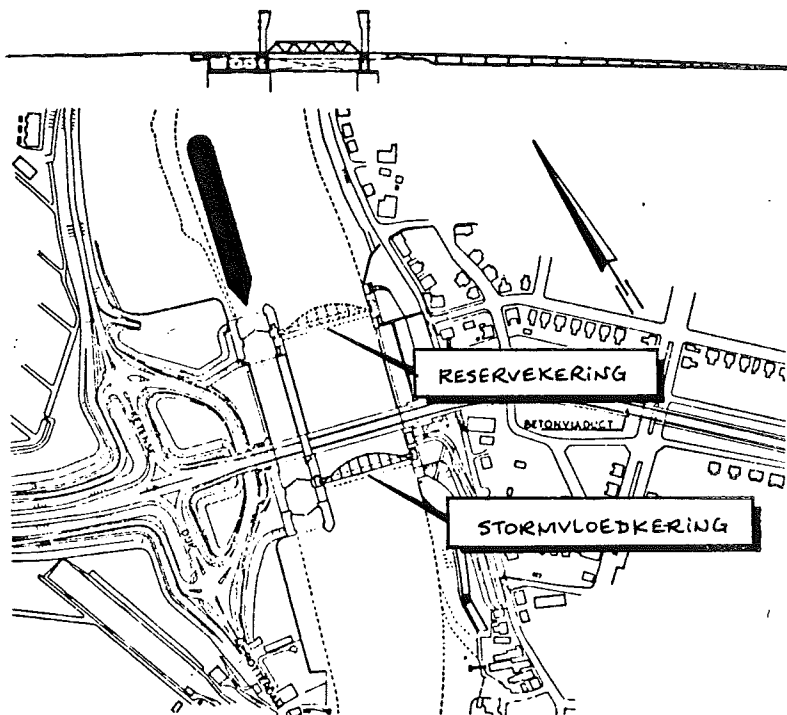
Immers het waterkerend vermogen en de geaccepteerde kans op falen worden bepaald door voorwaarden zoals te beschermen mensenlevens, land, industriële vestigingen enz.

De evaluatie van de ontwerpcriteria (belastingen) en de beschikbare informatie is van het grootste belang voor het ontwerp, de uitvoering en het onderhoud van een dijk.

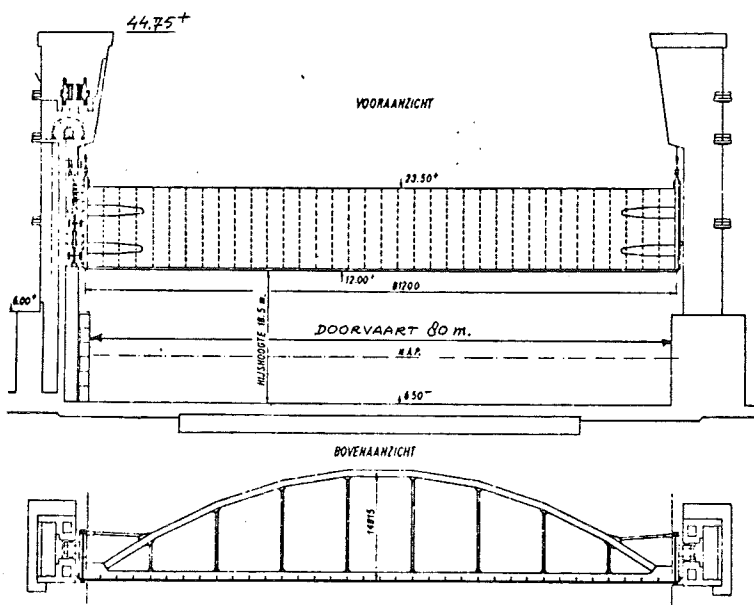
De aanpak, welke in dit college zal worden gevolgd gaat uit van de aspecten: dimensionering, ontwerp, uitvoering en onderhoud. Elk van deze aspecten zal worden behandeld, waarbij rekening zal worden gehouden met sociaal-economische en psychologische factoren m.b.t. de dijk en zijn locatie.



Situatie



Situatie met zeeschip voor de sluis.



Overzicht van de schuif.

De Stormvloedkering in de Hollandsche IJssel

2. MAATSCHAPPELIJKE EN SOCIALE ASPEKTEN VAN HET RISICO

2.1 Algemeen

Het doel, dat de ingenieur bij het ontwerpen van een waterkering voor ogen staat, is het beveiligen van het achtergelegen land tegen wateroverlast en overstroming.

Ook al is het onmogelijk het achtergelegen land volledig te vrijwaren voor overstromingen, toch dient de kans op een kalamiteit tot een aanvaardbaar laag niveau te worden teruggebracht.

Hoewel definities van het risicobegrip wetenschappelijk omstrede zijn, wordt in dit college de volgende precisering van het risico gebruikt.

$$\text{risico} = \text{kans} \times \text{gevolg}$$

Wat zijn nu de dimensies van risico?

De kans is dimensieloos. Vaak wordt echter de kans vervangen door een frequentie, het aantal gebeurtenissen per tijdseenheid. In veel gevallen kiest men voor de tijdseenheid jaren.

Het gevolg is complexer en kan bestaan uit materiële schade, verlies van toekomstig inkomen, gewonden en doden. Het gevolg is dus meerdimensionaal, hetgeen problemen geeft bij de toepassing van het risicobegrip.

Dit probleem van de meer-dimensionaliteit van het gevolg wordt meestal opgelost door alle dimensies op één na te verwaarlozen.

In het Delta-rapport (lit. 2.) is op deze wijze het gevolg van een overstroming van Centraal-Holland beperkt tot de materiële schade uitgedrukt in guldens. Vervolgens is aangetoond, dat via een vergelijking van de kosten van een verhoging van de dijk met de contante waarde van de daardoor verkleinde rampschade-verwachting een economisch optimaal risiconiveau valt aan te wijzen.

Een dergelijke benadering, waarbij alleen aandacht wordt geschonken aan het materiële aspect van het gevolg van een overstroming stuit op ethische en maatschappelijke bezwaren.

De keuze van een normniveau voor het te aanvaarden risico vormt het onderwerp van maatschappelijke discussie. In de volgende paragraaf zal op deze problematiek worden ingegaan.

Echter ook zonder kennis van het normniveau van het te aanvaarden risico, kunnen alle oorzaken, die bijdragen tot het inundatiegevaar, in hun onderlinge verband worden geanalyseerd.

De oorzaken zijn in twee hoofdcategorieën te verdelen:

1. technische aspecten, die het gedrag van de constructie bepalen,
2. al of niet opzettelijk menselijk falen.

In onderstaande figuur is schematisch aangegeven op welke wijze, met behulp van de foutenboomtechniek, de verbanden kunnen worden gelegd.

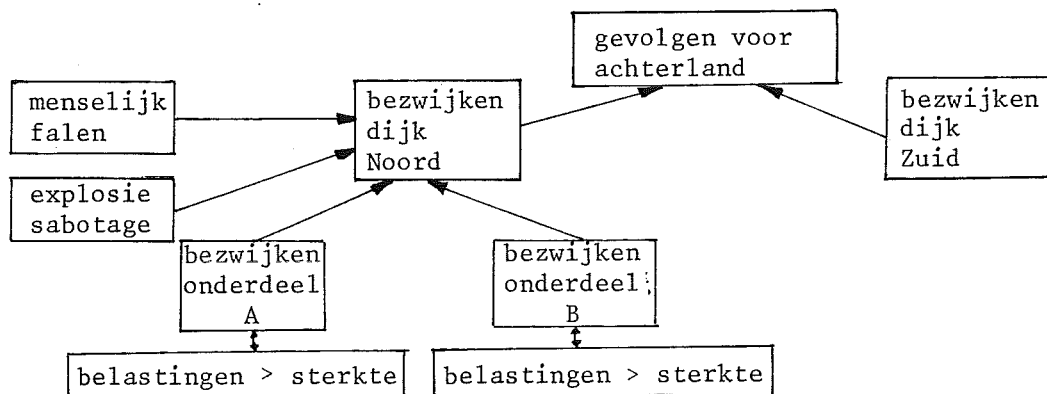


Fig. 2.1 Risico-analyse van een door dijken beschermd gebied met behulp van de foutenboomtechniek.

Bij de risico-analyse van een door dijken beschermd gebied dient allereerst een overzicht te worden opgesteld van alle mogelijke oorzaken en omstandigheden, die kunnen leiden tot het niet functioneren van één der waterkeringen en de daaruit voortvloeiende bedreiging voor het achterliggende land.

In dit overzicht worden door middel van een foutenboomanalyse de causale verbanden vastgelegd (zie figuur 2.1).

Tenslotte zou men, nadat de waarschijnlijkheden van de diverse ongewenste gebeurtenissen zo goed mogelijk zijn bepaald, de kans op inundatie van het achterland kunnen benaderen en vergelijken met een eventueel te kiezen normniveau. Helaas is de wetenschap nog niet zover gevorderd.

Van groot belang is het totale systeem van een polder met omringende dijken diepgaand in zijn samenhang te analyseren. Het verworven inzicht zal de ontwerper in staat stellen de technische aspecten in een breder kader te beoordelen.

Het is immers in de eerste plaats de taak van de ingenieur ervoor te zorgen, dat het technische aspekt-systeem geen overheersende bijdrage levert aan de totale kans op inundatie. Het technisch aspekt vormt in de foutenboom het voor ieder onderdeel terugkerende element "belasting groter dan sterkte".

In hoofdstuk 3 e.v. zal aan dit technische aspekt ruime aandacht worden geschonken.

2.2 Andere dan technische oorzaken, die kunnen leiden tot inundatie

Naast gebeurtenissen, die hun oorsprong vinden in het technische aspekt-systeem en die in de volgende hoofdstukken uitvoerig aan de orde zullen komen, kunnen ook andere oorzaken aanleiding zijn tot het onderlopen van de polder (zie fig. 2.1).

Behalve de geaccepteerde kans op het falen van correct gedimensioneerde onderdelen, onderscheidt men nog twee categorieën van oorzaken van ongewenste gebeurtenissen.

Deze twee categorieën zijn:

1. grove nalatigheid
2. overmacht

Bij grove nalatigheid is sprake van opzettelijk; danwel onopzettelijk onzorgvuldig gedrag van verantwoordelijk personeel. Er zijn verder drie niveau's te onderscheiden waarop grove nalatigheid de veilige taakvervulling van een constructie nadelig kan beïnvloeden.

Ten eerste kan onzorgvuldigheid bij de vaststelling van de randvoorwaarden en het ontwerp een constructie opleveren die niet op zijn taak berekend is.

Ten tweede kan grove nalatigheid tijdens de bouw van de constructie de sterkte van een onderdeel verminderen op een wijze, die buiten de verantwoordelijkheid van de ontwerper valt.

Ter illustratie dient het volgende voorbeeld van opzettelijk onzorgvuldig gedrag:

Bij de bouw van een betonbrug raakt de stortploeg tijdens de laatste stort voor Kerstmis zonder cement. Omdat het personeel naar huis wilde werd de bekisting, gevuld met schrale beton, afgewerkt met een laagje gewone beton. Uiteraard bezweek de brug.

Ten derde kan grove nalatigheid bij de bediening of het onderhoud van de voltooide constructie de aanleiding zijn tot onverwacht falen.

Een voorbeeld van onopzettelijk onzorgvuldig gedrag bij de bediening van een voltooide constructie:

Tijdens de zomer is de samenstelling van de ploeg, die de coupure in een havendijk afsluit, gewijzigd. Door een misverstand wordt de nieuwe voorman niet op de hoogte gesteld van een naderende stormvloed. De polder stroomt onder.

Hoewel een ontwerper niet verantwoordelijk gesteld kan worden voor de gevolgen van onzorgvuldig gedrag van anderen, toont met name het voorbeeld van de coupure aan, dat bij de keuze van een bepaald ontwerpalternatief de gevolgen van eventueel onzorgvuldig gedrag van de beheerder of de gebruiker van de constructie kunnen worden beperkt.

De mate waarin de keuze van een alternatief de kans op een ongewenste gebeurtenis ten gevolge van onzorgvuldige bediening of onderhoud vergroot, volgt onmiddellijk uit een foutenboom-analyse.

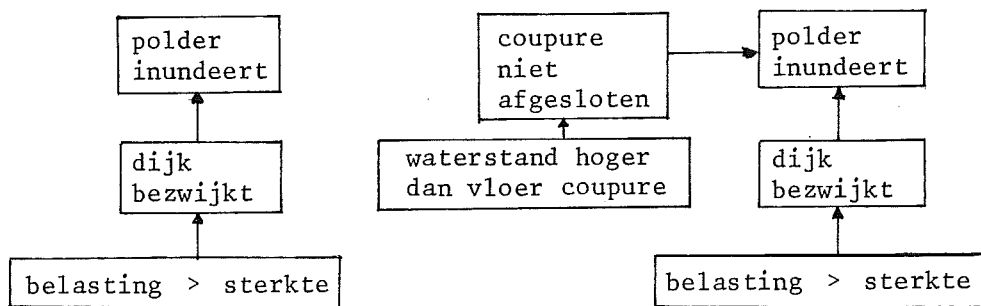


Fig. 2.2 De vergroting van de kans op overstrooming t.g.v. de toepassing van een coupure.

Onder overmacht verstaat de wet in Nederland gebeurtenissen, die niet voortvloeien uit grove nalatigheid of onzorgvuldigheid, zoals meteoriet- en blikseminslag, oorlogshandelingen, aardbevingen, sabotage etc.

Hoewel het onderscheid duidelijk lijkt, is enige oplettendheid vereist, omdat hetgeen als overmacht beoordeeld wordt, kan variëren met tijd en plaats.

Een stormramp van de omvang van 1953 zou door de mensen, die rond 1600 de Lage Landen aan de zee bevolkten, zeker als overmacht gekwalificeerd zijn. Doch als een stormvloed van dit niveau in 1980 optreedt met ernstige gevolgen, dan zal dit zeker resulteren in een beschuldiging van grove nalatigheid aan het adres van de beheerder. Gebeurtenissen met een herhalingstijd, die veel langer is dan een mensenleven, rangschikt men gemakkelijk onder overmacht.

Indien een fenomeen met ernstige consequenties zich echter enkele malen binnen een mensenleeftijd herhaalt en het binnen het technisch en economisch vermogen van een samenleving ligt zich ertegen te beschermen, zal een beroep op overmacht worden afgewezen.

In het gebied tussen de beide uitersten is het oordeel moeilijk.

2.3 Het maatschappelijk geaccepteerde risiconiveau

Het leven dwingt de mens voortdurend een compromis te zoeken tussen nagestreefde voordelen en de daaraan verbonden risico's. Zolang deze afwegingen niet verder reiken dan de persoonlijke sfeer, worden ze in het algemeen snel gemaakt. De mate van risico die een individu

accepteert, hangt onder meer af van zijn leeftijd en zijn persoonlijke instelling, doch ook de volgende factoren spelen een rol:

1. de mate, waarin het risico vrijwillig wordt geaccepteerd; persoonlijke vermijdbaarheid van het risico,
2. de herkenbaarheid van het risico,
3. het persoonlijk voordeel, verbonden aan het trotseren van het risico,
4. het maatschappelijk voordeel, verbonden aan het trotseren van het risico,
5. de maatschappelijke mogelijkheden om het risico te beperken,
6. de historische achtergrond van het risico (herhalingsstijd).

Een poging om tot een theoretische ordening van de beoordelingsvariabelen te komen is gegeven in fig. 2.3.1.

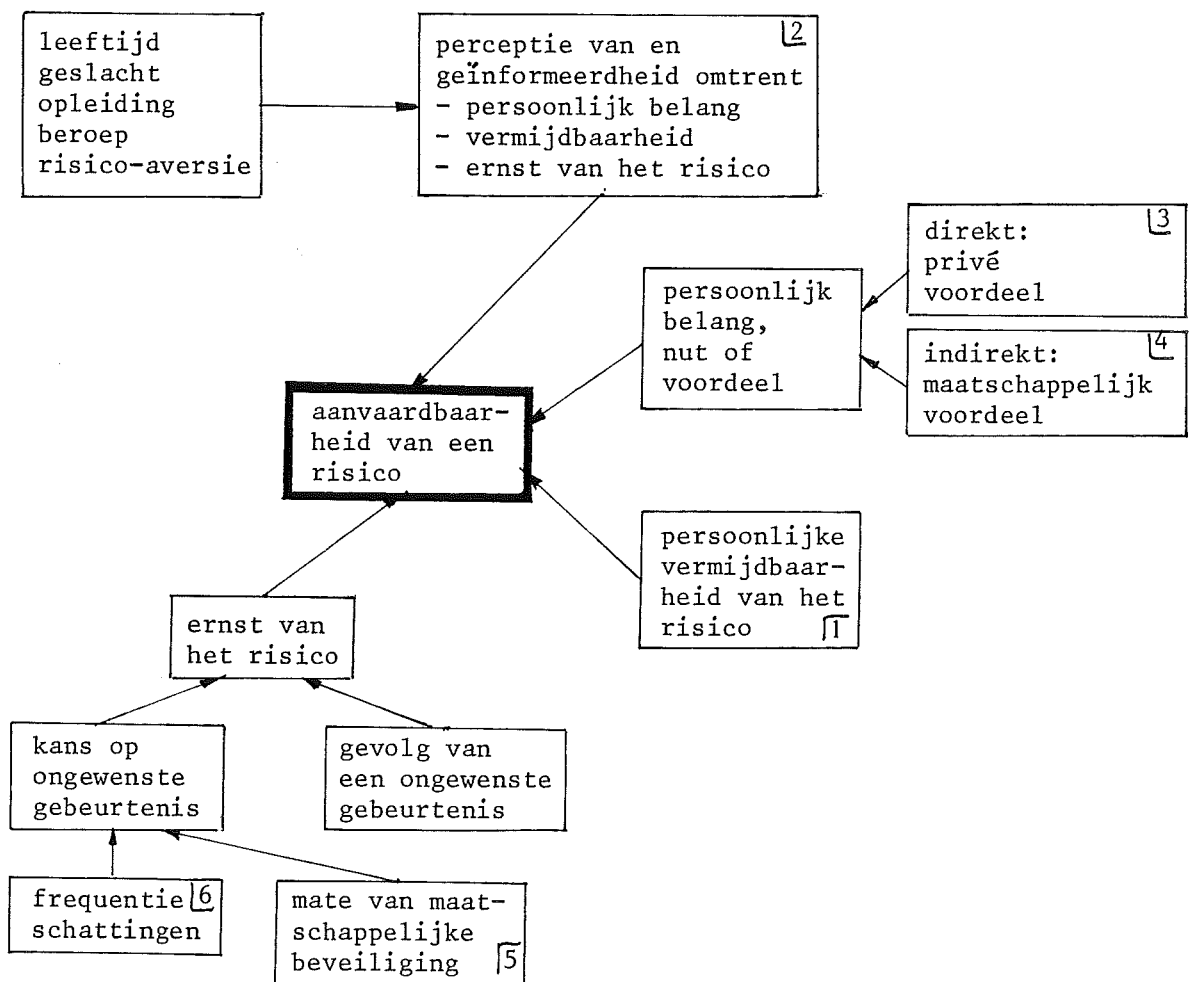


fig. 2.3.1 Een theoretische ordening van de beoordelingsvariabelen van de aanvaardbaarheid van risico's.

Aantal doden t.g.v. ongevallen in Nederland in 1976

Situatie	Aantallen doden	kans
In huis		
jonger dan 70 j.	808	
ouder dan 70 j.	1.368	
Op straat	134	
Spoorwegovergang	36	
Openbare gebouwen	20	
Gesticht/Inrichting	79	
Openbaar water	377	
	<u>2.822</u>	2.10^{-4}
Fabriek	106	
Aan boord	2	
Op zee	1	
Zee- en luchthavens	8	
Treinongevallen	67	
In het veld	24	
	<u>208</u>	$5,5.10^{-5}$
Auto-ongevallen	2.270	
Sport en vrije tijd	33	
	<u>2.303</u>	$1,65.10^{-4}$
Onbekend	229	$1,64.10^{-5}$
	<u>229</u>	
Totaal	<u><u>5.562</u></u>	$4,0.10^{-4}$

Fig. 2.3.2

Een korte beschouwing van de statistiek van ongevallen met dodelijke afloop (zie fig.2.3.2) geeft een bepaalde indruk van het risico, dat in Nederland maatschappelijk geaccepteerd wordt. Het reeds vermelde probleem van de meer-dimensionaliteit van het risico is in dit geval omzeild door slechts één soort gevolg te beschouwen: de dodelijke afloop.

Het blijkt, dat de ongevallen met dodelijke afloop in twee hoofdoorzaken uiteenvallen: ongelukken thuis en auto-ongelukken, die elk ongeveer 2.500 doden per jaar eisen (lit. 6). De kans op een ongeval in één van deze categorieën is gemiddeld per Nederlander $2 \cdot 10^{-4}$ per jaar. De kans op een ongeval in fabrieken, aan boord van schepen, op haventerreinen en tijdens treinreizen is veel kleiner. Zelfs indien dit aantal ongevallen tesamen betrokken wordt op de werkende beroepsbevolking, blijft het risico beperkt tot $5,5 \cdot 10^{-5}$ per jaar. De totale gemiddelde kans op een ongeluk met dodelijke afloop bedraagt voor een Nederlander $4,0 \cdot 10^{-4}$ per jaar. Een dergelijk risiconiveau vindt men ook in de overige Westeuropese landen. In andere delen van de wereld kan het geaccepteerde risiconiveau geheel anders liggen.

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

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

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

$$\frac{1}{3} \cdot \frac{\text{aantal doden door ongelukken}}{\text{bevolkingsaantal}} = \frac{1}{3} \cdot \frac{5562}{14 \cdot 10^6} = 1,33 \cdot 10^{-4} \text{ per jaar}$$

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

Een normniveau voor de kans, dat constructies bezwijken, kan niet zonder meer worden afgeleid uit het hierboven genoemde basis-risiconiveau.

Correcties moeten worden aangebracht voor de aard en de omvang van de gevolgen en voor de mate, waarin van vrijwillig gebruik van de constructie sprake is. Tenslotte speelt de mogelijkheid om het risico te beperken een rol, evenals de historische achtergrond.

Een praktisch normniveau voor de bezwijkkans van civiele constructies zou gevonden kunnen worden door als uitgangspunt te kiezen, dat een dergelijke constructie geen noemenswaardige vergroting van het individuele basis-risico mag vormen. De toevoeging aan het persoonlijk basisrisico mag bijvoorbeeld ten hoogste 0,1 maal het basisrisico bedragen:

$$0,1 \cdot 1,33 \cdot 10^{-4} = 1,33 \cdot 10^{-5} \text{ per jaar}$$

Aangezien bij het bezwijken van civiele constructies meestal een aantal mensen in levensgevaar verkeert, dient de toelaatbare toevoeging aan het basisrisico met de omvang van de bedreigde groep te worden gecorrigeerd.

De ten hoogste toegestane bezwijkkans van een civiele constructie wordt dan:

$$\frac{1,33 \cdot 10^{-5}}{\text{groepsomvang}} \text{ per jaar}$$

waarin:

groepsomvang = het aantal mensen dat in levensgevaar verkeert bij een calamiteit

De ervaring leert echter dat een ongeval met 100 doden eens in de 1000 jaar veel minder aanvaardbaar is, dat één dodelijk ongeval eens in de 10 jaar, alhoewel het risico in beide gevallen 10^{-1} per jaar bedraagt.

Deze non-lineariteit en overwegingen van andere aard (mate van het te behalen voordeel, vermijdbaarheid van het risico, etc.; zie fig. 2.3.1) maken, dat de toelaatbare bezwijkkans beleidsmatig nog aanpassing behoeft.

Door invoering van een beleidsfaktor β is de aanvaardbare bezwijkkans van een civiele constructie vast te stellen op:

$$\beta \cdot \frac{1,33 \cdot 10^{-5}}{\text{groepsomvang}} \text{ per jaar}$$

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

2.4 Econometrische berekening van het optimale risiconiveau

De theoretische methoden om het economisch optimale risiconiveau te berekenen zijn reeds lang bekend.

In het rapport van de Deltacommissie voert het Mathematisch Centrum een berekening van de optimale hoogte der zeedijken uit.

De gang van deze berekening, die misschien in het verleden te weinig aandacht heeft gekregen, is als volgt:

Men veronderstelt dat de nieuwbouwkosten K in guldens van een dijk ten dele een functie zijn van de dijkhoogte H in m.:

$$K = C_0 + C_1 H$$

Waarin:

$$\begin{aligned} C_0 &= \text{constante} && (\text{gld}) \\ C_1 &= \text{constante} && (\text{gld/m}) \end{aligned}$$

Tevens neemt echter bij een toenemende hoogte van de dijk de kans p op een overstroming af.

$$p = \Pr(\underline{H} > H) = F(H) \quad (\text{jaar}^{-1})$$

waarin $F(H)$ = hoogwateroverschrijdingslijn

De totale kosten van de nieuw te bouwen dijk zijn nu de som van de nieuwbouwkosten en de contante waarde van het risico.

$$K + W_c$$

Redenerenderwijs is nu in te zien, dat deze som een minimum heeft. Immers, voor een zeer lage dijk blijft de omvang van K beperkt, doch zal W_c zeer hoge waarden bereiken. Omgekeerd blijft bij een hoge dijk W_c beperkt dankzij hoge bouwkosten K (zie fig. 2.4).

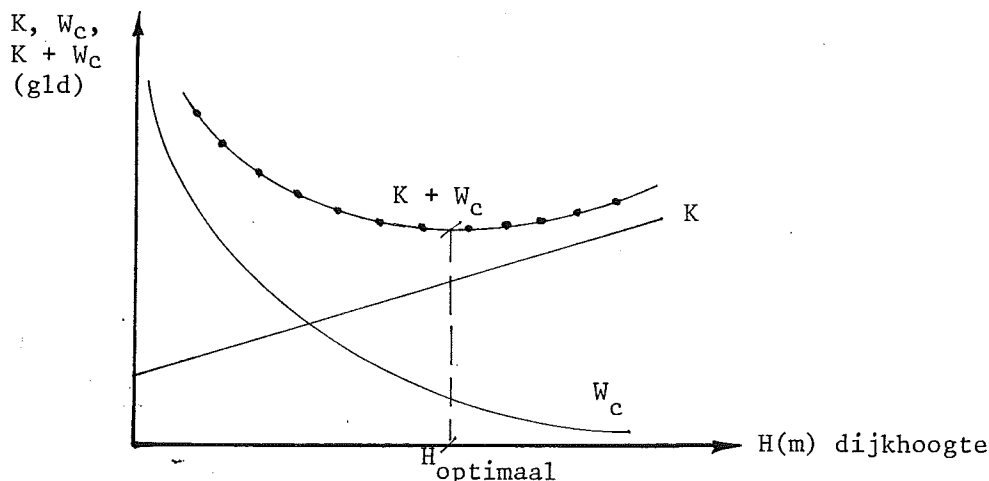


Fig. 2.4 De afweging van nieuwbouwkosten en gekapitaliseerd risico als functie van de dijkhoogte

Het minimum van de totale kostenfunctie is door differentiatie te vinden:

$$\frac{d(K + W_c)}{dH} = \frac{d\{c_0 + c_1 H + \sum_{n=1}^n \frac{F(H)S}{(1+i)^n}\}}{dH} = 0$$

Indien het achter de dijk gelegen gebied overstroomt, zal een deel der bewoners verdrinken. Tevens zal de overstroming grote materiële schade teweegbrengen. Omdat het verlies van een mensenleven vrijwel niet in geld is uit te drukken, wordt het meer-dimensionale gevolg van de overstroming (doden, guldens) vereenvoudigd door alléén de materiële schade S te beschouwen.

Volgens de reeds gegeven definities is het risico nu gelijk aan de mathematische verwachtingswaarde van de schade:

$$R = pS \quad (\text{gld/jaar})$$

Nu kan het risico ook beschouwd worden als de hoogte van de verzekeringspremie, die elk jaar betaald zou moeten worden, indien men zich tegen de gevolgen van de overstroming wilde verzekeren.

De gekapitaliseerde som van de gedurende de levensduur N van de dijk te betalen verzekeringspremies of de contante waarde W_c van het risico is gelijk:

$$W_c = \sum_{n=1}^N \frac{R}{(1+i)^n} \quad (\text{gld})$$

waarin: i = rentevoet
 N = levensduur in jaren
 n = jaren

$$C_1 + S \frac{dF(H)}{dH} \sum_{n=1}^N \left(\frac{1}{1+i}\right)^n = 0$$

De economisch optimale dijkhoogte kan nu uit de laatste vergelijking worden opgelost.

De kritiek op de gevonden optimale dijkhoogte is uiteraard, dat geen rekening is gehouden met het aantal mensen, dat de dood vindt bij een overstroming van het gebied.

Een theoretische oplossing zou zijn het verlies van mensenlevens in geld te waarderen en toe te voegen aan de materiële schade S. Met deze verschuiving van het probleem is in feite het terrein van de vorige paragraaf weer bereikt.

Samenvattend kan men de volgende indeling geven:

Gebied	benaderingsmethode
gebied met bewoning	maatschappelijk aanvaardbaar risiconiveau
gebied met economische activiteit	economisch optimaal risiconiveau
gebied met bewoning en economische activiteit	laagste risiconiveau van beide benaderingen

3. GRENSTOESTANDEN

3.1 Algemeen

In paragraaf 2.1 is de aandacht gevestigd op het per onderdeel van de constructie terugkerende element "belasting groter dan sterkte", dat een fundamentele rol speelde in de veiligheid van het gehele systeem van waterkeren.

Een dergelijke toestand, waarin een bezwijkmechanisme van een constructie of een constructie-onderdeel nog juist evenwicht maakt met de uitwendige belasting, noemt men een grenstoestand. Een constructie kent derhalve tenminste evenveel grenstoestanden als bezwijkmechanismen.

Het is de eerste verantwoordelijkheid van de ingenieur dat alle relevante grenstoestanden in het ontwerp de vereiste aandacht krijgen teneinde een voldoende veilige en duurzame constructie te waarborgen.

3.2 Grenstoestand m.b.t. bezwijken

Het ontwerpen van een constructie is een proces waarin voortdurend alternatieven worden getoetst aan diverse criteria.

Eén van de fundamentele criteria op grond waarvan de uiteindelijke keuze wordt bepaald, is de eis dat het draagvermogen groter is dan de optredende belasting.

Daarvoor wordt zorggedragen door een veiligheidsmarge aan te houden tussen de te verwachten belasting en de nagestreefde sterkte van de constructie.

Allereerst worden alle fundamentele parameters, die een rol spelen in de theoretische betrekkingen waarop het ontwerp van de constructie berust, verzameld. Deze parameters worden de basisvariabelen genoemd. De hoofdcategorieën van basisvariabelen zijn "sterkte" en "belasting" (zie fig. 3.1).

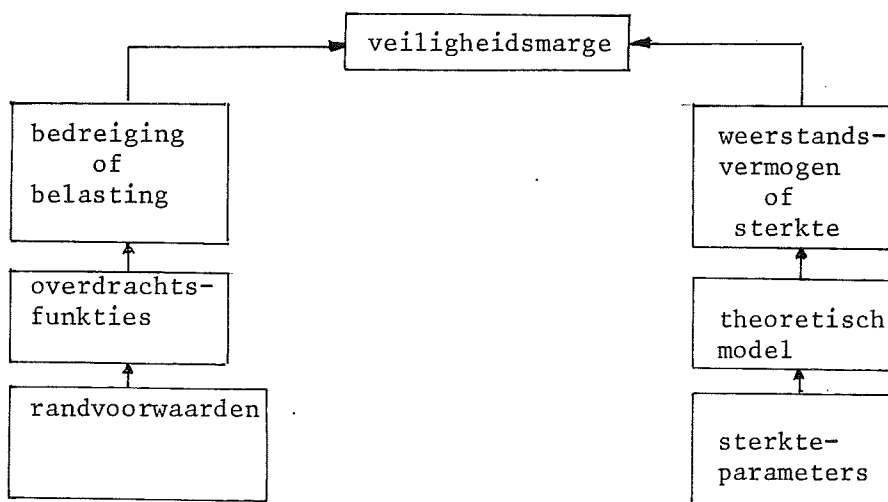


Fig. 3.1 Het principe van de grenstoestand

In de categorie "sterkte" of "weerstand" horen de materiaalsterkte en de geometrie van de constructie thuis. Hierbij moet men denken aan parameters als buigsterkte van een bouw materiaal, de wrijvings-eigenschappen van grond, de hoogte van een dijk of het weerstandsmoment van een balk.

In de andere categorie zijn de basisvariabelen te vinden, die als randvoorwaarden voor de constructie zijn op te vatten, zoals windsnelheid, sneeuwlaagdikte, scheepsmassa of waterstand.

Vervolgens komen de theoretische modellen aan de orde, waarmee uit de basisvariabelen respectievelijk het weerstandsvermogen van de constructie en de belasting of bedreiging worden bepaald. De theoretische relaties, die dienen ter bepaling van belastingen uit natuur-randvoorwaarden worden ook wel overdrachtsfuncties genoemd. Tot slot komt de vraag aan de orde welke veiligheidsmarge dient te worden aangehouden tussen belasting en sterkte, zodat de kans op bezwijken aanvaardbaar klein is.

Hiervoor zijn drie principieel verschillende filosofieën beschikbaar:

1. deterministische methode
2. quasi-probabilistische methode
3. probabilistische methode

ad 1. Bij de deterministische methode kiest men "veilige" (i.e. voldoende hoge) waarden voor de basisvariabelen, die de belastingen veroorzaken. Voor de bepaling van de sterkte wordt veelal gebruik gemaakt van de gemiddelde waarde der sterkteparameters. De grootte van de veiligheidscoëfficiënt wortelt in ervaring.

ad 2. Het feit, dat alle basisvariabelen eigenlijk stochastische grootheden zijn, vormt de grondslag van de quasi-probabilistische methode.

Omdat het rekenen met stochastische grootheden bij gewone ontwerpwerkzaamheden te omslachtig is, werd in de constructieve wetenschappen het begrip "karakteristieke waarde" geïntroduceerd. Dit begrip vereenvoudigt het werk zonder dat alle statistische informatie verloren gaat.

De karakteristieke sterkte wordt gedefinieerd als de sterkte die 5% kans heeft onderschreden te worden.

De karakteristieke waarde van de belasting wordt meestal vastgelegd als die waarde, die een overschrijdingskans heeft van 5% tijdens de levensduur van de constructie.

In de normale bouwpraktijk schrijven de voorschriften (b.v. VB 1974) het gebruik van partiële veiligheidscoëfficiënten voor. Door met behulp van deze coëfficiënten afstand te scheppen tussen karakteristieke sterkte en belasting, wordt voldoende veiligheid gewaarborgd (zie fig. 3.2).

In het algemeen worden voor de partiële veiligheidsfactoren de definities, die zijn neergelegd in de I.S.O. standaard 2394, toegepast (zie tabel II). De partiële veiligheidsfactoren worden vervolgens door vermenigvuldiging in één totale veiligheidsfactor omgezet:

$$\gamma_{\text{totaal}} = \prod_{i=1}^m \gamma_{\text{partieel}_i}$$

Tabel II Overzicht der partiële veiligheidscoëfficiënten
volgens I.S.O. 2394

γ_{s_1}	houdt rekening met de mogelijke ongunstige afwijkingen der externe belastingen van de karakteristieke belastingen
γ_{s_2}	brengt de gereduceerde kans in rekening, dat de diverse belastingen tegelijkertijd hun karakteristieke waarde bereiken
γ_{s_3}	is bedoeld om te corrigeren voor mogelijke ongunstige effecten van onjuiste ontwerp-aannamen en constructieve afwijkingen
γ_{m_1}	houdt rekening met mogelijke reducties in de sterkte van de bouwmaterialen in de gehele constructie in vergelijking tot de karakteristieke waarde bepaald uit proefstukken
γ_{m_2}	is bedoeld om te corrigeren voor alle reducties van de sterkte van de constructie, uitgezonderd de invloeden waarmee onder m_1 is rekening gehouden, inclusief bouwtoleranties
γ_{c_1}	houdt rekening met de aard van de constructie en haar gedrag (b.v. progressive collaps)
γ_{c_2}	is bedoeld om rekening te houden met de ernst van de situatie die ontstaat, als een grenstoestand wordt bereikt, uit het oogpunt van economische gevolgen en gevaar voor de gemeenschap

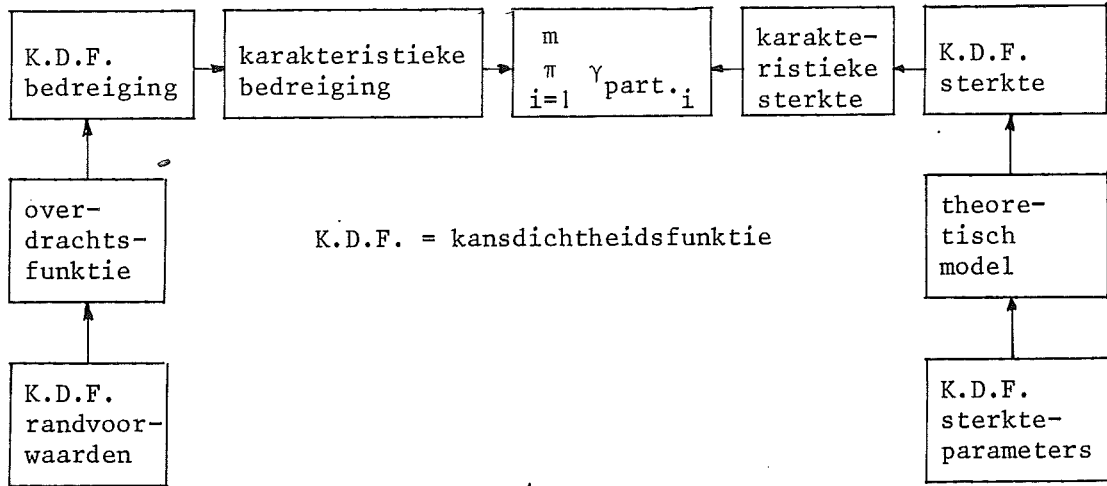


Fig. 3.2 De quasi-probabilistische methode

- ad 3. De meest geavanceerde methode is de probabilistische methode. Nu worden alle basisvariabelen gespecificeerd door een kansdichtheidsfunctie. Met behulp van het theoretisch model kan nu uit de kansdichtheidsfuncties van de basisvariabelen de kansdichtheidsfunctie van de sterkte worden afgeleid. Evenzo wordt uit de natuurrandvoorwaarden de kansdichtheidsfunctie van de potentiële bedreiging bepaald. De laatste stap houdt nu het bepalen van de bezwijkkans van het mechanisme in. De bezwijkkans van de totale constructie vormt het beoordelingscriterium, nadat de bezwijkkansen der mechanismen via de foutenboomtechniek zijn samengevoegd (zie par. 3.6).

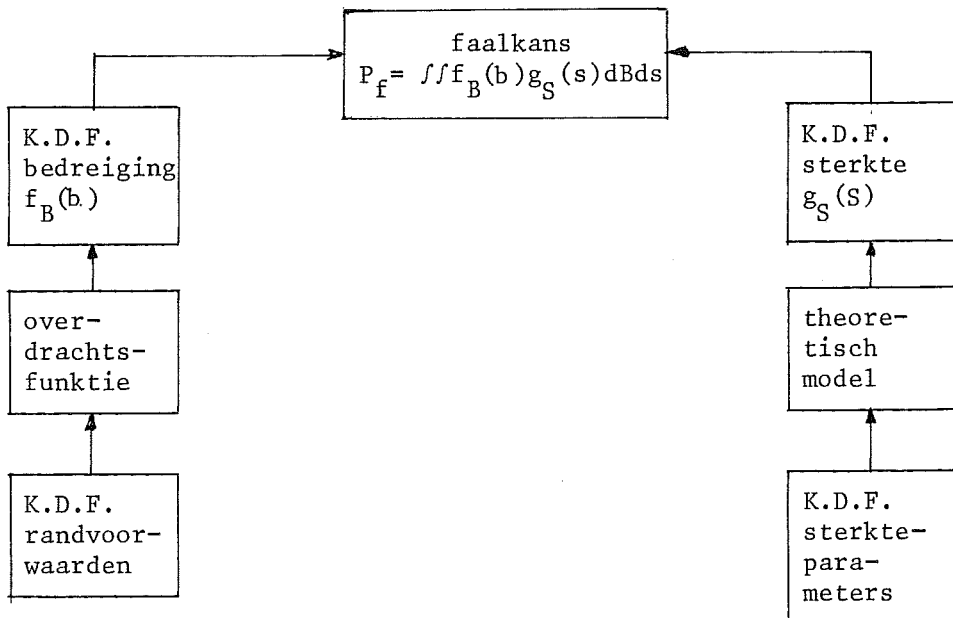


Fig. 3.3 De probabilistische methode

Hoe is nu de stand van zaken in de waterbouwkunde?

De waterbouwkundige ontwerper hanteert een methode, die tussen de deterministische en de quasi-probabilistische variant in ligt.

De waterbouwkundige praktijk kent het gebruik van veiligheidscoëfficiënten en karakteristieke waarden nog niet. Hier kiest men meestal, in navolging van de Deltacommissie, de bedreiging die behoort bij een natuurrandvoorwaarde met een extreem lage overschrijdingskans (1% per eeuw/1x per 10.000 jaar) en stelt deze gelijk aan de gemiddelde sterkte zonder gebruik te maken van veiligheidscoëfficiënten.

$$B_{\text{extreem}} \leq S_{\text{gemiddeld}}$$

Deze werkwijze houdt in principe wel rekening met de spreiding in de belastingen c.q. natuurrandvoorwaarden, doch verwaarloost het stochastisch karakter van de sterkte of het weerstandsvermogen volkomen. Het is derhalve mogelijk, dat twee verschillende constructies, hoewel deze beide op dezelfde randvoorwaarden zijn gedimensioneerd, niet dezelfde veiligheid bieden.

Voordat het waterbouwkundig vakgebied op de quasi-probabilistische methode kan overgaan, zal echter nog veel werk moeten worden verricht. Niet alleen de invoering van het begrip karakteristieke waarde zal moeite vergen, doch ook het vormen van een consensus binnen de kring der ontwerpers omtrent de waarde der partiële veiligheidscoëfficiënten kost tijd.

Het objectieve instrument dat de probabilistische methode biedt, kan van nut zijn bij het calibratieproces der coëfficiënten.

3.3 Grenstoestand m.b.t. duurzaamheid

In het voorgaande zijn steeds extreme grenstoestanden aan de orde geweest, die rechtstreeks tot het bezwijken van een onderdeel leidden. Er zijn echter ook situaties denkbaar waarin niet de extreme grootte der belasting, doch de voortdurende aanwezigheid ervan tot verslechtering van de constructie-eigenschappen leidt (denk aan: vermoeiing, kruip, zetting onder invloed van eigen gewicht, desintegratie van materialen, erosie). Deze achteruitgang van de constructie-eigenschappen in de tijd kan in een extreme toestand tot plotseling bezwijken aanleiding geven. Ook kan de constructie ongeschikt worden voor verder gebruik (b.v. verzakking, te grote doorbuiging) zonder dat bezwijken direkt het gevolg is.

De behandeling van een grenstoestand m.b.t. duurzaamheid is principieel gelijk aan die van een grenstoestand m.b.t. bezwijken. Alleen is de aandacht nu meer gericht op het frequente optreden van belastingen dan op de extreme grootte ervan.

Een punt van zeer groot praktisch belang is dat men de achteruitgang van de constructie-eigenschappen in de tijd vrijwel altijd kan signaleren door goede contrôleprocedures.

Indien men vervolgens door middel van onderhoudswerkzaamheden of gedeeltelijke vervanging de kwaliteit van de constructie weer op peil brengt, kan een plotseling onverwacht bezwijken t.g.v. verslechterde constructie-eigenschappen worden voorkomen.

Dit betekent dat de ontwerper een grenstoestand m.b.t. duurzaamheid in beginsel steeds op twee manieren kan oplossen:

1. Zwaarder dimensioneren, zodat de constructie ook na verloop van tijd nog aan de eisen voldoet.
2. Het toepassen van contrôle- en onderhoudsprocedures, zodat de achteruitgang van de constructie-eigenschappen in de hand wordt gehouden.

De afweging tussen de beide oplossingen zal voor ieder geval afzonderlijk gemaakt moeten worden.

Twee punten zijn bij de afweging van belang.

Ten eerste betekent zwaarder dimensioneren een hogere investering nu, terwijl onderhoud ten laste komt van de toekomst. Vaak vergelijkt men dan ook de investering met de gekapitaliseerde onderhoudskosten (welk bedrag moet ik nu op de bank zetten om gedurende de levensduur van de constructie het onderhoud te kunnen betalen).

Ten tweede brengt de keuze voor contrôle- en onderhoudsprocedures extra risico mee. De veiligheid van het kunstwerk hangt af van de toewijding van anderen (zie ook par. 2.2).

Indien het onderhoud niet correct wordt uitgevoerd, voldoet de kwaliteit van de constructie na verloop van tijd niet meer aan de eisen.

3.4 Grenstoestanden in de bouwfase

Hoewel in de vorige paragrafen de aandacht steeds gericht geweest is op het gedrag van de constructie in voltooide toestand (eindfase), is er uiteraard ook een periode, waarin het kunstwerk nog niet voltooid is. Ook in deze bouwfase moet de gedeeltelijk voltooide constructie de belastingen, die gedurende deze periode optreden, kunnen weerstaan.

Het principe van een grenstoestand in de bouwfase is identiek aan het basisprincipe, maar de oplossing is vaak anders. Natuurlijk kan men een oplossing vinden door zwaarder te dimensioneren, doch meestal tracht men de belastingen te ontlopen door het kiezen van een gunstig bouwseizoen (b.v. zomerperiode, doortijd) en door het aanpassen van de bouwtijd aan de omstandigheden.

Ook andere oplossingen, zoals het wijzigen van de bouwvolgorde, het kiezen van een andere uitvoeringsmethode, kunnen de voorkeur verdienen.

Om te voorkomen dat de gehele ontwerpconceptie, gericht op de grenstoestanden in de eindfase, in een laat stadium gewijzigd moet worden, zal een goede ontwerper steeds de uitvoeringsproblematiek in zijn overwegingen betrekken. Vooral ook omdat de wijze van uitvoering veel meer dan de exacte afmetingen, de bouwkosten van een constructie bepalen.

Het belang van de grenstoestanden in de bouwfase wordt tot slot onderstreept door het feit, dat de meeste constructies bezwijken in de bouwfase en slechts zeer zelden na voltooiing in de eindfase.

3.5 Een bijzondere aanpak van grenstoestanden

Bepaalde problemen op het gebied van het ontwerp van waterkeringen laten de toepassing van het begrip grenstoestand op de hierboven omschreven wijze nauwelijks toe, omdat theoretische beschrijvingen niet beschikbaar zijn. Dit geldt in het bijzonder voor erosie en uitschuringsproblemen. Hier zijn noch overdrachtsfuncties om golven en getij in krachten op korrels te vertalen, noch theoretische modellen voor de stabiliteit van korrels bekend.

Een methode om dit gemis te omzeilen is het opstellen van een proevenprogramma om alle mogelijke combinaties van randvoorwaarden te simuleren in een schaalmodel van de constructie.

Door de nu ingestelde randvoorwaarden te correleren met de in het model aangerichte schade kan een soort ontwerpregel worden opgesteld (zie fig. 3.4). Natuurlijk kunnen ook veldgegevens van randvoorwaarden, sterkteparameters en schade dienst doen als basis voor de correlatie, mits ze in voldoende mate voorhanden zijn.

Het spreekt uiteraard voor zich, dat een dergelijke "black box" benadering, waarbij een dieper inzicht in de fysische fenomenen ontbreekt, niet dan uiterst voorzichtig mag worden toegepast.

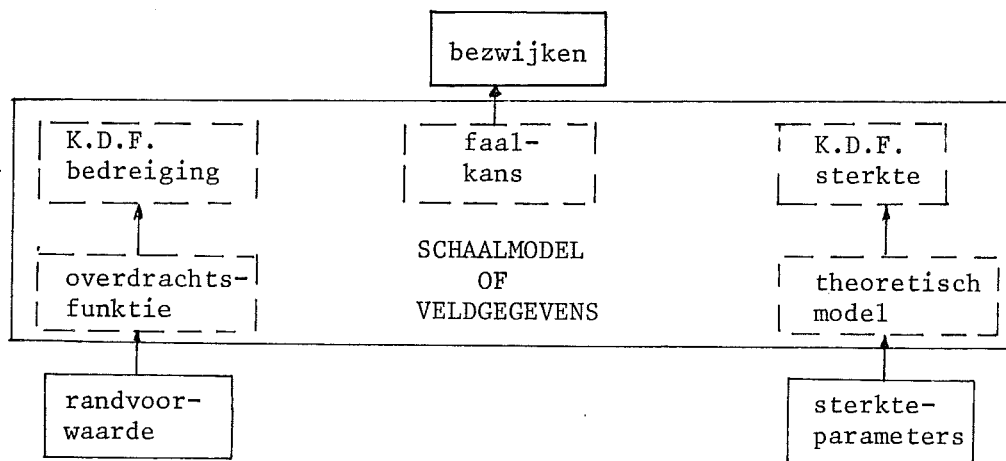


fig. 3.4 De oplossing van een grenstoestand d.m.v. de "black box approach"

3.6 De natuurrandvoorwaarden

3.6.1 Algemeen

Het ligt, gezien de functie van waterkeringen, voor de hand, dat de belastingen veelal voortvloeien uit waterstanden en golven. Deze verschijnselen worden meestal samengevat onder de naam "natuurrandvoorwaarden".

Bepalend voor de constructie van een waterkering zijn:

- de hoogte van waterstanden en golven (veelal ook richting, periode etc.),
- de grootte van het waterstandsverschil dat over de waterkering kan staan,
- de grootte van het waterstandsverschil dat langs de kering kan staan (stroming),
- de tijdsspanne gedurende welke het waterstandsverschil optreedt,
- het aantal malen, dat het waterstandsverschil tijdens de levensduur van de kering voorkomt,
- en afgeleid van het eerste en derde punt de stijg- en daalsnelheid van het water.

Wellicht ten overvloede: met waterstanden worden bedoeld de stilwaterstanden, dus bij afwezigheid van golven.

	waterhoogte	waterstandsverschil over	duur	dh/dt	frequentie	waterstandsverschil // langs	golfhoogte
kanaaldijk	bekend	klein	lang	klein	vaak	klein	klein
boezemdijk	bekend	klein	lang	klein	vrij vaak	klein	klein
meerdijk	vrij onzeker	variabel	kort	var.	zelden	klein	matig
reservoirdijk	bekend	groot	lang	klein	vaak	klein	matig
bovenrivier	onbekend	groot	lang	var.	zelden	groot	klein
getijrivier	onbekend	groot	kort	groot	zelden	groot	matig
zeedijk	onbekend	groot	kort	groot	zelden	groot	groot

Men ziet dat het verschil tussen de dijktypen grotendeels is terug te brengen tot een verschil in kenmerkende waarden van de natuurrandvoorwaarden.

De meest complexe situatie treedt op bij een zeedijk, waar de fluctuaties van de waterspiegel in vrijwel alle vormen kunnen optreden, zoals:

- astronomisch getij
- vloedgolven (tsunami's)
- seiches
- windopzet
- klimatologische variaties (buioscillaties)
- windgolven en deining

Al deze verschijnselen, aangevuld met de oorzaken van hoge waterstanden op rivieren, gerangschikt naar tijdsduur van optreden, zullen in de volgende paragrafen behandeld worden.

Tevens zullen enkele aspecten van de invloed van menselijke activiteit en menselijk ingrijpen op de natuurrandvoorwaarden enige aandacht krijgen.

3.6.2 Langdurig aanwezige waterstanden en waterstandsverschillen

De waterstand op de bovenrivieren is afhankelijk van de afvoer, een sterk variabele grootte, die afhangt van het klimaat in het bovenstroomse gebied en de grootte en de aard van het stroomgebied. Een rivier, die zijn stroomgebied in de gematigde zône met depressies heeft, zal in principe na elke regenval van betekenis een golf in de afvoer vertonen. Omdat depressies gedurende het gehele jaar optreden, zal de afvoer zelden zéér laag of zeer hoog zijn, maar sterk wisselend in de tijd. Behalve wellicht wanneer tijdens een strenge winter de neerslag in vaste vorm in het bovenstrooms gebied blijft liggen tot dat de dooi intreedt. In de tropen daarentegen, waar sprake is van een vaste jaarlijkse regenperiode, zal ook de afvoer van een rivier een vast patroon kennen. In de regentijd treedt een grote afvoer op. Daarna wordt de afvoer hoofdzakelijk gevormd door langzaam afstromend grondwater, hetgeen een geleidelijk afnemend karakter geeft. Ook de grootte en de aard van het stroomgebied spelen een rol. Zo zal van een stroomgebied, dat groot is t.o.v. de depressies, een dempende werking uitgaan, omdat het zelden overal tegelijkertijd regent. Anderzijds beperken bergingsmogelijkheden in het stroomgebied, zoals meren,

de bodemgesteldheid of de aanwezigheid van sneeuwvelden in gebergten, de variaties in de afvoer.
Herbebossing en de aanleg van stuwmeren zijn dus middelen ter regulering van rivierafvoeren.

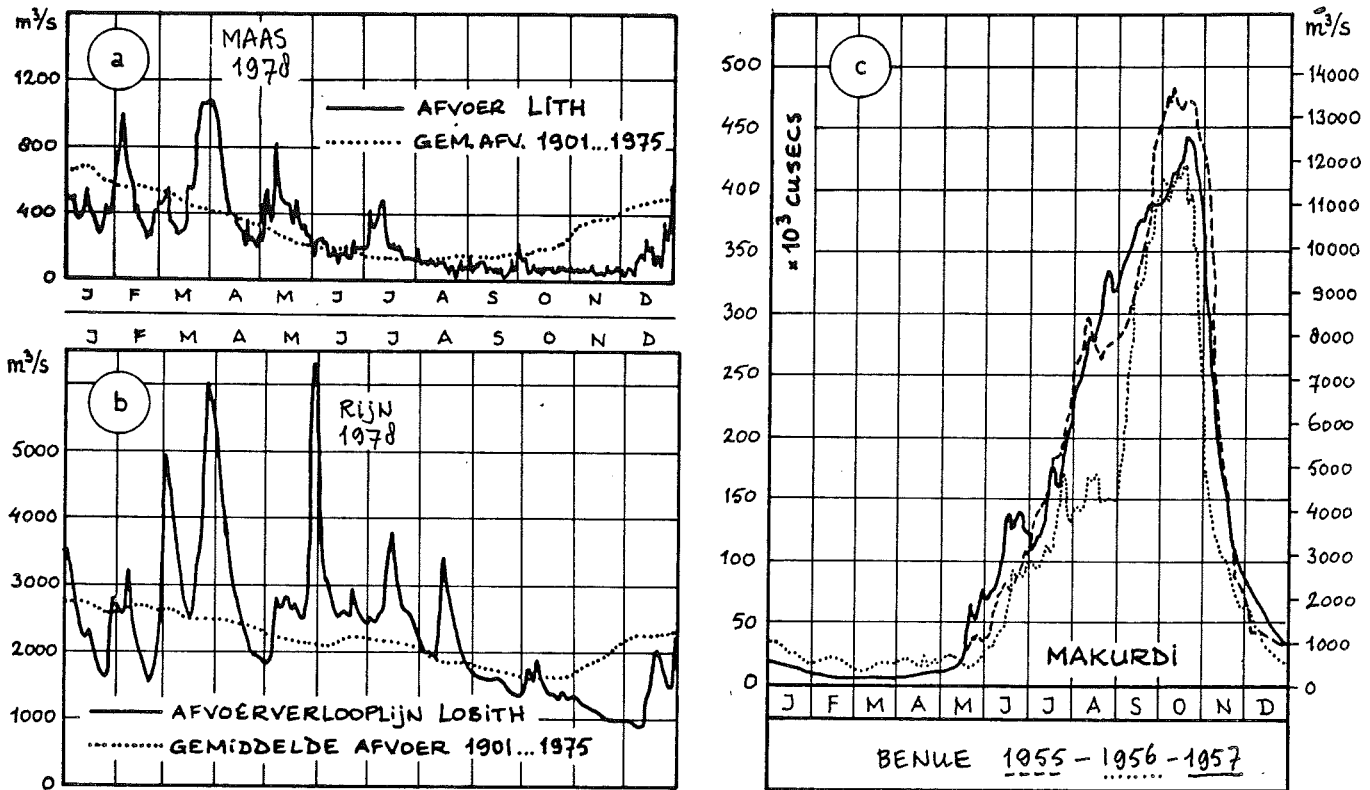


Fig. 3.5 a. Gematigd; klein stroomgebied (Maas)
b. Gematigd; groot stroomgebied (Rijn)
c. Tropische regenrivier (Benue)

Omdat de veranderingen in de afvoer van een rivier langzaam verlopen mogen we de formules van de stationaire beweging toepassen. Het verband tussen afvoer en waterstand, de Q-H-kromme, kan derhalve benaderd worden door:

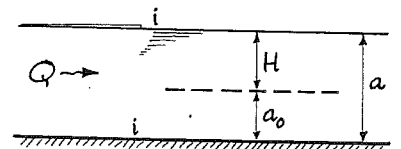
$$Q = C \cdot b \cdot a^{3/2} \cdot i^{1/2}$$

waarin:

- Q = afvoer (m³/s)
- C = constante van Chézy
- b = afvoerbreedte (m)
- a = waterdiepte (m)
- i = verhang (m/m)
- a₀ = bodemligging t.o.v. referentievlak (m)
- H = waterstand t.o.v. referentievlak (m)

$$a = H + a_0 \rightarrow$$

$$H = \left(\frac{Q}{C b i^{1/2}} \right)^{2/3} - a_0$$



Indien we de overige parameters constant veronderstellen, neemt de waterstand toe met de afvoer.

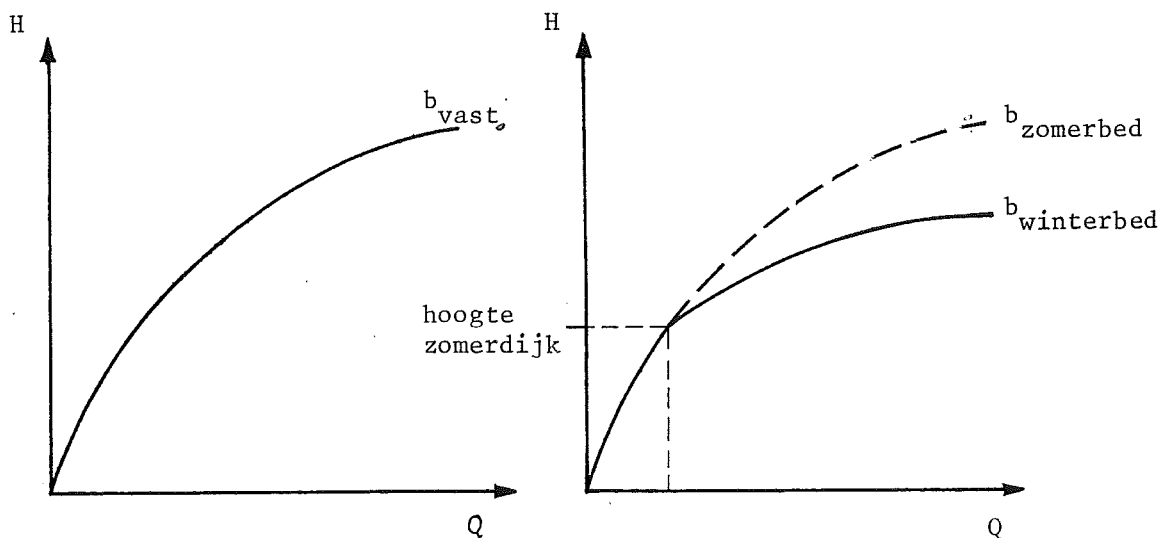


Fig. 3.6 Q-H relatie

Vaak blijft echter de breedte van de rivier niet constant bij een wassende waterstand, omdat het rivierwater de uiterwaarden betreedt. Uit de formule blijkt, dat de waterstand als functie van de afvoer minder snel toeneemt bij een grotere breedte.

Een tweede beperkende factor voor de rivierwaterstand wordt gevormd door de bergingsmogelijkheid van de uiterwaarden. Een deel van de afvoergolf is nodig om de uiterwaarden te vullen, zodat voor een moot uit een wassende rivier bij benadering geldt:

$$Q_{in} = Q_{uit} + \Omega \cdot \frac{\partial H}{\partial t}$$

waarin:

H = waterstand (m)

Ω = het bergingsoppervlak (m^2)

t = tijd (s)

Q_{in} = debiet, dat de moot binnenstroomt (m^3/s)

Q_{uit} = debiet, dat de moot uitstroomt (m^3/s)

Hierdoor wordt de top van de afvoergolf verlaagd en de duur verlengd. Men noemt dit verschijnsel topvervlakking.

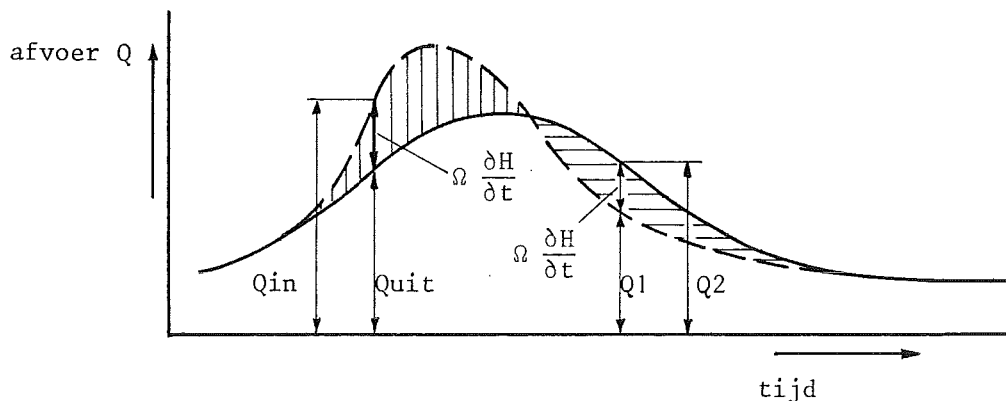


Fig. 3.7

In het voorgaande zijn enige factoren beschreven die de waterstanden op een rivier bepalen. Bij de vaststelling van ontwerp-waterstanden zal men deze relaties echter meestal niet benutten, doch vertrouwen op statistische methoden. Daartoe dient gedurende een aantal jaren de rivierwaterstand te worden geregistreerd. Door de jaar-maxima op waarschijnlijkheidspapier (Gumbel) uit te zetten tegen de relatieve frequentie, ontstaat een puntenwolk. Door de puntenwolk is een rechte lijn te trekken, die de frequentielijn van maximale waterstanden aangeeft (zie fig. 3.8).

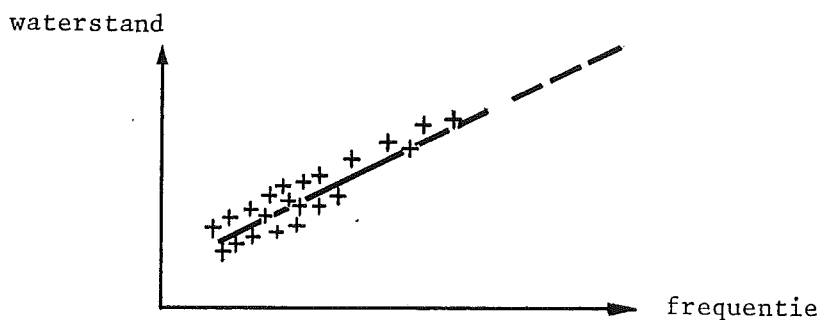


Fig. 3.8

Door middel van extrapolatie van de lijn tot een gekozen ontwerp-frequentie kan nu een ontwerp-waterstand of ontwerp-peil worden vastgesteld. Grote voorzichtigheid is echter bij deze werkwijze geboden. Indien bijvoorbeeld na overschrijding van een bepaalde waterstand grote delen overstroomd, zullen de geregistreeerde waterstanden te laag zijn. Na de aanleg van dijken kan de waterstand, in verband met de nu ontbrekende bergingsmogelijkheid, hoger stijgen dan verwacht werd.

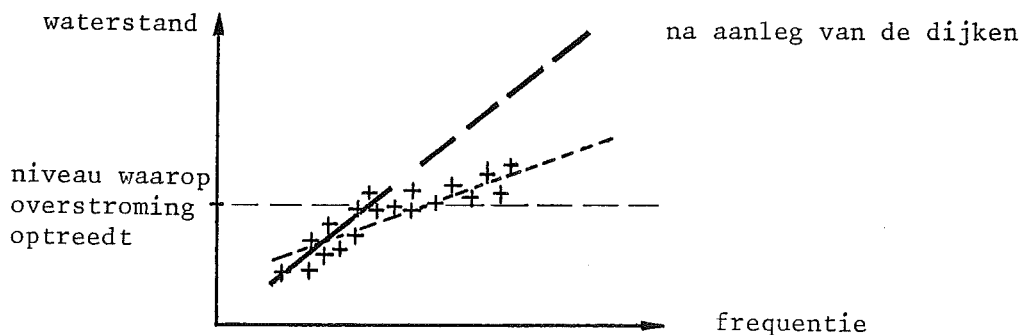
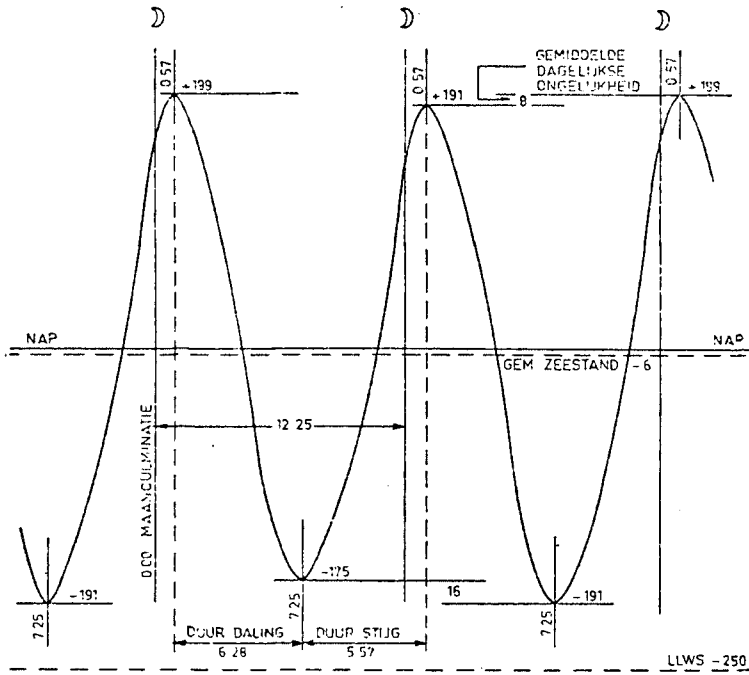


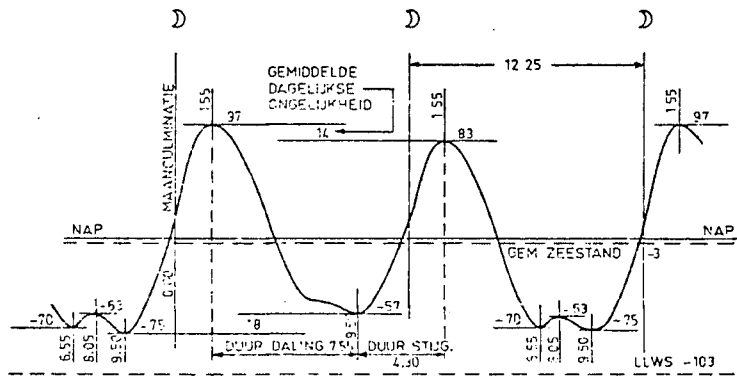
Fig. 3.9

Het ingrijpen van de mens heeft de natuurrandvoorwaarden gewijzigd. De waterstand aan de zeekust en op getijrivieren varieert dagelijks als gevolg van de getijbeweging. Het getij wordt in hoofdzaak veroorzaakt door de aantrekkingskrachten tussen de aarde enerzijds en

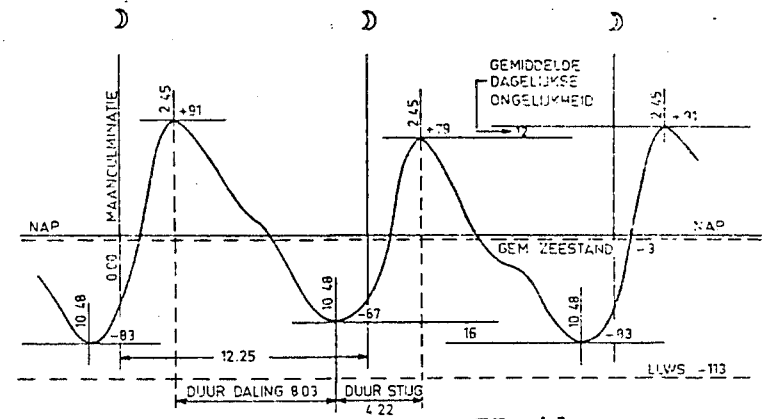
Fig. 3.10 Gemiddelde getijkrommen voor enkele plaatsen langs de Nederlandse kust.



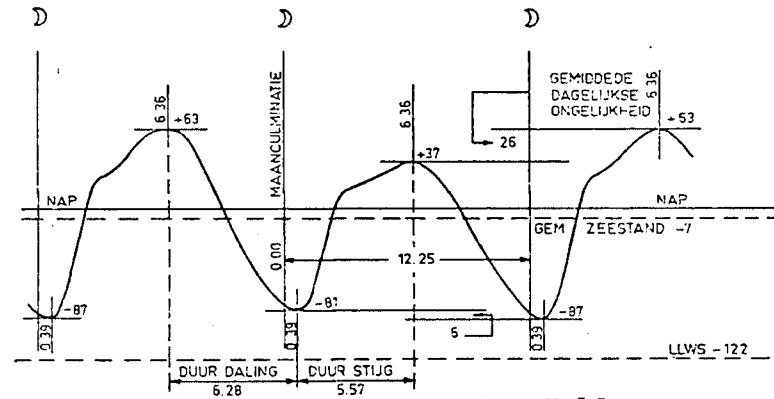
Vlissingen



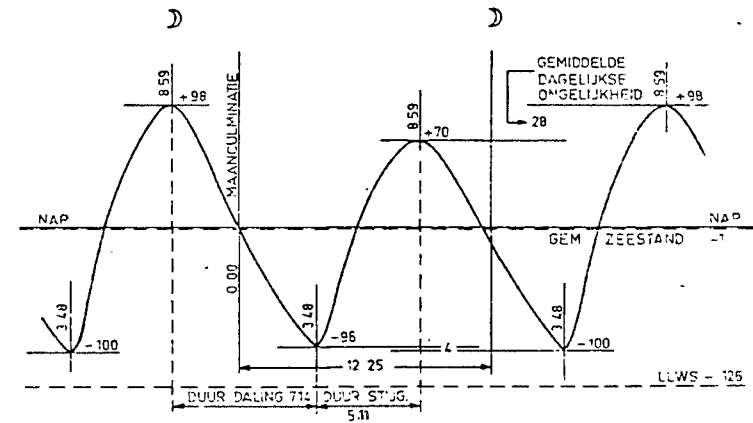
Hoek van Holland



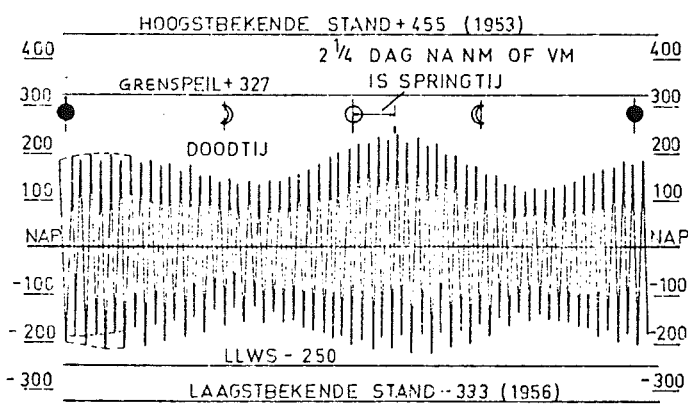
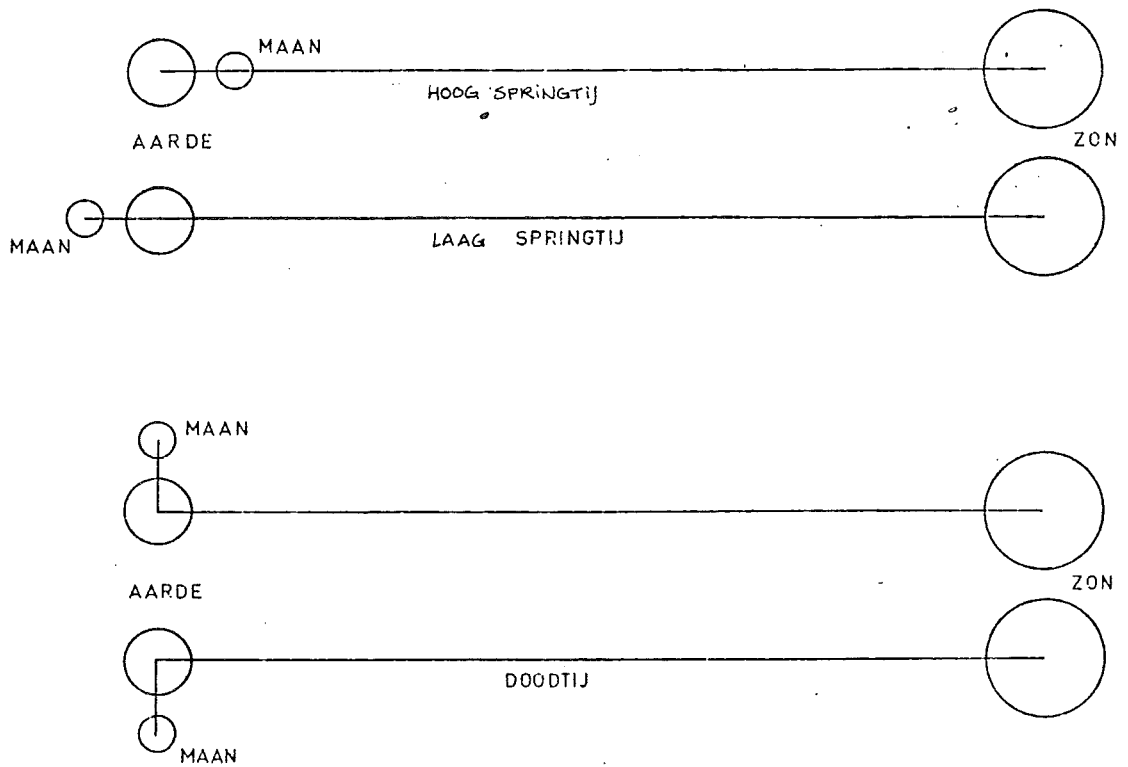
IJmuiden



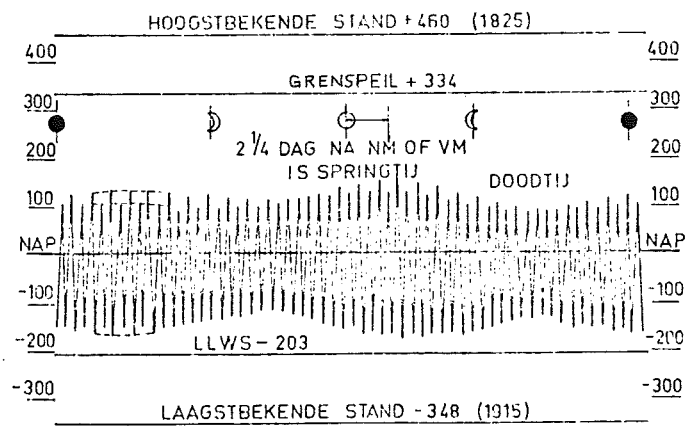
Den Helder



Harlingen



VOORBEELD VAN HET VERLOOP DER GETIJBEWEGING TE VLISSINGEN VAN NIEUWE MAAN TOT NIEUWE MAAN



VOORBEELD VAN HET VERLOOP DER GETIJBEWEGING TE DELFZIJL VAN NIEUWE MAAN TOT NIEUWE MAAN

Fig. 3.11 Springtij en doodtij en de daarbij behorende maanstanden.

de maan en de zon anderzijds. Daar de rotatieas die op de verbindingslijn van de zwaartepunten van aarde en maan staat, een hoek van $23\frac{1}{2}^{\circ}$ maakt met de genoemde verbindingslijn, ontstaan er op aarde in principe dubbeldaags getijden met op de hogere breedtegraden enkeldaags getijden. Daar de getijden zich voortplanten, zullen bij het werkelijk optredende getij zowel dubbeldaagse als enkeldaagse componenten optreden. De enkeldaagse componenten hebben tot gevolg, dat zowel de beide optredende hoogwaters als laagwaters verschillende hoogten hebben. De z.g. dagelijkse ongelijkheid. Bij de Nederlandse kust overheerst het dubbeldaags getij, terwijl op andere plaatsen op aarde (bijvoorbeeld Tanjong Priok) het enkeldaags getij overheerst.

Het hoogwater treedt niet op als de maan een zekere meridiaan passeert. Het werkelijke hoogwater treedt later op. De tijd, die verloopt tussen het passeren van de meridiaan door de maan en het optreden van het hoogwater, wordt het havengetal genoemd.

De invloeden van maan en zon versterken en verzwakken elkaar. Daar de maan in ongeveer 29 dagen om de aarde draait, treden springtij en doottij ongeveer eens in de veertien dagen op. Zowel het doottij als het springtij treden later op dan uit de maanstand afgeleid zou kunnen worden. Deze tijdsverschuiving wordt de leeftijd van het getij genoemd en bedraagt 2 à 3 dagen.

Hoewel de fysische mechanismen, die het astronomisch getij veroorzaken, bekend zijn, is het niet mogelijk het getij op een bepaalde plaats op aarde langs deze weg te berekenen.

Berekening en voorspelling zijn echter goed mogelijk met behulp van Fourier-analyse. Nadat uit een historische meetreeks van tenminste 15 dagen de harmonische componenten en de faseverschillen zijn bepaald, kan het verloop in de toekomst worden voorspeld. Een goede bron voor getijgegevens vormen zeemansgidsen.

Een zeer bijzondere verschijningsvorm van de getijgolf is de bore. De bore treedt op in de monding van benedenrivieren, indien de voortplantingssnelheid van de top van de getijgolf ($c = \sqrt{gd}$) de voortplantingssnelheid van het dal zodanig overtreft, dat de top het dal inhaalt. Er ontstaat dan een verticale muur van water (watersprong) die zich met grote snelheid ($c = \sqrt{gd}$) voortplant.

Op zeeën en meren kunnen windvelden de waterstanden aanzienlijk beïnvloeden door opstuwung van het water (z.g. windopzet). De windopzet kan als volgt worden berekend:

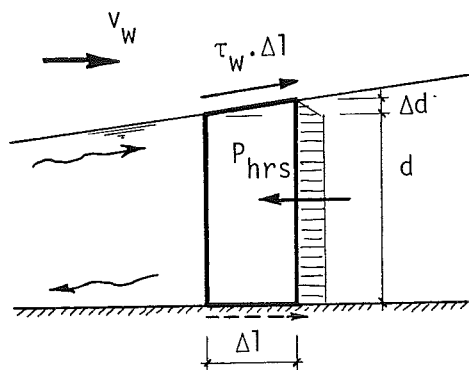


Fig. 3.12 Het evenwicht van een mootje water o.i.v. de schuifspanning veroorzaakt door wind

Hierin is $\tau_w = \rho_1 v_w^2 c_1$

τ_w = schuifspanning wind op water (N/m²)
 ρ_1 = dichtheid van lucht (kg/m³)
 v_w = windsnelheid (m/s)
 c_1 = constante (dimensieloos)

Beschouw een mootje met lengte Δl en breedte l (zie fig. 3.12) dan is dus $P_w = \rho_1 v_w^2 c_1 \Delta l$

De resulterende hydrostatische kracht per eenheid van dwarsdoorsnede:

$$P_{hrs} = -\frac{1}{2}\rho_w g d^2 * l + \frac{1}{2}\rho_w g (d + \Delta d)^2 * l = \rho_w g d \Delta d$$

Voor het evenwicht, onder verwaarlozing van de bodemwrijving, geldt:

$$\rho_w g d \Delta d = \rho_1 v_w^2 c_1 \Delta l$$

$$i = \frac{\Delta d}{\Delta l} = \frac{\rho_1}{\rho_w} \frac{v_w^2}{gd} c_1 = c_2 \frac{v_w^2}{gd}$$

waarin: $c_2 = c_1 \frac{\rho_1}{\rho_w} \approx 4 * 10^{-6}$ (dimensieloos)

g = zwaartekrachtversnelling (m/sec²)
 d = waterdiepte (m)
 Δd = opwaaiing (m)
 ρ_w = dichtheid van water (kg/m³)
 i = verhang (dimensieloos)

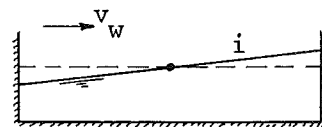
De totale windopzet in de evenwichtssituatie is bij benadering gelijk aan:

$$S = c_1 \frac{v_w^2}{gd} F \quad \text{waarin: } F = \text{strijklengte (m)}$$

$$S = \text{windopzet (m)}$$

Indien sprake is van een afgesloten bekken of een meer kan de totale waterhoeveelheid niet veranderen. Dit betekent dat (bij een rechte waterspiegel dus bij een constant verhang) de waterspiegel bij benadering zal gaan kantelen om de zwaartelij van het bekkenoppervlak loodrecht op de windrichting. Aan de van de wind af gelegen zijde zal sprake zijn van afwaaiing.

In werkelijkheid zal de verhanglijn overigens geen rechte zijn. De waterdiepte zal t.g.v. het opwaaiingsverhang in de windrichting toenemen en dus zal het verhang afnemen. Bovendien hoeft het meer niet overal even diep te zijn.



De duur van de windopzet hangt af van de tijd gedurende welke het windveld aanwezig is en van de respons van het bekken. De orde van grootte is echter al snel een half etmaal.

In tegenstelling tot het astronomisch getij is het optreden van een storm met bijbehorende windopzet nauwelijks voorspelbaar. Twee wegen staan in principe open:

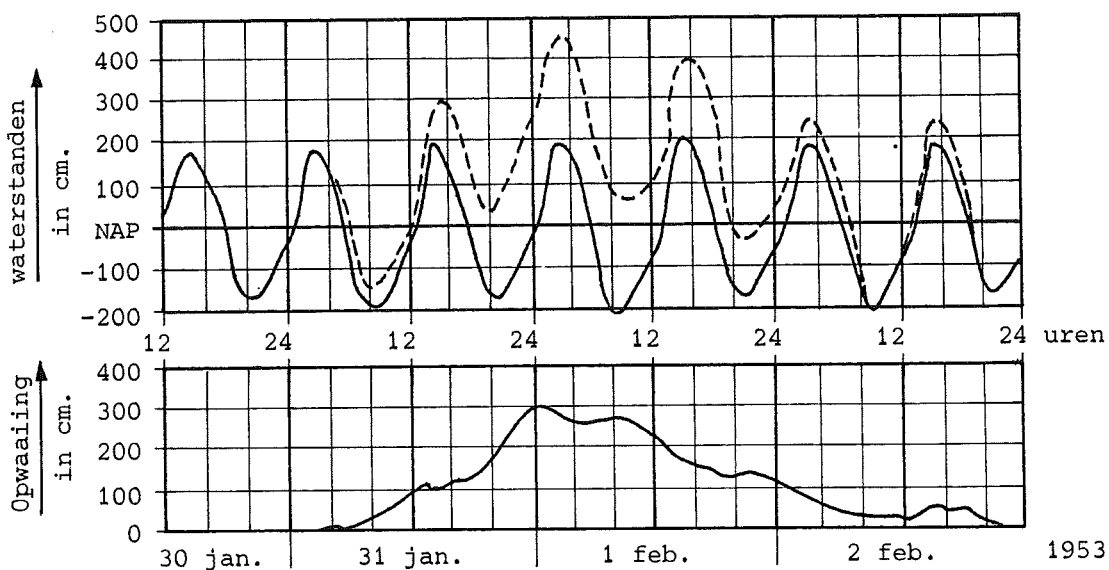
1. de statistiek van windsnelheden,
2. de statistiek van windopzetten zelve.

Met name de laatstgenoemde weg, het uitzetten van de maximale windopzetten van een aantal jaren op waarschijnlijkheidspapier (Gumbel), levert goede resultaten op.

In ondiepe zeeën, zoals de Noordzee, vormen het astronomisch getij en de windopzet samen een bedreiging. Aangezien beide verschijnselen onafhankelijk zijn, is elke combinatie mogelijk.

Zo traden in 1953 een grote windopzet en laag springtij tezamen op.

De waterstand zou nog hoger geweest zijn, indien de depressie ten tijde van hoog springtij was gepasseerd.



Waterstand in Vlissingen tijdens de stormramp van februari 1953.

Fig. 3.12 Een combinatie van astronomisch getij en windopzet

Ook op stormvloeden, de combinatie van astronomisch getij en windopzet, blijkt de extreme verdeling van Gumbel van toepassing te zijn. De verdeling van stormvloeden ligt op een afstand gelijk aan het gemiddeld hoogwater, boven die der windopzetten.

In de benedenlopen van rivieren, die uitmonden in ondiepe zeeën, kunnen drie verschijnselen tezamen of ieder alleen een bedreiging vormen. Zowel hoge rivierafvoeren als getijden en windopzetten veroorzaken hoge rivierwaterstanden.

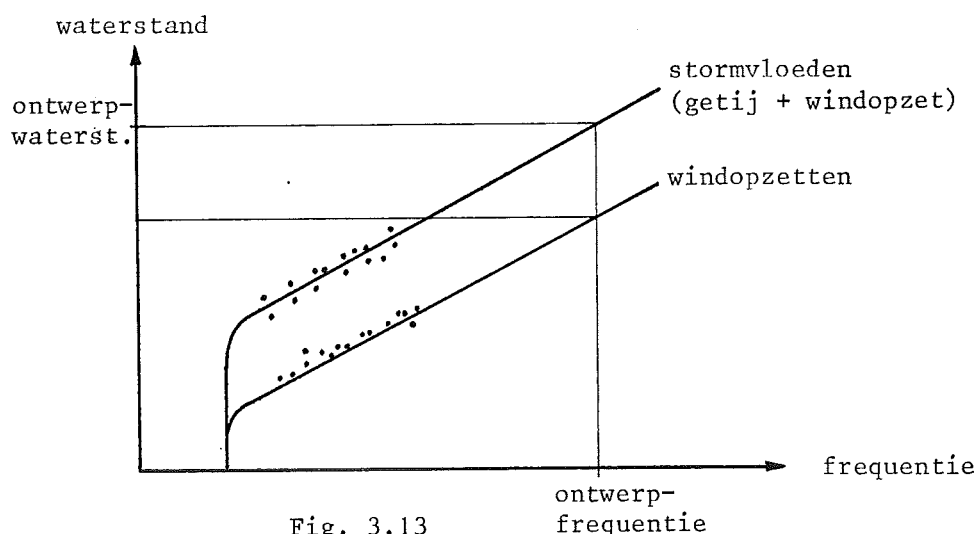


Fig. 3.13

Voor plaatsen aan de kust en in het getijgebied van rivieren zijn grenspeilen vastgesteld voor de stormvloeden. Deze peilen worden gemiddeld eenmaal per twee jaar bereikt of overschreden, en hebben dus een overschrijdingsfrequentie van $\frac{1}{2}$. Dit grenspeil is dus de onderste grens van het stormvloedgebied.

Hoge waterstanden kunnen tenslotte ook ontstaan door menselijk beheer. Hierbij valt te denken aan spaarbekkens, stuwmeren en de beheersing van rivierwaterstanden.

In deze gevallen is de hoogste waterstand en de tijdsduur van de aanwezigheid ervan, het resultaat van een menselijk plan en dus niet onbekend. Te hoge waterstanden komen dan niet voor, tenzij als gevolg van menselijk falen. Aangezien menselijk falen echter niet denkbeeldig is, dient steeds te worden nagegaan wat de mogelijke gevolgen kunnen zijn bij foutief beheer.

3.6.3 Kortdurende waterstandsverhogingen

In deze paragraaf komen waterstandsverhogingen aan de orde welke duur inligt tussen ongeveer een uur en enkele minuten. Deze verhogingen dienen te worden gesuperponeerd op de in de vorige paragraaf genoemde langduriger aanhoudende waterstanden.

Aan zee worden, tijdens uitschietende extra harde stormwind, vaak onregelmatige schommelingen van de waterspiegel waargenomen. Deze schommelingen, die bui-oscillaties worden genoemd, hebben gewoonlijk een periode van een groot aantal minuten (15 à 45 min). In de regel bedraagt hun hoogte in de lijn van de kust bij buiige stormen enkele decimeters tot een halve meter.

Bui-oscillaties komen veel voor en men neemt aan dat zij het gevolg zijn van macroscopische turbulenties in de atmosfeer.

De voortplantingssnelheid van bui-oscillaties komt overeen met die van lange golven ($C = \sqrt{gd}$).

Langs de kust worden veelal doorlopende getijwaarnemingen verricht m.b.v. een registrerende peilschaal. Bestudering van de gegevens wijst op veelvuldige verstoring van de normale getijbeweging. De verstoringen zijn van verschillende aard, t.w.:

1. langzaam verlopende storingen als gevolg van opstuwung van het water door wind (duur enkele dagen),
2. snel verlopende verstoringen veelal veroorzaakt door veranderingen in meteorologische omstandigheden.

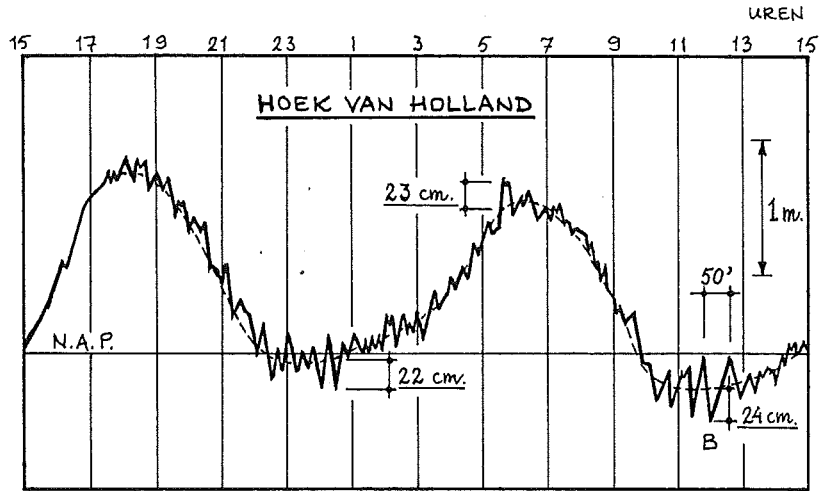
Het opvallende van de snel verlopende verstoringen is, dat de waterstandvariaties in havenbekkens veel groter zijn dan in de aangrenzende open zee. De waterstandvariaties met daarbij optredende stroomsnelheden vinden in een relatief korte tijd plaats.

De verstoringen kunnen worden veroorzaakt door:

1. zware stormen op een gedeelte van het zeeoppervlak,
2. plotselinge verandering van luchtdruk,
3. verandering van windkracht en windrichting,
4. aardbevingen e.d.

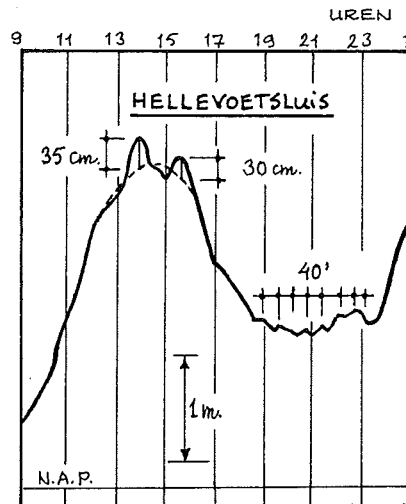
Men spreekt van "bui-stoten" als het gaat om een enkele verstoring van de waterspiegel.

De optredende waterspiegelverheffingen liggen tussen 0.15 m. en 0.5 m. Indien de verstoringen zich min of meer periodiek voordoen, wordt van "bui-oscillaties" gesproken.



Waterstandskromme, waarin te herkennen zijn windopzet, astronomisch getij en bui-oscillaties.
Getijkromme te Hoek van Holland, geregistreerd bij de storm van 9-10 november 1937.
De bui-oscillaties hebben hier perioden van 10 à 50 minuten en (halve) amplituden van ongeveer 25 cm.

Fig. 3.14



Waterstandskromme waarin te herkennen zijn windopzet, astronomisch getij en een buistoot (Hellevoetsluis, 23 december 1954).
Buistoot van 35 cm en bui-oscillatie van 30 cm van top tot dal.

Fig. 3.15

Ook buistoten gedragen zich als lange golven en kunnen zich langs de kust en tot in zeearmen voortplanten.

Bij buistoten en bui-oscillaties is oplettendheid vereist t.a.v. resonantie met havenbekkens of zeearmen. Indien de gemiddelde periode der waterbeweging de eigen trillingstijd van het bekken benadert, kan aanzienlijke opslingering het gevolg zijn (seiches). Als voorbeeld kan IJmuiden genoemd worden. Daar is de eigen periode van het havenbekken juist ongeveer 35 minuten, zodat alle vanuit zee komende oscillaties van 30 à 40 minuten in resonantie komen met de haven. Een sterk vergrote amplitude is het gevolg.

Onder kortdurende waterstandsverhogingen met het karakter van lange golven horen ook vloedgolven of tsunami's thuis. Zij worden veroorzaakt door aardbevingen of vulkanische uitbarstingen op de zeebodem. In diep water (4.000 m) planten de golven zich over grote afstanden voort met een snelheid van ongeveer 200 m/s. De hoogte bedraagt dan 0,30 - 0,60 m bij een golflengte van 10 à 200 km. Op het continentale plat neemt de voortplantingssnelheid echter af ($c = \sqrt{gd}$) en de hoogte sterk toe. Er kunnen dan brandingsgolven ontstaan met een hoogte van 10 tot 30 m.

Omdat het karakter van tsunami's voorspelbaar is kan de bevolking in bedreigde gebieden gewaarschuwd worden. In het Pacific gebied is daartoe een waarschuwingdienst opgericht, die gevestigd is in Honolulu.

In aardbevingsgebieden dient bij het ontwerp van dijken met seismische effecten rekening te worden gehouden.

Vrijwel alle aardbevingen zijn van tectonische aard, waarbij de aardbevingshaard (hypocentrum) variërend van enkele tientallen kilometers tot enkele honderden kilometers diep kan liggen. In het algemeen worden aardbevingen veroorzaakt door breuken t.g.v. overschrijding van materiaalspanningen als gevolg van voortgaande vervorming van de ondergrond.

Door de verschuiving ontstaan longitudinale en transversale golven en oppervlaktegolven zoals Reyleigh- en Lovegolven.

Men beoordeelt de intensiteit van een aardbeving naar de verschijnselen van omvallende voorwerpen, schade aan gebouwen e.d.; zij wordt uitgedrukt in de schaal van Mercalli-Cancani-Richter, waarbij de intensiteit loopt van I tot XII.

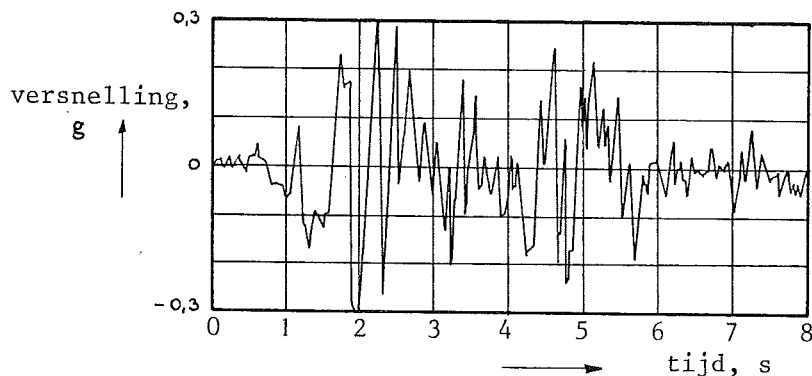


Fig. 3.16 Accelerogram

Aardbevingschaal van Mercalli-Cancani-Richter

Inten- siteit	Verschijsel	Versnelling in cm/ sec ² (volgens Mer- calli-Cancari-Richter)
I	Alleen door seismografen geregistreerd	< 1
II	Zeer licht; slechts onder gunstige om- standigheden gevoeld	1 - 2
III	Licht; trilling als van voorbijrijdend verkeer; door enkele personen gevoeld	2 - 3
IV	Matig; door velen gevoeld; rammelen van deuren en ramen; trilling als van zwaar verkeer	3 - 6
V	Vrij sterk; algemeen binnenshuis gevoeld; opgehangen voorwerpen slingeren; klokken blijven stilstaan	6 - 15
VI	Sterk; schrikreacties; voorwerpen in huis vallen om; bomen bewegen; minder solide huizen worden beschadigd	15 - 30
VII	Zeer sterk; schade aan vele gebouwen; schoorstenen breken af; golven in vijvers; kerkklokken geven geluid	30 - 60
VIII	Vernielend; paniek; algemene schade aan gebouwen; zwakke bouwwerken gedeeltelijk verniel	60 - 160
IX	Verwoestend; vele gebouwen zwaar bescha- digd; algemene schade aan funderingen; ondergrondse pijpleidingen breken (gas, waterleiding, riolering)	160 - 300
X	Vernietigend; verwoesting van vele gebou- wen; grondverplaatsingen en scheuren in de aarde; schade aan dammen en dijken	300 - 600
XI	Catastrofaal; algemene verwoesting van gebouwen; rails worden sterk verbogen; Ondergrondse leidingen verniel	600 - 1500
XII	Buitengewoon catastrofaal; algemene ver- woesting; scheuren in rotsen; verande- ringen van het landschap; talloze aard- verschuivingen	> 1500

De volgende grenstoestanden (bezwijkmechanismen) zijn van belang:

- afschuivingen in de dam als gevolg van een beweging van de "fault" waarop gefundeerd is
- taludafschuiving als gevolg van beweging van de ondergrond
- afschuivingen t.g.v. verweking van de fundering (door trillingen kan liquifactie van de ondergrond ontstaan)
- "Piping" t.g.v. scheuren die door de beweging van de ondergrond ontstaan
- overstroming van de kruin t.g.v. seiches met als gevolg het eroderen van het binnenbeloop
- bij reservoirs kan de afsluitdam overstromen als gevolg van het feit dat grote hoeveelheden grond in het reservoir terecht komen
- overstroming van de kruin als gevolg van het in ongerede raken van uitlaatwerken e.d.

Het verdient aanbeveling de actieve geologische "faults" te vermijden. Voorts kan een grotere overhoogte worden toegepast, zodat extra zetting niet direkt tot overstroming voert. Steenachtig materiaal in combinatie met weinig doorlaatbaar kernmateriaal, dat een zelfherstellende werking heeft, verdient aanbeveling. De ervaring leert dat losgepakte, met water verzadigde zandgronden, bijzonder gevoelig voor liquifactie zijn. Hetzelfde geldt voor gevoelige kleisoorten. De gevoeligheid van klei wordt uitgedrukt als een ratio tussen de samendrukking van een opgeroerd monster en de samendrukking van een geroerd monster met hetzelfde watergehalte.

$$S_t = \frac{\text{unconfined compressive strength undisturbed}}{\text{unconfined compressive strength disturbed}}$$

Voor gevoelige kleisoorten ligt S_t tussen 4 en 8. Over het algemeen wordt bij de berekening een statische horizontale kracht ingevoerd. In feite de dynamische belasting wordt vervangen door een statische belasting.

Het kiezen van de seismische faktor is gebaseerd op empirisch vastgestelde regels of door schematisatie van de dam tot een stijf lichaam. Ook methoden die van een viscoelastische benadering uitgaan worden beschouwd.

De empirische waarden zijn vastgesteld aan de hand van analyses van dammen die door aardbevingen belast waren. In de Verenigde Staten worden waarden van 0.05 tot 0.15 gehanteerd; in Japan daarentegen 0.12 tot 0.75.

Genoemde waarden dienen echter met grote terughoudendheid te worden toegepast.

Bij de schematisatie van de dijk tot een stijf lichaam en de veronderstelling dat deze niet over de ondergrond glijdt, kan gesteld worden dat de dijk dezelfde versnelling ondergaat als de ondergrond. Hieruit volgt dat ook de seismische coëfficiënten gelijk zijn. Ook deze benadering gebiedt grote voorzichtigheid. Proeven met vibra-

tors duiden er n.l. op, dat niet alle aarden dijken zich als stijve lichamen gedragen.

De viscoelastische methode gaat uit van de volgende schematisatie:

- de dijk wordt opgebouwd gedacht uit horizontale dunne lagen,
- de lagen worden verbonden door een Maxwell rheologische model, t.w. een lineaire veer voor het aanleggen van een schuifspanning en een viskeuze demping d.m.v. een smoorpot.

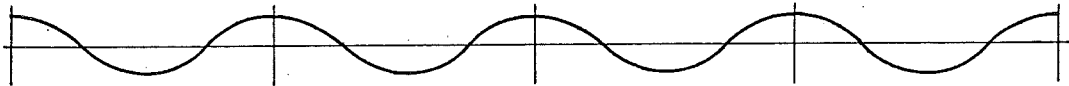
Vervolgens wordt uitgegaan van een gelijkmatig verdeelde beweging van de fundering en daarbij wordt de invloed op de verschillende niveau's bepaald.

Op grond hiervan is een analyse gemaakt van een driehoekig damprofiel, dat ter afsluiting van een rechthoekige vallei dient. Hij stelde vast dat indien de lengte van de dijk meer dan viermaal de hoogte bedraagt, de randinvloeden verwaarloosbaar zijn. Ambraveys ontwikkelde formules voor het bepalen van horizontale krachten op iedere laag in een dijk.

$$\bar{k} = \left\{ \sum_{n=1}^{n=4} k_n (y)^2 \max \right\}^{\frac{1}{2}}$$

\bar{k} = totale kracht
 k_n = seismische coëfficiënt
 y^n = amplitude

De seismische coëfficiënt wordt gedefinieerd als de wortel uit de som van de kwadraten van de seismische coëfficiënten van de eerste vier trillingen.



Ook deze methode heeft bezwaren. De schematisatie tot lagen, waar aan de randen eigenschappen zijn gedefinieerd, is erop gebaseerd, dat de grondbeweging uitsluitend door de horizontale schuifspanningen tussen de lagen wordt opgenomen.

Metingen hebben aangetoond dat zowel horizontale als verticale trek- en drukspanningen optreden. Voorts is de schematisatie te beperkt t.o.v. de veronderstelling dat uitsluitend horizontale grondbeweging optreedt. Ook verticale beweging treedt op.

3.6.4 Zeer kort durende waterstandswisselingen

Stormen, die het water tegen de kust opstuwen, wekken ook golven op. De hoogte en lengte van de golven hangen af van de afmetingen en duur van de storm en uiteraard ook van de windsnelheid. Op ondiep water wordt de golfgroei beperkt door verlies van golfenergie aan de bodem.

Voor een situatie waarin het golfbeeld in wezen niet verandert (stationair golfbeeld) kan het golvend zee-oppervlak als functie van de tijd op één plaats goed beschreven worden als de som van een groot aantal onafhankelijke harmonische componenten, ieder gekarakteriseerd door een frequentie, een fase en een amplitude.

$$\eta(t) = \sum_{n=1}^N A_n \sin(2\pi f_n t + \alpha_n)$$

waar

$\eta(t)$ de oppervlakte uitwijking t.o.v. het gemiddeld wateroppervlakteniveau
 t tijd
 A_n amplitude
 n rangtelnummer
 N maximum aantal componenten
 f_n n^{de} frequentie
 α_n willekeurige fase-hoek

Merk op dat frequentie = 1/(golfperiode van de harmonische component). Het blijkt dat (voor niet al te steile golven) de fase-hoek α willekeurig gekozen moet worden om het golvend oppervlak goed te beschrijven (α is een stochastische grootte met een uniforme kansdichtheidsverdeling op het interval $-\pi, +\pi$). Omdat dit a priori bekend is, is alleen A_n als functie van f_n nodig om de golfsituatie te karakteriseren (afgezien van golfrichtingseigenschappen, die hier niet beschouwd worden).

Echter, uit een theoretisch beter uitgewerkt model volgt, dat het zeeoppervlak moet worden gezien als de som van een oneindig aantal harmonische componenten. Hierdoor is $N \rightarrow \infty$ en ook de afstand tussen opeenvolgende componenten $\Delta f_n \rightarrow 0$. Echter, als iedere component een eindige energie zou hebben, dan wordt de totale energie oneindig groot. Om de totale energie eindig te houden kan men een afgeleide grootte hanteren: de energiedichtheid $S(f)$

$$S(f) = A_n^2 / \Delta f_n$$

Deze grootte blijft eindig als $\Delta f_n \rightarrow 0$, en $\int_0^\infty S(f) df$ is gelijk aan de totale golfenergie. Deze energiedichtheid $S(f)$ als functie van frequentie f wordt het energiedichtheidsspectrum (of golfspectrum) genoemd.

In konstante of langzaam variërende windvelden blijkt dat $S(f)$ een universele vorm heeft die vaak het JONSWAP-spectrum genoemd wordt:

$$S(f) = \alpha g^2 (2\pi)^{-4} f^{-5} \exp\left[-\frac{5}{4} \left(\frac{f}{f_m}\right)^{-4}\right] \gamma(f)$$

met
$$\gamma(f) = \gamma_0 \exp\left[\frac{(f/f_m - 1)^2}{2\sigma^2}\right]$$

waarin de coëfficiënt α en de piekfrequentie f_m schaalparameters zijn voor de energieschaal en de frequentieschaal. γ_0 De functie $\gamma(f)$ bepaalt de scherpheid van de piek, γ_0 is een "vergrotingsfactor" en σ is een "breedte-maat".

In de praktijk blijkt dat $\gamma \approx 3.3$ en $\sigma \approx 0.08$, tenzij de fasesnelheid van f_m ongeveer gelijk is aan de windsnelheid. In dat laatste geval groeien de golven niet meer en $\gamma_0 \sim 1$.

Als $\gamma_0 = 1$, dan is $\gamma(f) = 1$ en het spectrum reduceert tot het z.g. Pierson-Moskowitz spectrum (met vrije α en f_m).

De oppervlakte uitwijking $\eta(t)$ is, binnen de voorwaarden van de bovenstaande beschrijving, Gaussisch verdeeld, d.w.z.

$$p(\eta) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \sigma} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{\eta}{\sigma}\right)^2}$$

De golfhoogte (H), gedefinieerd als het verschil tussen een maximum van $\eta(t)$ en het eerstvolgende minimum $\eta(t)$, is voor een golfbeeld met een smal spectrum Rayleigh verdeeld:

$$\Pr(\underline{H} > H_s) = e^{-2 \left(\frac{H}{H_s}\right)^2}$$

waarin H_s de significante golfhoogte is, gegeven door

$$H_s = 4\sqrt{m_0}$$

met $m_0 = \int_0^\infty S(f)df$. De waarde van H_s is vrijwel gelijk aan het gemiddelde van het hoogste 1/3 deel van de golfhoogte ($H_{1/3}$).

Voor een situatie waar over diep water de wind konstant is en loodrecht waait vanaf een lange, rechte kust, blijkt in een stationaire situatie de significante golfhoogte H_s en de significante periode T_s alleen af te hangen van de afstand F naar de kust (strijklengte), de windsnelheid (u) en de zwaartekrachtversnelling (g), (lit. 19):

$$\frac{gH_s}{u^2} = 0.283 \tanh \left[0.0125 \left(\frac{gF}{u^2}\right)^{0.42} \right]$$

$$\frac{gT_s}{u} = 7.54 \tanh \left[0.077 \left(\frac{gF}{u^2}\right)^{0.25} \right]$$

Op grote zeeën en oceanen bereiken echter ook golven het meetpunt, die niet ter plaatse zijn opgewekt, doch afkomstig zijn van stormvelden op honderden kilometers afstand.

Dergelijke golven, die qua richting, hoogte en periode niet bij de heersende wind behoren, noemt men deining.

In golfspectra is deining vaak te herkennen als een tweede piek.

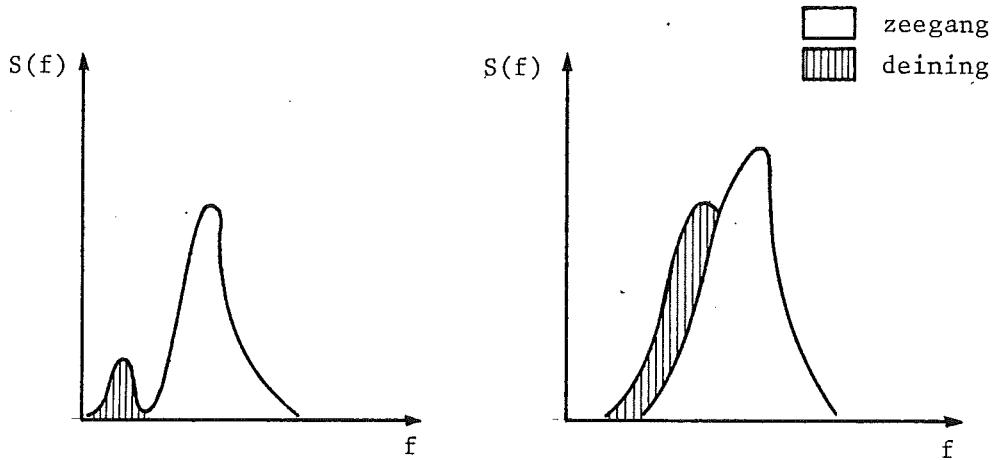


Fig. 3.18

Enigszins ingewikkeld is het verband tussen golfperiode, golflengte en voortplantingssnelheid.

$$c = \frac{L}{T} = \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \tanh \frac{2\pi d}{L}}$$

waarin:

- c = voortplantingssnelheid van de golfvorm (m/s)
- L = golflengte (m)
- T = golfperiode (s)
- d = waterdiepte (m)
- g = zwaartekrachtsversnelling (m/s²)

Voor diep water is de formule te benaderen door:

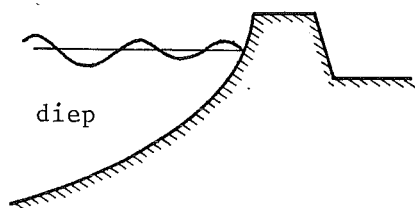
$$c = \frac{L}{T} = \sqrt{\frac{gL}{2\pi}} \quad \text{voor} \quad \frac{2\pi d}{L} > \pi$$

Voor ondiep water geldt de volgende benadering:

$$c = \frac{L}{T} = \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \cdot \frac{2\pi d}{L}} = \sqrt{gd} \quad \text{voor} \quad \frac{2\pi d}{L} < 0,25$$

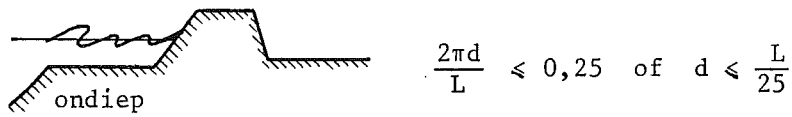
Tot nu toe is steeds gekeken naar golfvelden ver van kusten. Maar wat gebeurt er als het golfveld de oever en de waterkering nadert? Dat hangt volkomen af van de waterdiepte direkt voor de oever.

Indien de waterdiepte groot is, dringen de golven ongehinderd door.



$$\frac{2\pi d}{L} \geq \pi \quad \text{of} \quad d \geq \frac{L}{2}$$

De waterkering staat voortdurend aan golfaanval bloot. Indien de waterdiepte op enige afstand voor de oever klein is, wordt de golf daardoor beïnvloed.



De voortplantingssnelheid daalt op het ondiepe gedeelte en de korte golf gaat zich als een lange golf gedragen.

$$c = \sqrt{gd}$$

Door de vertraging neemt de golfhoogte toe tengevolge van een proces, dat "shoaling" heet, zonder dat de golfperiode wijzigt. De hoogte kan echter niet onbeperkt toenemen, omdat de golven breken zodra:

$$H_s \geq 0,5 d \quad \text{dus} \quad H_{s_{br}} \approx 0,5 d \quad (\text{NB: } H_{br(\max)} \approx 0,78 d)$$

De waterkering wordt nu aangevallen door een golfbeeld met een significante hoogte ongeveer gelijk aan de helft van de waterdiepte. Dit betekent dat de golfaanval heviger doordringt naarmate de waterstand hoger wordt.

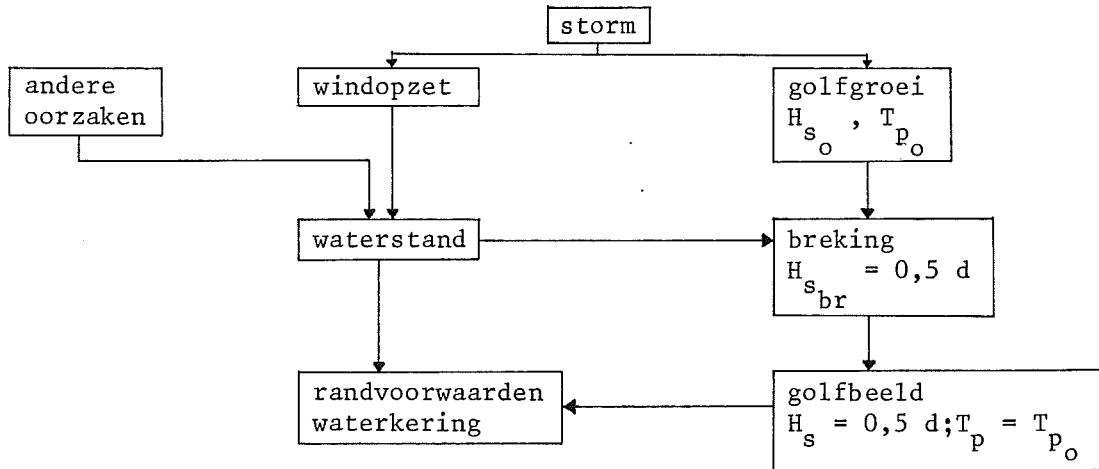


Fig. 3.19 De samenhang der natuurrandvoorwaarden bij aanwezigheid van een kort voorland

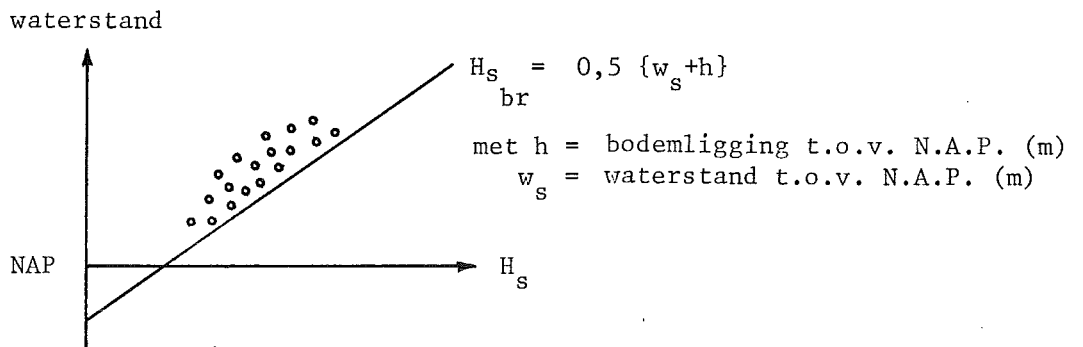


Fig. 3.20

De maximale significante golfhoogte wordt beperkt door de boven het voorland beschikbare waterdiepte.
Het golfspectrum voor de waterkering wordt bepaald door de piekperiode van het spectrum op diep water en de significante golfhoogte, die na breking overblijft.

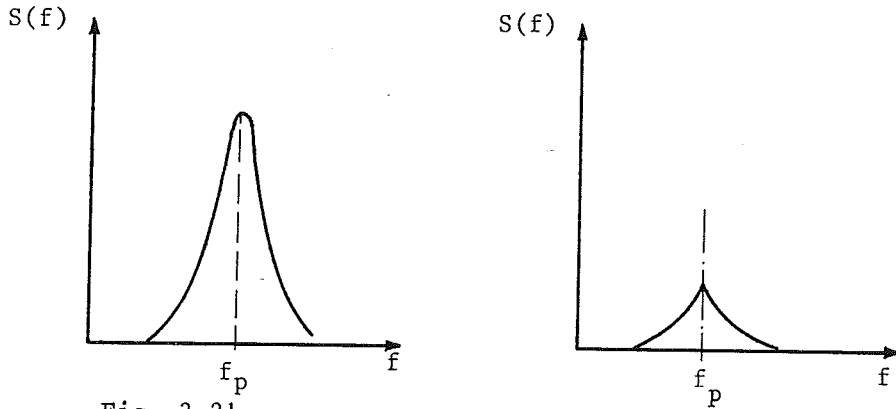


Fig. 3.21

Een extra invloed treedt op indien het ondiepe voorland zo lang is, dat de golven na breking opnieuw groeien.

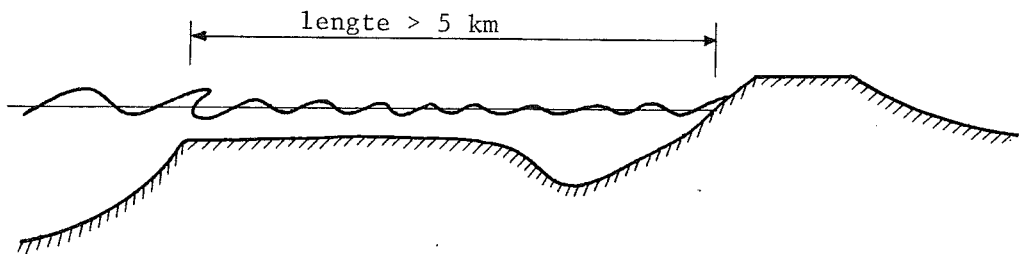


Fig. 3.22

Het golfbeeld voor de waterkering bestaat nu uit twee componenten:
- een gebroken golfcomponent, die van dieper water afkomstig is,
- een boven het voorland opgewekte windgolf.
De eerste component wordt weergegeven middels H_{sbr} . De tweede component wordt weergegeven middels H_{swind} .

De windgolf zal in de meeste gevallen een ondiepwatergolf zijn. Voor de bepaling hiervan zijn formules afgeleid (zie bv. Shore Protection Manual) en grafieken ontwikkeld (zie bv. appendix: voorbeeldopgave).

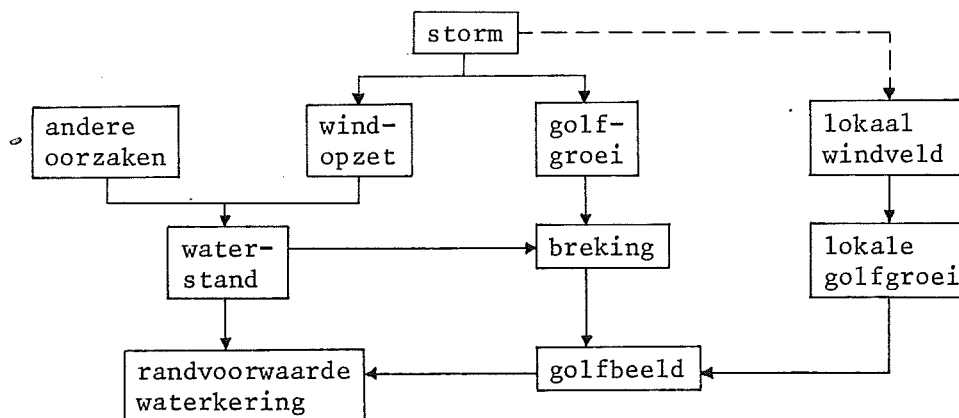


Fig. 3.23

De totale golfhoogte voor de waterkering kan benaderd worden door:

$$H_{s_{tot}} = \sqrt{H_{s_{br}}^2 + H_{s_{wind}}^2}$$

Het tweeledige karakter van het golfbeeld is meestal in het spectrum te herkennen omdat de lokaal opgewekte golven i.v.m. de korte strijklengte een hogere frequentie hebben dan de golven op diep water.

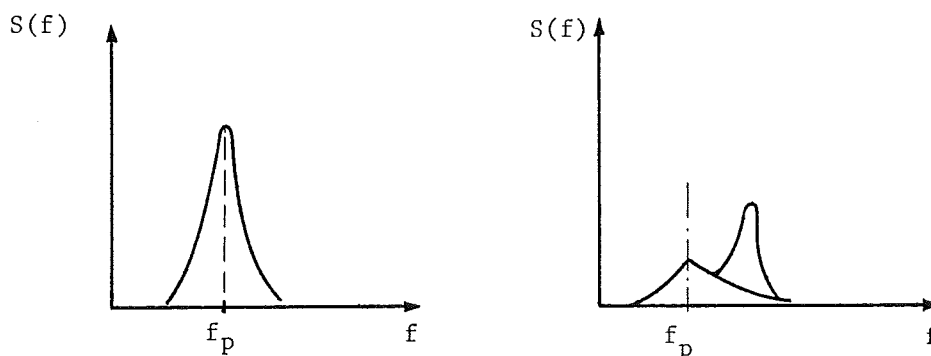


Fig. 3.24

Indien we opnieuw de significante golfhoogten tegen de waterstand uitzetten blijkt de hoogte van de gebroken golf niet langer het maximum te zijn.

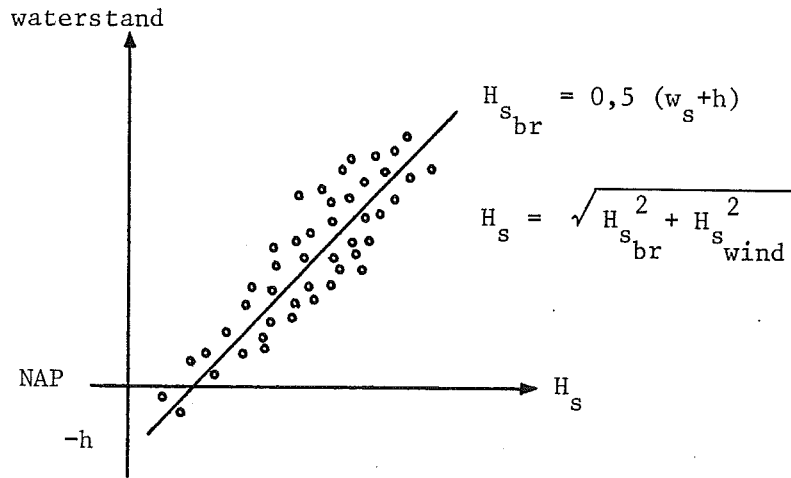


Fig. 3.25

Tot nu toe is stilzwijgend verondersteld, dat de golven loodrecht op de kustlijn binnentraden. In het algemeen zal dat niet zo zijn en treedt refractie op.

Nadert een golfspectrum een kust, waarvan de vooroever regelmatig ondieper wordt en met dieptelijnen evenwijdig aan de kust, onder een hoek $< 90^\circ$, dan zal de snelheid van de golfkammen dicht bij de kust kleiner worden dan de snelheid van verder van de kust lopende delen van de golfkam en dus ten opzichte daarvan achterblijven. De golven gaan bijdraaien en zullen trachten evenwijdig aan de kust te gaan lopen (looplijnen loodrecht op de kustlijn). Dit verschijnsel heet refractie. Het verschijnsel volgt de optische brekingswetten (zie fig. 3.26 A).

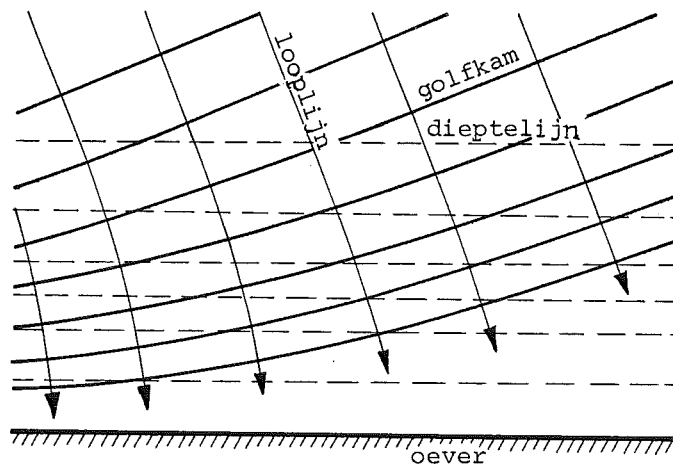


Fig. 3.26 A Refractie = afbuiging

In fig. 3.26 B is aangegeven hoe, tengevolge van het refractiever-
schijnsel een uitstulping aan een kust sterker wordt aangevallen
dan de kust ter weerszijden daarvan.

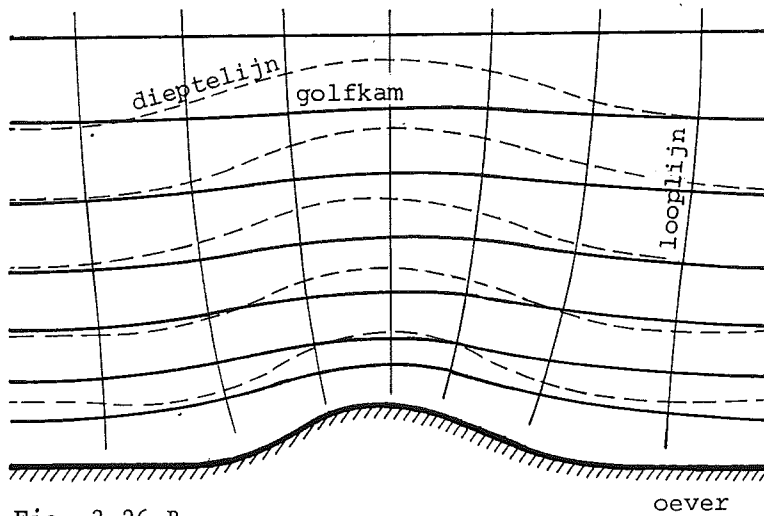


Fig. 3.26 B

De golven van een spectrum dat vanuit zee een zeearm of een rivier-
mond binnenloopt zullen, wanneer die door flauwe onderwatertaluds
worden begrensd, naar die belopen toedraaien, zoals in fig. 3.26 C
is weergegeven, en geleidelijk hun energie daaraan afgeven.

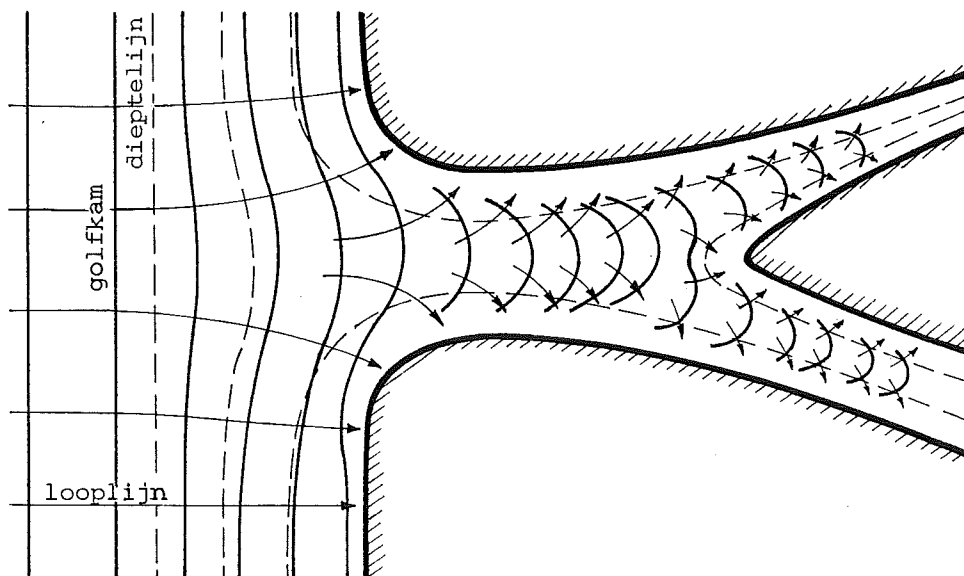


Fig. 3.26 C

Het diffractieverschijnsel treedt op wanneer een schaduwgebied achter bijvoorbeeld een havenhoofd wordt beïnvloed door langsgaande golven. De golven geven energie af aan het schaduwgebied waar de wind geen of weinig invloed heeft.

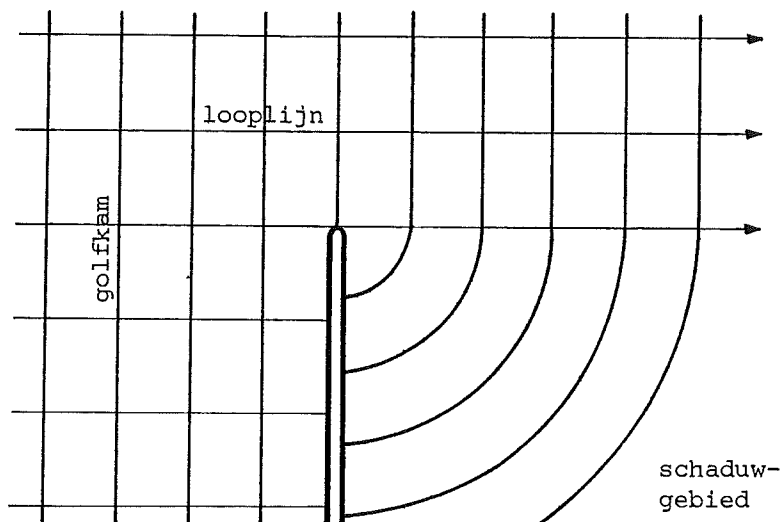


Fig. 3.26 D DiffRACTIE = verSTROOIING

3.6.5 Stroming

Steeds zal men bedacht moeten zijn op het optreden van stromingen evenwijdig aan de waterkering t.g.v. waterstandsverschillen in die richting. Meestal zal hiervan sprake zijn in getijgebieden en op rivieren, doch in bijzondere gevallen kunnen ook golven stroming veroorzaken.

Veelal vormen metingen de juiste weg ter bepaling van nauwkeurige gegevens t.a.v. stroomsnelheden.

3.6.6 De beïnvloeding van de natuurrandvoorwaarden door menselijk ingrijpen en natuurlijke aanpassingen

Tijdens de bepaling van de natuurrandvoorwaarden mag men nimmer uit het oog verliezen, dat de geplande constructie het natuurlijk evenwicht zodanig kan beïnvloeden, dat de ontwerp-uitgangspunten niet langer juist zijn.

Een voorbeeld is reeds gegeven bij de behandeling van de waterhoogten op een rivier. Daar leidde het verhogen van dijken tot hogere waterstanden, omdat de mogelijkheid tot berging was afgesneden. Evenzo zal men zich bij de bepaling van de golfrandvoorwaarden voor een waterkering met een voorland moeten afvragen of niet de aanleg van de kering een wijziging in het stroombeeld introduceert, dat het voorland verdiept. In dat geval zijn de golfrandvoorwaarden te laag vastgesteld.

3.7 Overzicht van de grenstoestanden

3.7.1 Inleiding

Dit overzicht van de wijzen waarop een waterkering kan bezwijken, pretendeert geenszins volledig te zijn. Slechts de hoofdpunten, die van belang zijn, krijgen de aandacht. Steeds worden daarbij de principes van 3.1 gehanteerd.

Het grootste gevaar dat de ontwerper van een waterkering bedreigt is, dat hij een specifieke grenstoestand over het hoofd ziet. Vaak blijkt het bezwijken van constructies hierdoor te worden veroorzaakt.

3.7.2 Grenstoestand overlopen

Bij overlopen zijn de overdrachtsfuncties triviaal. De grenstoestand overlopen wordt bereikt als de som van langdurige en kortdurende waterstandsverhogingen gelijk is aan de hoogte van de waterkering.

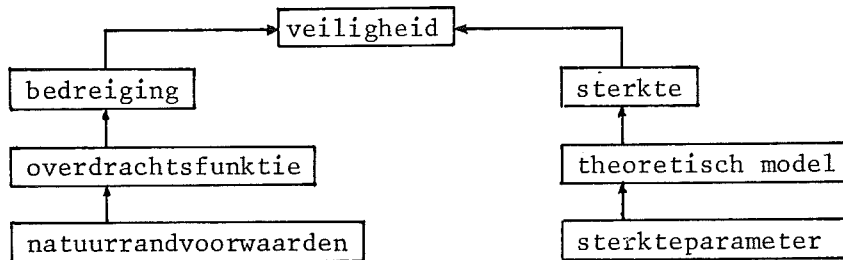


Fig. 3.27

Het mechanisme overlopen is vooral van belang voor dijken die "van de wind af" gelegen zijn, d.w.z. voor dijken die niet door golven worden aangevallen.

Opmerking: Het mechanisme overlopen kan andere mechanismen inleiden, zoals het mechanisme "totale instabiliteit binnentalud".

Het bepalen van de aanleghoogte van de dijk is een minder eenvoudige zaak dan het lijkt. Weliswaar ligt de aanleghoogte, afgezien van eventuele bouwfouten, vast, doch dat betekent niet dat deze hoogte op het moment van de extreme waterstand ook aanwezig is.

Vrijwel zeker zal door klink van het dijklichaam zelf en door zetting van de ondergrond een daling van de kruin zijn opgetreden.

In feite is hier sprake van een grenstoestand m.b.t. duurzaamheid.

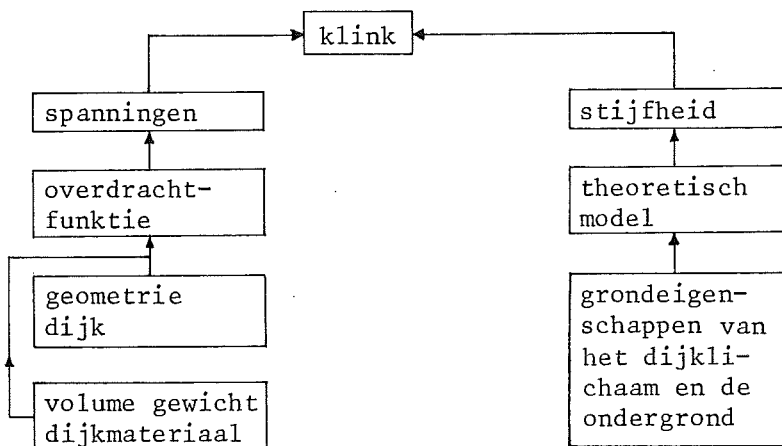


Fig. 3.28

Het volumegewicht van het gebruikte materiaal en de geometrie van het dijklichaam bepalen de spanningen in de ondergrond. De eigenschappen van de grond in de dijk en van de ondergrond, zoals wrijvingshoek, doorlatendheid enz., bepalen de mate van vervorming die het gevolg is van de spanningen.

Onmiddelbaar is hier het verband met onderhoud en inspectie duidelijk. Indien men de hoogte van de kering regelmatig controleert en afwijkingen aanvult, zal de dijk blijven voldoen aan de eisen aanzien van de kruinhoogte.

Op de lange duur kan de hoogte van de kering ook onvoldoende worden tengevolge van zeespiegelrijzing of bodemdaling. Deze fenomenen hangen samen met het afsmelten der poolkappen en tectonische bewegingen.

In het kort wordt de grenstoestand nu b.v. als volgt berekend:

astronomische getij		aanleghoogte	
windopzet		- klink + zetting	
bui-oscillatie		- bouwfout	
buistoot	+	- bodemdaling	+
<hr/>		<hr/>	
"belasting"		"sterkte"	

3.7.3 Grenstoestand overslag

Indien voor de waterkering golven optreden, zullen deze golven tegen het buitentalud oplopen. De golfoploop dient aan de waterstanden te worden toegevoegd om te voorkomen dat de golven in grote getale over de kering slaan.

De golfoploop die, evenals de golven, bij benadering Rayleigh verdeeld is, wordt m.b.v. een overdrachtsfunctie uit het golfspectrum afgeleid.

$$z_{\text{sign}} = 0,5 T_{\text{piek}} \sqrt{g H_{\text{sign}}} \tan \alpha$$

waarin:

z_{sign}	=	significante golfoploop (verticaal gemeten)	(m)
T_{piek}	=	piekperiode van het golfspectrum	(s)
g	=	versnelling van de zwaartekracht	(m/s ²)
H_{sign}	=	significante golfhoogte	(m)
α	=	helling van het buitentalud	(°)

Historisch is gegroeid, dat men voor het ontwerp van keringen de golfoploop neemt die door 2% van het aantal golven wordt overschreden. Volgens de Rayleigh-verdeling geldt nu:

$$\Pr(z > z_{2\%}) = e^{-2 (z_{2\%}/z_{\text{sign}})^2} = 0.02$$

$$z_{2\%} = 1,4 \cdot z_{\text{sign}}$$

waarin: $z_{2\%}$ = golfoploop die door 2% van het aantal golven wordt overschreden (m)

Zodat nu direkt volgt: $z_{2\%} = 0,7 T_{\text{piek}} \sqrt{g H_{\text{sign}}} \cdot \tan \alpha$

Indien we ons het verband herinneren tussen de significante golfhoogte en de piekperiode van jonge zeevang (diep water, H/L=5%):

$$H_s = 0,078 \cdot T_{\text{piek}}^2$$

dan volgt na enig herleiden:

$$z_{2\%} \approx 8 \cdot H_{\text{sign}} \cdot \tan \alpha$$

Deze formule is in Nederland bekender dan het feit dat hij alleen van toepassing is op jonge zeevang.

Het schema van de grenstoestand is in onderstaande figuur gegeven. In tegenstelling tot bij de grenstoestand overlopen mag nu, volgens de richtlijnen van de Deltacommissie (lit. 17), de invloed van seiches, buistoten en bui-oscillaties gereduceerd worden.

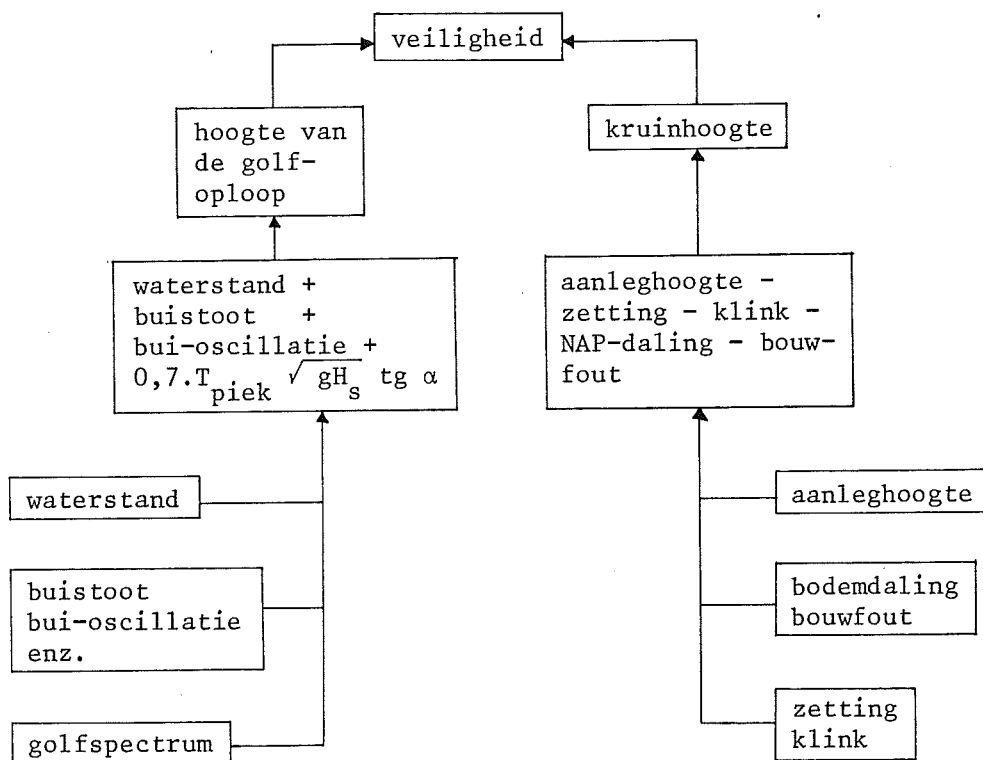


Fig. 3.29

De golfoploop kan gereduceerd worden door het toepassen van een stormvloedberm in het dwarsprofiel van de dijk. Deze berm is het effectiefst indien deze ongeveer op ontwerpwaterstand (stormvloedstand) wordt aangelegd.

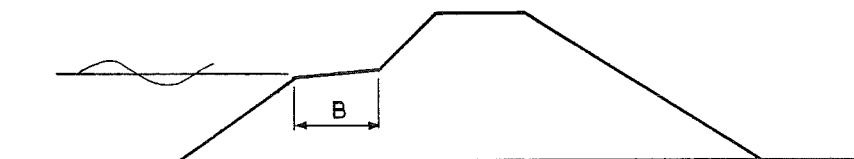


Fig. 3.30

Ook de ruwheid van het talud beperkt de golfoploop.
In het totaal kan een reductie bereikt worden van:

$$z_{2\%} = RED \cdot 0,7 \cdot T_{piek} \cdot \sqrt{g \cdot H_{sign}} \cdot \tan \alpha$$

$$RED = \frac{\text{golfoploop op ruw talud}}{\text{golfoploop op glad talud}} \leq 1$$

$$RED = f \left(\cos \beta - \frac{B}{L} \right)$$

$$\text{voorts geldt } \cos \beta - \frac{B}{L} > 0,6 \cos \beta$$

$$\frac{B}{L} < 0,3$$

$$\beta \leq 45^\circ \rightarrow \cos \beta > 0,7$$

materiaal	f
asfalt	1,15 - 1,20
betontegels	1,00 - 1,05
gezette zuilen	0,95 - 1,00
gezette steen	0,80 - 0,90
ronde steen	0,60 - 0,75
breuk steen	0,55 - 0,70
tetrapoden e.d.	0,55

waarin:

B = breedte van de stormvloedberm (m)

L = golflengte (m)

β = invalshoek (met de normaal) ($^\circ$)

f = ruwheidsfactor volgens bijgaande tabel

RED = reductiefactor

Tot slot nog enkele in de dijkbouw veel gebruikte begrippen:

golfoploop		
bui-oscillatie en buistoten		ontwerpwaterstand
overige waterstandsverhogende factoren		waakhoogte
+ _____ +		
waakhoogte		dijktafelhoogte
relatieve zeespiegelrijzing		
klink en zetting		dijktafelhoogte
overige kruinsverlagende factoren		overhoogte
+ _____ +		
overhoogte		aanleghoogte

Als minimum waakhoogte wordt meestal 0,50 m aangehouden.

3.7.4 Grenstoestand "erosie buitentalud"

Tijdens stormen zal het buitentalud van de waterkering aangevallen worden door golven. De waterstand en het golfbeeld voor de kering bepalen dan respectievelijk de plaats en de mate van de aanval. Indien de kwaliteit van het buitentalud onvoldoende is om de aanval te weerstaan zal de waterkering via erosie van het buitentalud bezwijken.



Fig. 3.31 Erosie buitentalud

De noodzakelijke verdediging van het talud kan op diverse wijzen geschieden.

Het onverdedigde talud

Het buitentalud van een duin wordt niet geacht tegen golfaanval bestand te zijn; de verdediging bestaat hieruit, dat het strand, dankzij de erosie van het duin, een landwaarts oplopend stormprofiel aanneemt. Hierbij komt de duinvoet al retirierend hoger te liggen, totdat slechts een geringe golfhoogte voor de duinvoet overblijft. Door toepassing van de in par. 3.3.3 genoemde black box benadering is aan de hand van waarnemingen in de natuur en proeven in een hydraulisch model geconstateerd, dat gedurende een stormvloed het kustprofiel wordt geërodeerd tot een uniform profiel. Dit "stormprofiel" heeft beneden het stormvloedniveau een parabolische vorm (zie fig. 3.32).

$$y = 0,415 (\lambda x + 4,5)^{0,5} - 0,88$$

waarin:

- y = diepte beneden de maximum stormvloedstand (m)
- x = afstand tot het profielpunt op maximum stormvloedstand (m)
- λ = parameter die een functie is van de korreldiameter
- $D_{50} = 200 \mu \quad \lambda = 0.8$
- $D_{50} = 150 \mu \quad \lambda = 1.25$

Het stormprofiel strekt zich uit tot het punt waar het profiel een diepte bereikt van $1.28 H_{sign}$, de z.g. brekerdiepte.

$$x_b = \frac{(3,08 \cdot H_s + 2,12)^2}{\lambda} - \frac{4,5}{\lambda}$$

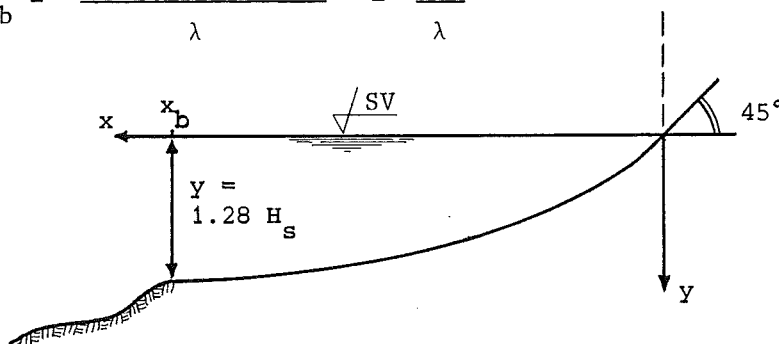


Fig. 3.32 Het stormprofiel

Boven de maximum stormvloedstand blijft het geërodeerde duin staan onder een helling van 45° .

Gedurende de stormvloed wordt het oorspronkelijke kustprofiel nu zó vervormd tot het stormprofiel, dat in het gebied

$$0 < x < x_b$$

de hoeveelheid geërodeerd zand juist gelijk is aan de hoeveelheid afgezet zand. De zandbalans sluit onder de veronderstelling dat alleen zeewaarts transport plaatsvindt en dat zandverlies evenwijdig aan de kust verwaarloosd mag worden.

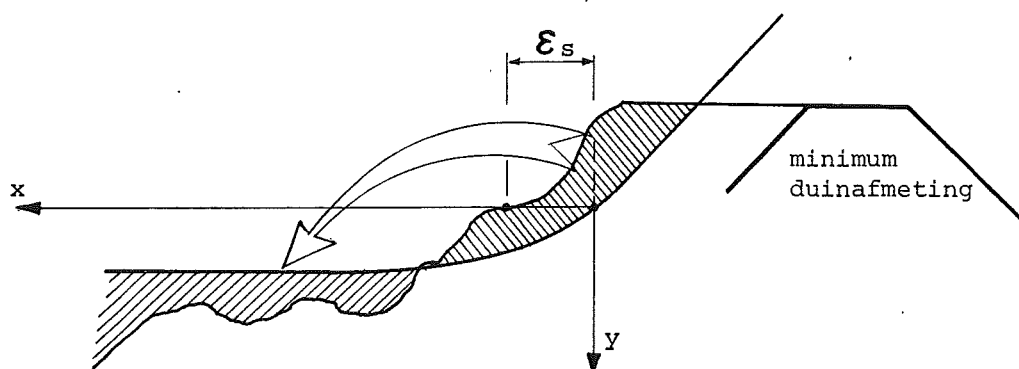


Fig. 3.33

Gedurende de storm erodeert een aantal meters (ϵ_s) duin, doch volgens de heersende filosofie wordt de veiligheid^s gewaarborgd geacht, zolang een minimaal duinlichaam gehandhaafd blijft. Een minimumbreedte van 10 m ter hoogte van de ontwerpwaterstand is voldoende (fig. 3.33).

De hoogte van het duin dient uiteraard getoetst te worden aan de reeds genoemde eisen m.b.t. overslag en overlopen.

Het verdedigde gesloten talud

Het buitentalud van een in hoofdzaak uit zand bestaande waterkering kan tegen erosie verdedigd worden door middel van een gesloten laag van erosie-bestendig materiaal. Veel gebruikte materialen voor een dergelijke laag zijn klei en asfalt.

Een onbegroeide laag klei is weinig erosie-bestendig. Door ervaring en onderzoekingen is echter aangetoond, dat van een grasmat een gunstige werking uitgaat.

Hoewel berekeningsmethoden niet voorhanden zijn, blijkt dat een kleibekleding met een dikte van 0,80 à 1,0 m, begroeid met gras, een flinke (zoute) golfaanval, die enkele uren duurt, kan weerstaan, mits de helling niet steiler is dan 1:2½ tot 1:3.

In de getij-zône, waar het talud met zout water is doordrenkt, maar ook in het gebied dat vrij vaak door matige stormen wordt aangevallen, kan gras niet worden toegepast.

Traditioneel wordt in Nederland om deze reden in de getij-zône tot een hoogte van tenminste astronomisch hoogwater vermeerderd met golfploop een steenbekleding toegepast.

Gezien het gebrek aan theoretische kennis rond het bezwijken van gezette steenbekledingen, voert Rijkswaterstaat momenteel een systematisch modelonderzoek uit naar het gedrag van gezette elementen onder invloed van golfaanval.

Verder lijkt het raadzaam om ontwerpen van bekledingen van gezette steen voor duidelijk van de Nederlandse afwijkende omstandigheden in een schaalmodel te beproeven.

Sinds de Tweede Wereldoorlog is het gebruik van asfaltmaterialen als bekledingsmateriaal in hoofdzaak voor het buitentalud voor waterkeringen ontwikkeld.

Eerst zal het bezwijken van de constructie gedefiniëerd moeten worden.

De huidige theorie kent daarvoor twee criteria: het afschuifcriterium en het opdruk criterium.

Het eerste houdt in dat t.g.v. hoge waterspanningen onder de bekleding t.g.v. golfaanval de opneembare schuifweerstand langs het talud terugvalt en de bekleding wil afschuiven.

In extreme gevallen is het mogelijk dat de overdruk zo groot wordt, dat de bekleding wordt opgedrukt, het tweede criterium.

Het plaatselijk overschrijden van het eerste criterium zal leiden tot plaatselijke trekspanningen in de bekleding, hetgeen onder maatgevende omstandigheden niet onaanvaardbaar wordt geacht, terwijl het overschrijden van het tweede criterium zal leiden tot trekspanningen over een groot traject en mogelijk scheurvorming, hetgeen te allen tijde onaanvaardbaar wordt geacht.

In formulevorm:

Schuifcriterium:

$$f \{ \{ H \cdot \rho_w \cdot g + d \cdot \rho_a \cdot g \} \cos \alpha - u \} > d \cdot \rho_a \cdot \sin \alpha \cdot g$$

Opdruk criterium:

$$(H \cdot \rho_w \cdot g + d \cdot \rho_a \cdot g) \cos \alpha > u$$

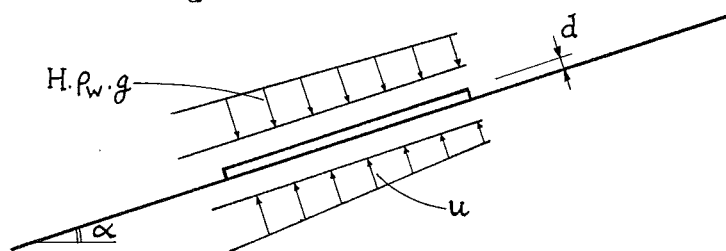


Fig. 3.34

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

- dikte (d) (m)
- volumieke massa (ρ_a) (kg/m^3)
- geometrie (taludhelling α)

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

- geometrie
- golfbeweging
- waterstandsverloop
- doorlatendheden

Hoewel veel onderzoek verricht wordt, is een praktische berekeningsmethode voor een asfaltbekleding onder golfaanval niet beschikbaar. Men kiest daarom meestal een praktische dikte.

Het verdedigde open talud

De derde manier om een talud te beschermen is d.m.v. een filterconstructie. De buitenste laag van het filter bestaat uit betrekkelijk zware gestorte steen.

Een dergelijke constructie kan op twee wijzen bezwijken:

1. De grote steenelementen aan de buitenzijde worden door de golven uit de bekleding gelicht. De fijnere lagen die eronder liggen zijn niet tegen golfaanval bestand.
2. De filterwerking is onvoldoende. De fijne delen van de onderste lagen spoelen via de erboven liggende lagen uit. De bekleding verzakt hierdoor.

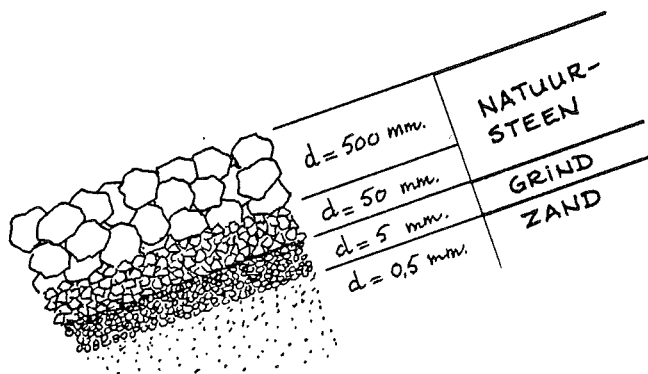


fig. 3.35 Open taludverdediging

Voor de stabiliteit van losgestorte blokken in golfaanval zijn diverse formules beschikbaar.

De bekendste zijn de formules van Hudson en Iribarren.

$$G \geq \frac{\rho_{st} g H_{sig}^3 \cdot \tan \alpha}{K_d \cdot \Delta^3} \quad \left| \quad G \geq \frac{\rho_{st} g \frac{a^3}{b^2} H_{sig}^3}{\Delta^3 (\mu \cdot \cos \alpha - \sin \alpha)^3} \text{ golfterugloop} \right.$$

(Hudson)

$$G \geq \frac{\rho_{st} g \frac{a^3}{b^2} H_{sig}^3}{\Delta^3 (\mu \cdot \cos \alpha + \sin \alpha)^3} \text{ golfoploop}$$

waarin:

- H_{sig} = significante golfhoogte (m) (Iribarren)
- ρ_{st}, ρ_w = soortelijke massa van steen en water (kg/m^3)
- K_d = vormfactor die voor stortsteen 2,5 à 3,5 is indien schade niet acceptabel is
- α = taludhelling
- G = steengewicht (N)
- $\Delta = \frac{\rho_{st} - \rho_w}{\rho_w}$
- a = empirische coëfficiënt (dimensieloos)
- b = vormcoëfficiënt (dimensieloos)
- μ = wrijvingscoëfficiënt (dimensieloos)
- d = steendiameter (m)
- g = zwaartekrachtversnelling (m/sec^2)

De steenbekleding, die in de Nederlandse omstandigheden haar sporen heeft verdiend, is in onderstaande figuur weergegeven.

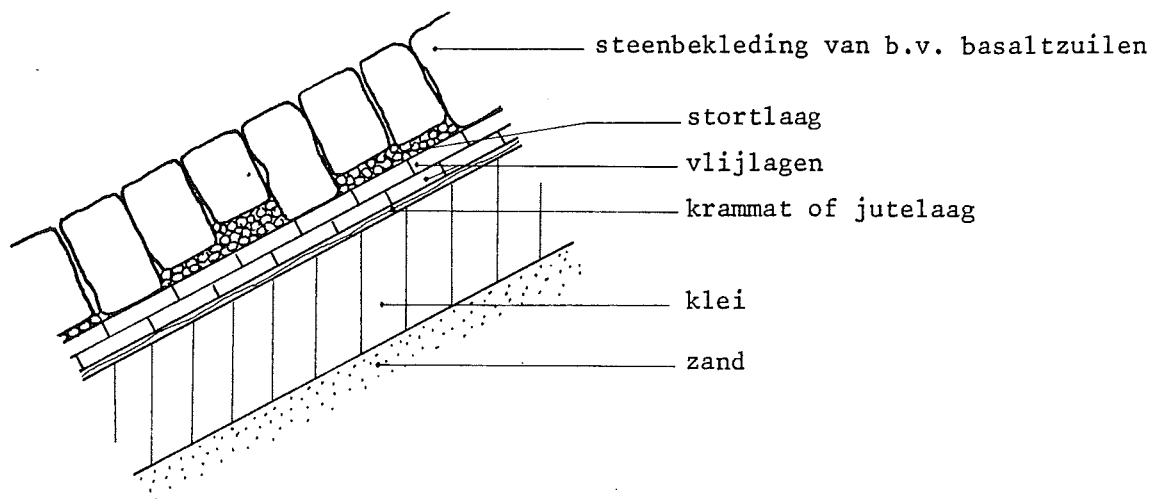


Fig. 3.36 De traditionele (open) steenbekleding op een gesloten laag (klei)

Op de afdichtende kleilaag is een laag van stro of jute aangebracht om beschadiging tijdens de opbouw van de steenbekleding te voorkomen. Op deze stro- of jutelaag worden twee vlijlagen van bakstenen aangebracht. Daar bovenop worden vervolgens de steenelementen gezet. Het hoogteverschil van de zuilen wordt daarbij gecompenseerd d.m.v. een laag geklopt puin. Het puin doet tevens dienst als waterafvoerende laag. Uiteraard is de stabiliteit van met zorg gezette basaltzuilen groter dan van los gestorte steen, doch berekeningsmethoden zijn niet beschikbaar.

De ervaring heeft echter geleerd, dat onder Nederlandse omstandigheden een gezette bekleding van basaltzuilen met een gewicht van 500-800 N redelijk stabiel is. Ook wordt de stabiliteit van bekledingen, die samengesteld worden uit gezette betonelementen gedimensioneerd op grond van praktijkervaring.

Tijdens zware stormen worden gezette talusbekledingen veelvuldig beschadigd, hetgeen betekent dat de "sterkte" van de bekleding de belasting niet verre overtreft.

Voor de sterkte die de bekleding ontleent aan de nauwkeurige passing, heeft een gevaarlijk aspect. Indien één steen verdwijnt, gaat de steun voor de omliggende stenen verloren en kan voortgaand bezwijken het gevolg zijn.

Deze formules zijn in feite ontwikkeld voor golfbrekers waaraan enige schade acceptabel is.

Voor dijken waar men weinig schade kan aanvaarden wordt dan een kleinere waarde voor K_d gekozen.

Aan de eis dat deeltjes van een laag niet door de grotere bovenlaag verdwijnen is voldaan indien de verhouding der gemiddelde diameters van opeenvolgende lagen voldoet aan filterwetten, die nog ter sprake zullen komen.

Een klein rekenvoorbeeld leert waarom een taludbekleding van losse stortsteen in Nederland zelden wordt toegepast. Uitgaande van een betrekkelijk lage significante golfhoogte, basaltstortsteen en een taludhelling van 1:3, verloopt de berekening als volgt:

$H_s = 2.0 \text{ m}$ $\rho_{st} = 3000 \text{ kg/m}^3$ $g = 10 \text{ m/s}^2$ $\tan\alpha = 1/3$ $K_d = 3$	$G > \frac{\rho_{st} \cdot g \cdot H^3 \cdot \text{sig} \cdot \tan\alpha}{\Delta^3 \cdot K_d} = 3333 \text{ N}$
---	---

Onder de gegeven omstandigheden is echter een taludbekleding van gezette basaltzuilen van 500 tot 800 N zeker stabiel. Het toepassen van de losgestorte bekleding vereist veel zwaardere steen.

Grenstoestanden van het buitentalud m.b.t. duurzaamheid

In de voorgaande paragrafen is de aandacht geconcentreerd geweest op de kwaliteit van het buitentalud, die nodig is om de aanval tijdens extreme omstandigheden te weerstaan. De kwaliteit van het buitentalud kan echter, voorafgaand aan de extreme situatie, tijdens vrij normale omstandigheden reeds zodanig zijn aangetast, dat de sterkte niet langer voldoende is.

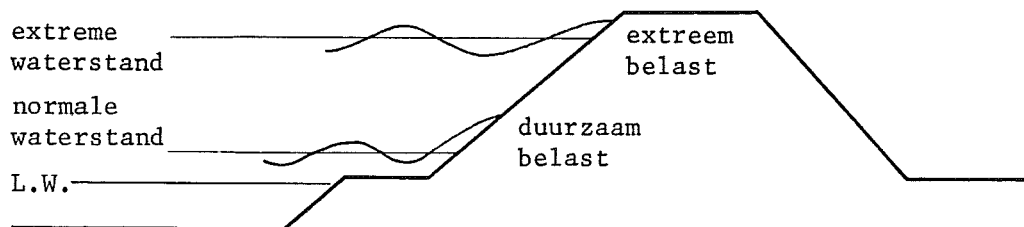


Fig. 3.37 Het verschil in sterkte en plaats van de golfaanval onder normale en extreme omstandigheden

De taludbescherming funktioneert onder normale omstandigheden niet principieel anders dan onder extreme omstandigheden. Alleen ligt het accent nu op het aanhoudende karakter van de golfaanval en niet op de grootte ervan.

Bij de afsluiting van een getijgeul komt deze problematiek versterkt naar voren. Van een variërende waterstand wordt dan overgegaan naar een min of meer constante waterstand. Zo bleek bv. bij het Veerse Meer de voorheen goed functionerende taludbekleding na de afsluiting niet bestand te zijn tegen de duurzame belasting.

Een onverdedigd talud van zand is in het gebied der normale waterstanden alleen mogelijk bij zeer flauwe taludhellingen (1:50). Er kan zich dan als de omstandigheden geschikt zijn, net als aan het strand,

een dynamisch evenwicht instellen, waarbij evenveel zand erodeert als wordt afgezet.

Een gesloten buitentalud van klei kan in de zône van de dagelijkse waterstanden geen golven weerstaan. Zeker niet als het water zout is.

Aan de oevers van getijloze wateren kan een beplanting met riet voldoende zijn om de dagelijkse golfaanval te breken.

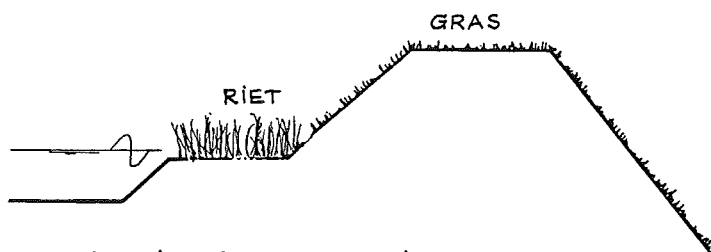


Fig. 3.38 Bescherming d.m.v. een rietkraag

Asfalt is nu op het eerste gezicht een geschikter materiaal, al kan de waterdichtheid problemen geven als de waterstand voor de dijk lager is dan het freatisch vlak in de dijk. De asfaltlaag kan dan opdrukken of afschuiven.

De open steenbekleding is zeer geschikt. Het zwaartepunt ligt nu meer op de filtereigenschappen, die gedurig beproefd worden. Indien de bekleding op een kleilaag is aangebracht, dient het gewicht van de gezette stenen het opdrukken of afschuiven van de kleilaag te voorkomen.

3.7.5 Grenstoestand m.b.t. mechanische beschadiging van het buitentalud

Het buitentalud kan tijdens normale of extreme omstandigheden ook worden aangetast door mechanische invloeden.

Te denken valt daarbij aan uit de koers of op drift geraakte schepen. Wrakhout kan golfaanval een verwoestende kracht geven.

In de winter kan kruierend ijs het buitentalud van de dijk beschadigen.

Alhoewel de genoemde mechanische beschadigingen slechts zelden rechtstreeks tot doorbraak van de waterkering zullen leiden, kunnen zij toch via de aantasting van waterdichte of golfbestendige lagen indirect tot het optreden van andere bezwijkmechanismen aanleiding zijn. Daarom dient men zich ervan te vergewissen, dat waterkeringen langs drukke vaarroutes een scheepsaanvaring kunnen weerstaan.

Verder mag het ontwerp van de kering niet zo zijn, dat een beschadiging van de bekleding tot ernstige gevolgen leidt.

Grenstoestand m.b.t. afschuiving van het buitentalud

Het buitentalud kan echter op een veel rigoureuzere manier worden aangetast gedurende vrij normale omstandigheden, indien een schil aan de buitenzijde afschuift. Dit gebeurt als het aandrijvende moment, dat gevormd wordt door het gewicht van de grondmoot en de arm A het weerstrevend moment, geleverd door wrijving langs het schuifvlak (met arm R), overtreft. Het quotiënt van het weerstrevend en het aandrijvend moment wordt de stabiliteitsfactor F genoemd.

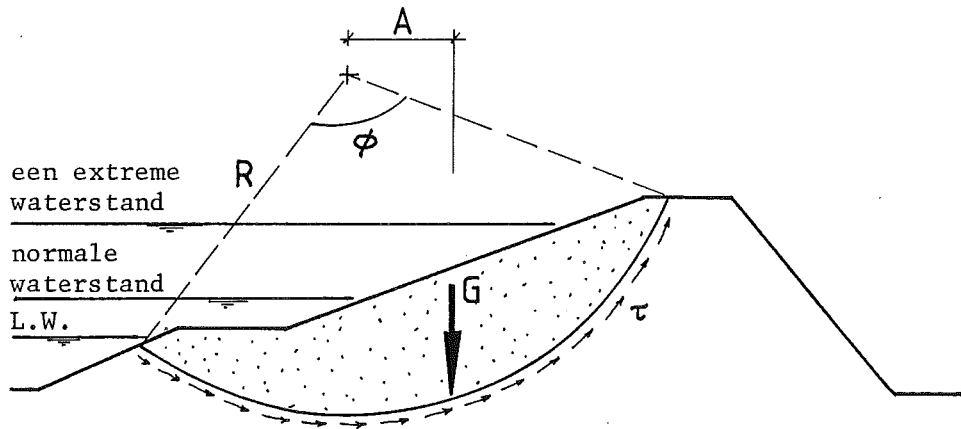


Fig. 3.39 Afschuiving van het buitentalud

Vooral ná langdurige hoge waterstanden, wanneer de grond met water doordrenkt is, kan het aandrijvend moment te groot worden zodra de waterstand weer het normale of zelfs een lager niveau aanneemt. Voor een exacte beschrijving van de berekeningsmethode (bijvoorbeeld simplified Bishop) zij verwezen naar de grondmechanische literatuur.

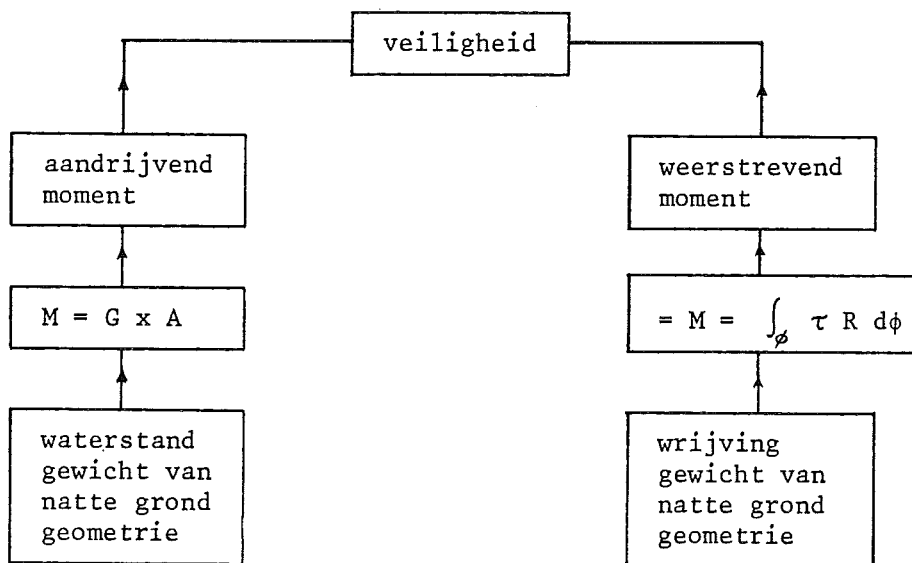


Fig. 3.40 Grenstoestand afschuiving buitentalud

Bijzonder gevaarlijk wordt de situatie indien door stroomerosie de teen van de dijk is weggeschuurd. Om dit tijdig te kunnen signaleren en ter bescherming van de teen brengt men, indien het voorland onder L.W. ligt, even boven L.W. een z.g. plas- of kreukelberm aan, met daarop een verdediging. Indien het voorland boven L.W. ligt kan erosie ook zonder berm tijdig worden gesignaleerd. Men kan dan ter bescherming van de teen volstaan

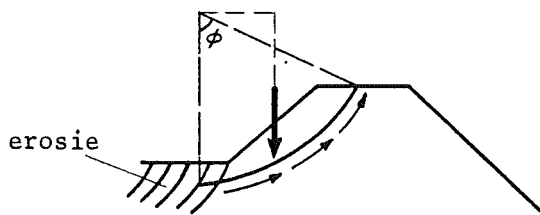


Fig. 3.41 Invloed van stroomerosie

met een verdediging op het voorland over enkele meters voor de teen.

Veelal bouwt men in dergelijke situaties kribben of paalschermen loodrecht op de dijkas om de stroom van de teen van de dijk verwijderd te houden, of men verdedigt de teen tot een diepte, waaronder de erosie niet kan doordringen.

De stabiliteit van een dijklichaam kan ook verloren gaan indien in de ondergrond een evenwichtsverstoring optreedt.

In Nederland (bijvoorbeeld provincie Zeeland) en in de Verenigde Staten (langs de Mississippi) kent men het verschijnsel van de oever- en dijkvallen. In feite zijn dit zettingsvloeiingen die vaak voorkomen t.p.v. voormalige geulen welke zijn opgevuld met jong zeezand.

Het komt voor in gebieden waar de ondergrond uit zeer losgepakt zand bestaat. Wanneer in dit zand een kleine spanningswisseling optreedt, zullen de korrels een dichtere pakking aannemen, waardoor het poriënvolume afneemt. Het water dat in de poriën was kan echter niet zo snel wegstromen. De verhoogde waterspanning plant zich in het massief voort en doet de korrelspanning afnemen. De grondmassa gaat zich nu als een zware vloeistof gedragen en vloeit uit.

Een dergelijke zettingsvloeiing zal de erboven gelegen dijk meesleuren.

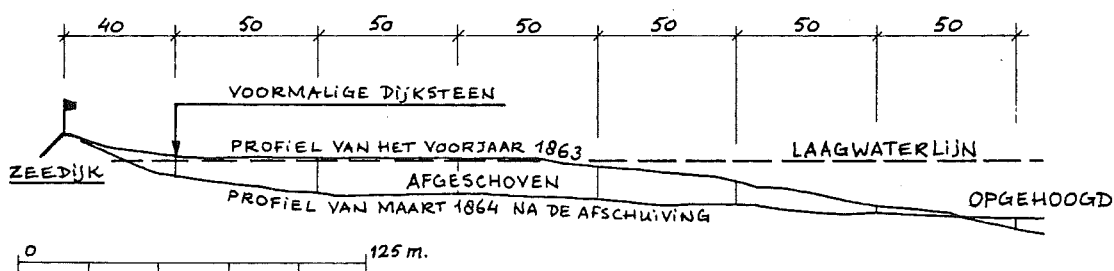


Fig. 3.42 Val van 10 maart 1864 aan den Vlietepolder op Noord Beveland

De aanleiding tot een zettingsvloeiing wordt meestal gevormd door een steil onderwatertalud (stroomerosie) en een extreem lage waterstand.

3.7.6 Grenstoestand m.b.t. kwel

Het is de bedoeling dat een waterkering een waterstandsverschil in stand houdt. Daartoe mag de waterdoorlatendheid van dijklichaam en ondergrond niet te groot zijn.

De stroming van water door grondmassieven wordt beschreven door de wet van Darcy (1856).

$$v = -k \cdot \frac{d\phi}{ds}$$

waarin:

v = filtratiesnelheid (m/s)

k = doorlatendheidscoëfficiënt (m/s)

ϕ = potentiaal (m)

s = afstand (m)

Het oplossen van deze differentiaalvergelijking kan, indien de randvoorwaarden (waterstanden binnen- en buitendijks) bekend zijn, op diverse manieren geschieden.

- Door middel van het schetsen van een vierkantennet, waarin de loodrecht op elkaar staande stroom- en equipotentiaallijnen worden benaderd, kan in ieder punt van het doorstromende profiel de potentiaal van het grondwater en daarmee de waterdrukken, worden bepaald.
- Door gebruik te maken van de analogie tussen de wet van Ohm en de wet van Darcy:

$$I = \frac{dU}{ds} \cdot l/R$$

waarin:

I = stroomsterkte in Ampere

$\frac{dU}{ds}$ = potentiaalverschil in Volt/m

R = weerstand

Daartoe knipt men een model van het te onderzoeken profiel uit weerstandspapier (Teledeltospapier) en brengt langs de randen daarvan de elektrische potentialen aan die representatief zijn voor de grondwaterpotentiaal. Met behulp van een voltmeter kan men nu in het model aftasten welke punten een gelijk potentiaal hebben. Zo wordt het patroon van equipotentiaallijnen vastgesteld.

- Door gebruik te maken van eindige elementen methoden bij de oplossing van de differentiaalvergelijking. Hiertoe zijn door diverse rekencentra computerprogramma's ontwikkeld, die de stroombeelden voor gecompliceerde situaties snel kunnen berekenen. Ook driedimensionale problemen, waarbij de twee eerdergenoemde methoden tekort schieten, kunnen langs deze weg worden opgelost.

Nadat met behulp van één der genoemde methoden het grondwaterstromingsbeeld is bepaald, kan ook de hoeveelheid kwel (lekwater) worden vastgesteld. In het bijzonder is dit van belang bij dijken waar zich een stationaire toestand kan instellen. Dit is alleen het geval bij dijken, die gedurende lange tijd een groot verval moeten keren, zoals rivier- en meerdijken.

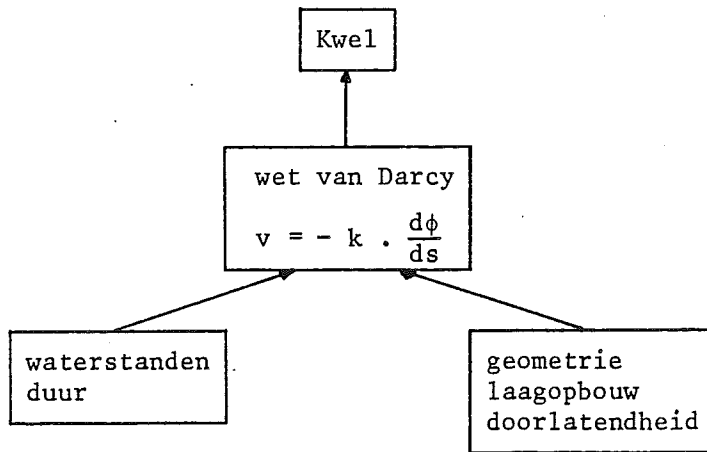


Fig. 3.43 Grenstoestand m.b.t. kwel

Ter illustratie is in fig. 3.44 het dwarsprofiel van een doorlatende dijk op een weinig doorlatende ondergrond aangegeven.

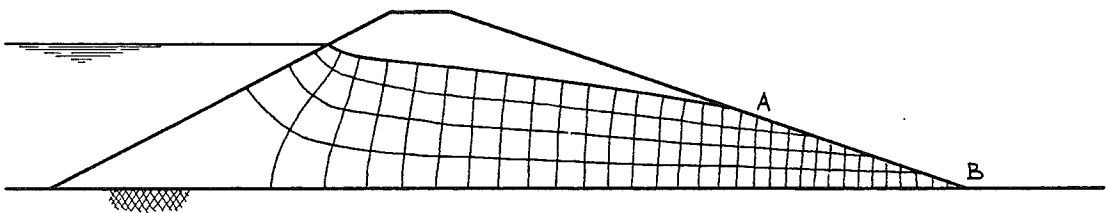
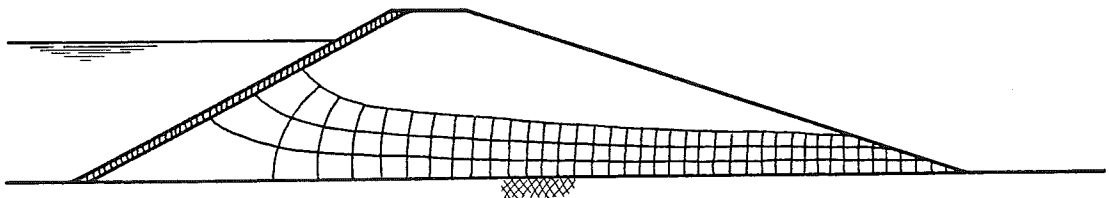


Fig. 3.44 Doorlatende dijk op weinig doorlatende ondergrond

De situatie kan aanzienlijk verbeterd worden door op het talud of in de dijk een weinig doorlatende laag (bv. klei) aan te brengen.



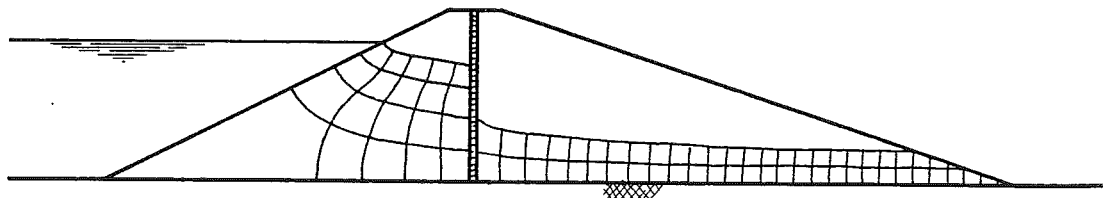


Fig. 3.45 De invloed van slecht doorlatende lagen op de grondwaterstroming in een dijk

In het geval van een doorlatende ondergrond zijn dergelijke maatregelen zinloos, tenzij zij zich tot in deze laag uitstrekken.

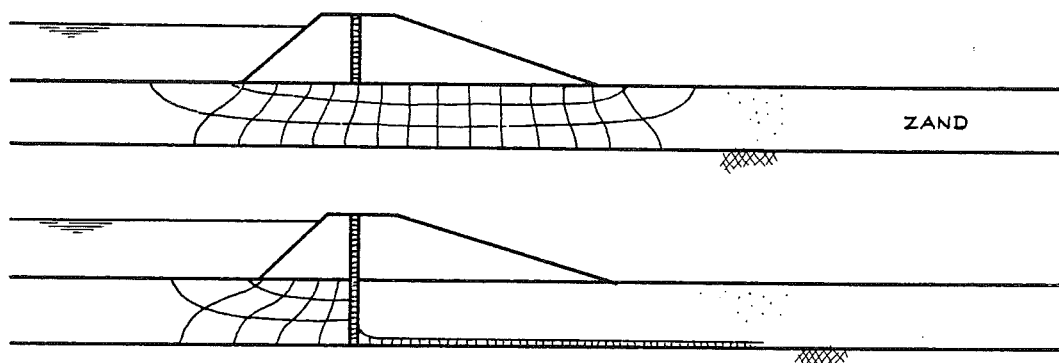


Fig. 3.46 Dijk met doorlatende ondergrond

In de meeste situaties zijn uiteraard zowel de waterkering als de ondergrond waterdoorlatend (zie ook hoofdstuk 4 Geohydrologie).

3.7.7 Grenstoestand m.b.t. lokale instabiliteit van het binnentalud

Indien een dijk vrij waterdoorlatend is kunnen er veel problemen ontstaan met betrekking tot de stabiliteit van het binnentalud. Treedt een situatie op als in fig. 3.44, waar water uit het binnentalud sijpelt, dan bestaat de kans dat gronddeeltjes worden meegesleept. Hierdoor kan de stabiliteit van het binnentalud in gevaar komen.

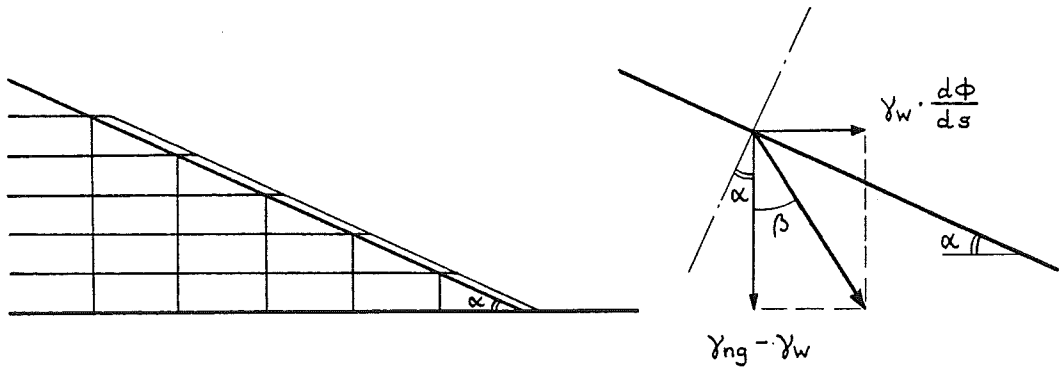


Fig. 3.47 Het evenwicht van een gronddeeltje

Op een gronddeeltje ter grootte van een volume-eenheid werken de volgende krachten:

De stromingsdruk, die horizontaal wordt verondersteld:

$$F_H = \gamma_w \cdot \frac{d\phi}{ds}$$

waarin $\frac{d\phi}{ds} = \text{tg}\alpha$ i.v.m. de uitstroming van het talud

Het gewicht van het elementje en de opwaarts kracht van het water:

$$F_v = (\gamma_{ng} - \gamma_w) \quad \text{waarin } \gamma_{ng} = \text{soortelijk gewicht van natte grond (kN/m}^3\text{)}$$

Voor de hoek die de resultante van deze twee krachten met de vertikaal maakt, geldt:

$$\text{tg}\beta = \frac{F_H}{F_v} = \frac{\gamma_w \cdot \text{tg}\alpha}{(\gamma_{ng} - \gamma_w)}$$

Indien we nu veronderstellen dat het volumegewicht van natte grond 20 kN/m³ en van water 10 kN/m³ is, dan volgt:

$$\text{tg}\beta = \text{tg}\alpha$$

$$\alpha = \beta$$

Tevens is bekend dat de hoek die de resultante met de normaal op het talud maakt nooit groter kan zijn dan de wrijvingshoek van de betreffende grondsoort ϕ zodat:

$$\alpha + \beta < \phi$$

waarin ϕ = wrijvingshoek

Door substitutie vindt men nu:

$$\alpha < \frac{1}{2}\phi$$

Indien dus water uit het binnentalud sijpelt, is de stabiliteit alleen verzekerd als de taludhelling kleiner is dan de halve wrijvingshoek.

Het hierboven beschreven verschijnsel van lokale instabiliteit van het binnentalud kan nog versterkt worden door de hoeveelheid water die langs het talud afstroomt tengevolge van golfoverslag. De onder invloed van het verhang toch al niet stabiele korrels zullen nu versneld eroderen.

3.7.8 Grenstoestand m.b.t. totale instabiliteit van het binnentalud

Evenals aan het buitentalud kan aan het binnentalud een cirkelvormige schil afschuiven. Het verschil is echter dat deze groundbreuk optreedt tijdens en niet ná hoge waterstanden. Bij hoge waterstanden neemt het potentiaal en daarmee de grondwaterdruk in het dijklichaam toe. Deze toename van de grondwaterdruk is belangrijk omdat daardoor volgens het principe van Terzaghi de korrelspanning afneemt.

$$\sigma_{\text{grond}} = \sigma_{\text{korrel}} + \sigma_{\text{water}} = \gamma_{\text{grond}} \cdot z$$

De korrelspanning bepaalt de maximaal opneembare schuifspanning langs het cirkelvormig glijdvlak:

$$\tau_{\text{max}} = \sigma_{\text{korrel}} \cdot \text{tg}\phi$$

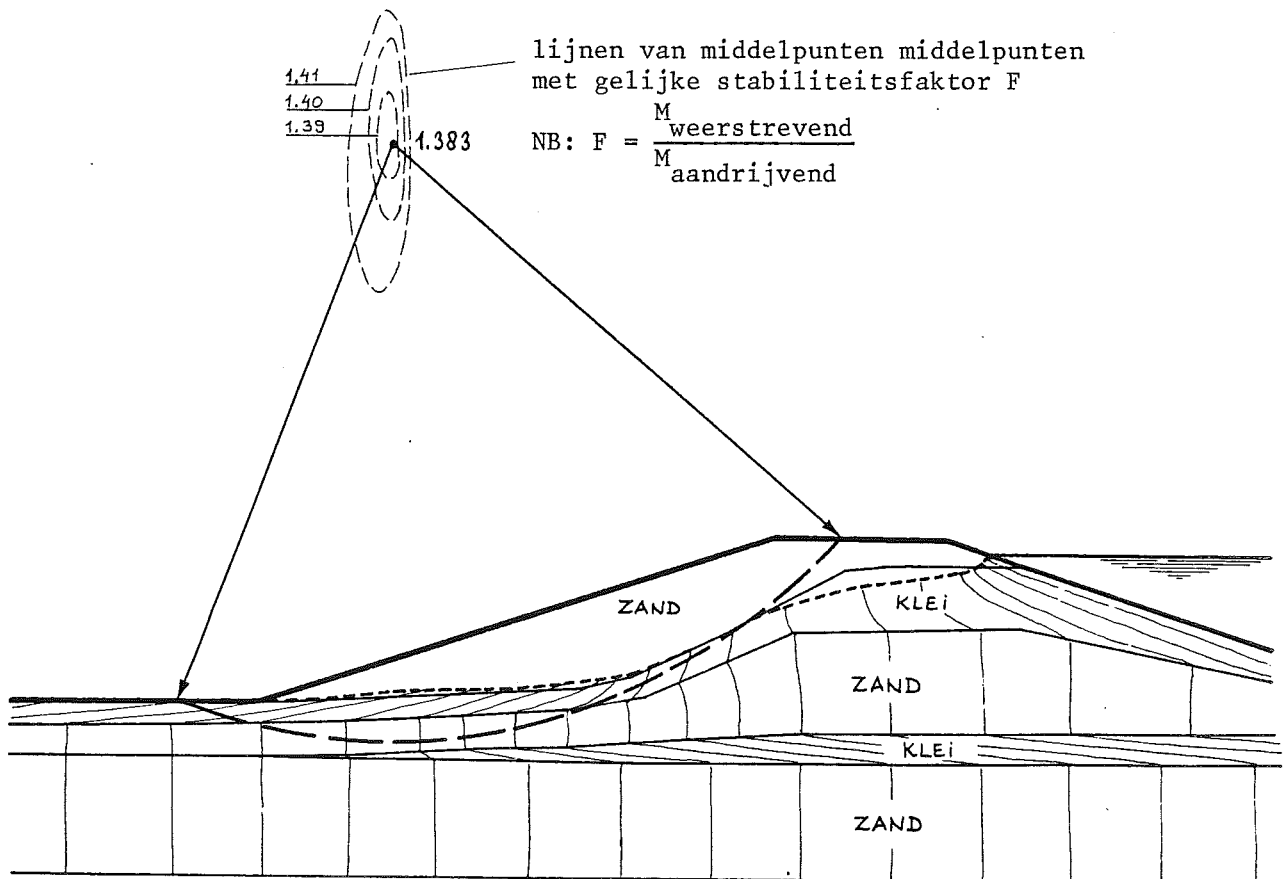


Fig. 3.48 . Voorbeeld van een stabiliteitsberekening met het bijbehorende stromingspatroon (equipotentiaalijnen); aangegeven is het kritieke glijvlak met "de" stabiliteitsfactor $F = 1,383$.

De situatie kan nog gevaarlijker worden indien het bovenste deel van de mogelijk afglijdende schil zwaarder wordt door inzijgend regenwater of golfoverslag. Dit bezwijkmechanisme is vaak noodlottig geweest voor de Nederlandse dijken. De in het voorgaande beschreven lokale instabiliteit van het binnentalud kan dit bezwijkmechanisme inleiden.

3.7.9 Grenstoestand m.b.t. het opbarsten van afsluitende lagen

Indien een waterkering gebouwd wordt op een waterondoorlatende laag die ligt op een watervoerende laag, kan de waterondoorlatende laag opbarsten bij hoge buitenwaterstanden.

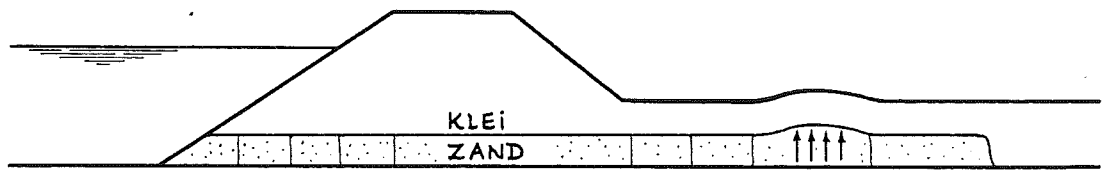


Fig. 3.49

In het ongunstigste geval is de druk in de watervoerende laag gelijk aan de buitenwaterstand. Zodra de druk het gewicht van de erboven liggende grondlaag overtreft, zal deze laag opbarsten.

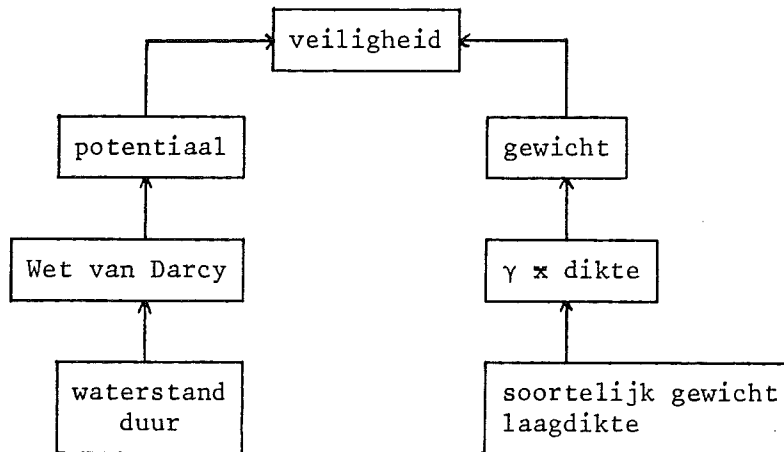


Fig. 3.50 Grenstoestand m.b.t. opbarsten

3.7.10 Grenstoestand m.b.t. interne erosie

In de hierboven beschreven situatie kan ook welvorming optreden indien de waterafsluitende laag een onvolkomendheid vertoont.

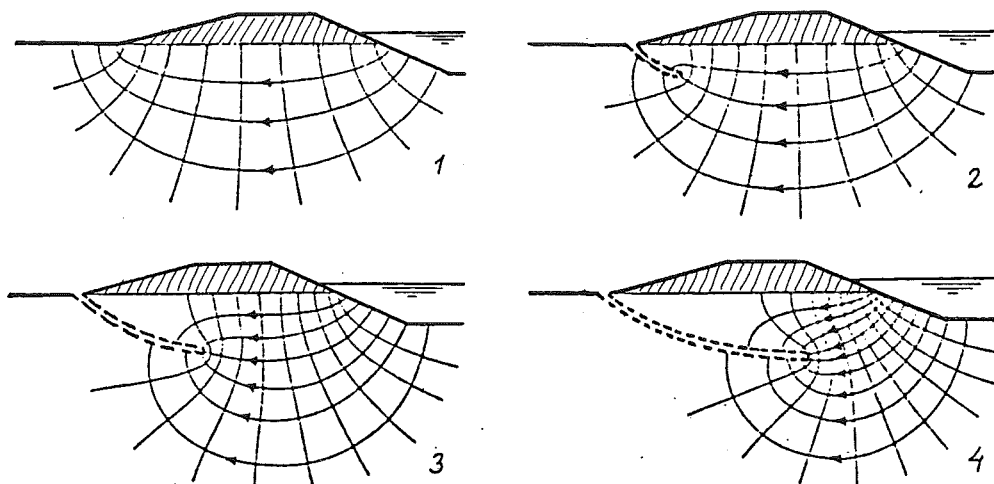


Fig. 3.51 Welvorming achter een dijk

Hoewel welvorming, afgezien van wateroverlast, op zich niet gevaarlijk is, kan zij toch een acute bedreiging van de dijk gaan vormen. Zodra namelijk bij hoge waterstanden de stroomsnelheden in de wel zo groot worden, dat zandkorrels naar boven spelen, kan zich op den duur door terugschrijdende erosie een gang ontwikkelen. Dit fenomeen noemt men ook wel "piping" of interne erosie.

Tot dusverre wordt voor de grenstoestand interne erosie een vereenvoudigd model toegepast, waarin de sterkte van de constructie wordt geparаметeriseerd door de kortste kwelweglengte (L) en een coëfficiënt (C_w) voor de grondeigenschappen, terwijl de belasting wordt weergegeven door het verval H . De relatie voor deze grenstoestand is in de tabel gegeven.

grondsoort	Lane	C_{wL}	Bligh	C_{wB}
fijn zand	$\frac{l/3 + v}{H} < 7$		$\frac{l + v}{H} < 15$	
middelmatig grof zand		6		
grof zand		5		12

l = lengte horizontale deel van de kortste kwelweg
 v = lengte verticale deel van de kortste kwelweg
 H = verval

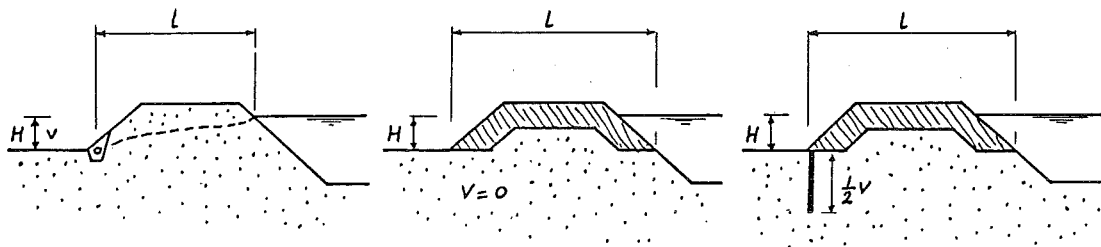


Fig. 3.52 Kwelweglengte

3.7.11 Grenstoestand m.b.t. afschuiven

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

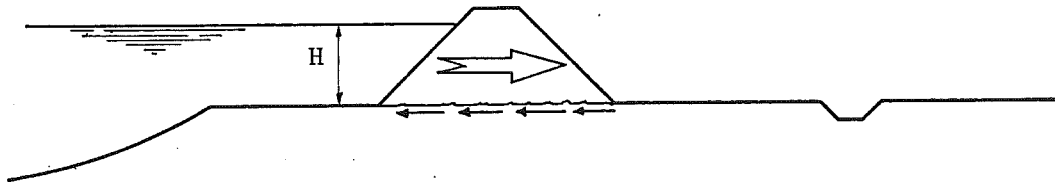


Fig. 3.53 Grenstoestand afschuiving

De sterkte hangt in dat geval af van:

- a. geometrie
- b. volumieke massa van de kering
- c. wrijvingseigenschappen (c en $\text{tg } \alpha$)
- d. waterspanningen in de dijk

De enige belastingparameter is dan de waterstand (H) voor de dijk.

3.7.12 Grenstoestand m.b.t. kantelen

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

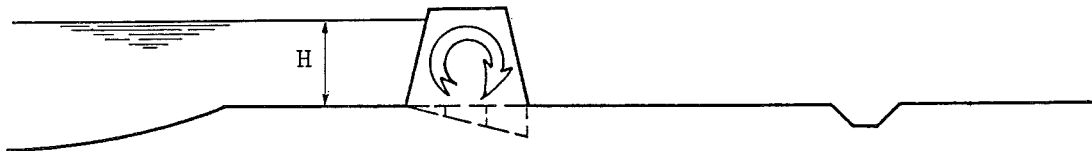


Fig. 3.54 Grenstoestand kantelen

De sterkte van de ondergrond wordt gekarakteriseerd door:

- a. de beddingsconstante k ,
- b. oppervlakte dragend vlak.

De belasting hangt af van:

- x. gewicht van de kerende constructie,
- y. geometrie,
- z. waterstand (H).

4. Het belang van de geo-hydrologische situatie

Het begrip waterkering wordt i.h.a. gedefinieerd als een kunstmatige of natuurlijke afscheiding die het water tegenhoudt. Bij een dergelijke begripsbepaling wordt stilzwijgend aangenomen, dat de grondslag onder de waterkering waterondoorlatend is. Het zal wel duidelijk zijn, dat dit maar zelden het geval is (zie ook grenstoestand kwel). In de meeste gevallen neemt ook de ondergrond deel in de waterbeweging. De toename van de waterspanningen, veelal veroorzaakt door een toegenomen binnenwaterstand, zijn mede bepalend voor de stabiliteit van het dijklichaam. In feite vormen dijklichamen en ondergrond samen de waterkering.

Tenminste drie grenstoestanden illustreren het belang van deze samenhang:

- grenstoestand m.b.t. kwel
- grenstoestanden m.b.t. stabiliteit van het binnentalud
- grenstoestand m.b.t. het opbarsten van afsluitende lagen

Bij het ontwerpen van een veilig dijkprofiel is het dus van belang om over de samenstelling, eigenschappen en de opbouw van de ondergrond in voldoende mate geïnformeerd te zijn.

De potentiaalverdeling in en onder de dijk bij maatgevende waterstand is in fig. 4.1 aangegeven. Hierbij is uitgegaan van een ondergrond bestaande uit een slecht doorlatende deklaag op een goed doorlatende zandlaag.

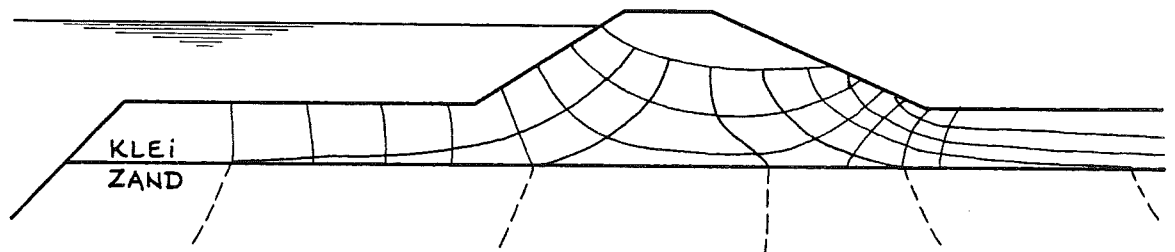


Fig. 4.1

Een dergelijke situatie kan kwelbezwaar geven. Bovendien kan de stabiliteit van de dijk gevaar lopen. Aangezien de waterspanningen de korrelspanningen verminderen, daalt ook de daarmee samenhangende opneembare schuifspanning (zie hoofdstuk 3).

De meeste dijken in Nederland zijn gebouwd op een grondslag, zoals in fig.4.1 te zien is. Dit profiel staat dan ook bekend als het "Hollands Profiel". Voor het analytisch bepalen van de potentiaal onder de afdekkende laag wordt verwezen naar college b 90.

Het is in een dergelijke situatie niet denkbeeldig, dat ergens de dikte van de kleilaag niet voldoende is om de druk van het grondwater te keren.

De potentiaal waarvoor geldt:

$$\gamma \cdot \phi_{gr} = \rho \cdot g \cdot d.$$

waarin γ = veiligheidscoëfficiënt
 ϕ = grondwaterpotentiaal (N/m^2)
 ρ = soortelijke massa van klei (kg/m^3)
 d = dikte van de kleilaag (m)

noemt men in vakkringen de grenspotentiaal.

In het bovenstaande is steeds verondersteld, dat alle problemen zich voordoen in een dwarsdoorsnede loodrecht op de dijkas.

In werkelijkheid is dit nimmer het geval. Genoemde schematiseringen kunnen dus alleen in bijzondere gevallen als benadering van de werkelijkheid worden gebruikt.

In de praktijk heeft het probleem een driedimensionaal karakter. Om de waterspanningen goed te kunnen bepalen is het eerste vereiste, dat de geologische gesteldheid en de hydrologische kenmerken van het gebied in voldoende mate bekend zijn.

Derhalve moet het grondonderzoek zich uitstrekken over een voldoende groot gebied voor en achter de dijk (zie fig. 4.2).

In dit onderzoek dient d.m.v. boringen de laagopbouw van de grond te worden vastgesteld. Tevens kan m.b.v. peilbuizen de grondwaterpotentiaal worden bepaald als functie van de rivierstand.

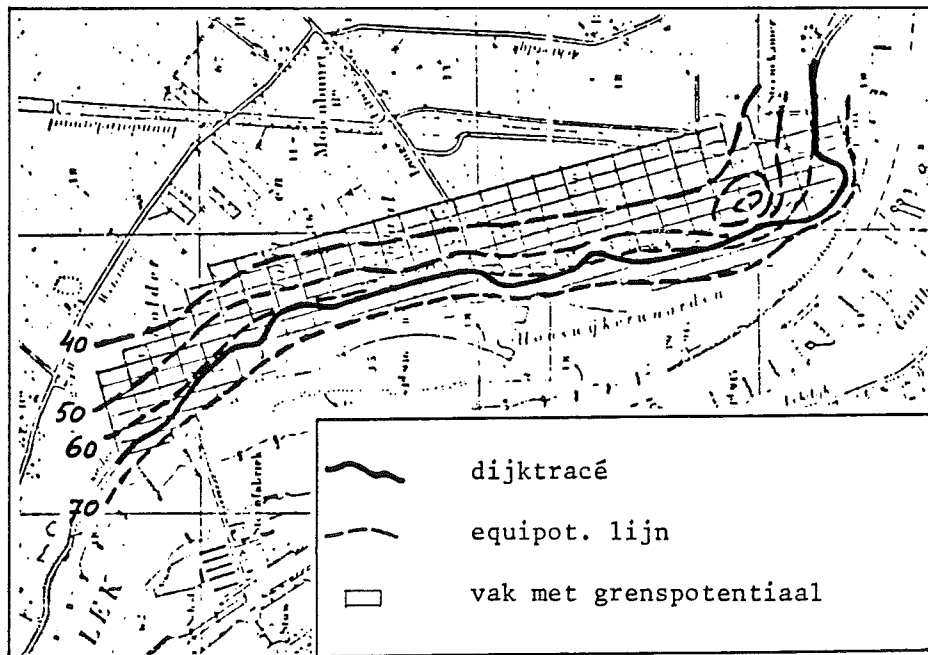


Fig. 4.2 Gebied dat in het bodemonderzoek wordt betrokken

Om het probleem in zijn algemeenheid te kunnen behandelen moet dit eerst vertaald worden in een rekenmodel. Hiervoor zijn rekenprogramma's ontwikkeld (zie bijlage B). Voor elk element dient de laagopbouw van de grond en de doorlatendheid van de lagen te worden opgegeven. Uitgaande van de rivierwaterstand wordt dan in elk element de grondwaterpotentiaal berekend. Een berekeningsresultaat, dat getoetst kan worden aan de peilbuiswaarnemingen.

Bovendien wordt per element gecontroleerd of het gewicht van het afsluitende grondpakket de grondwaterpotentiaal overtreft (grenstoestand m.b.t. opbarsten). Indien dit het geval is, wordt de grondwaterpotentiaal onder het betreffende element in de verdere berekeningen gefixeerd op de grenspotentiaal. Een dergelijk verschijnsel kan de extrapolatie van het verband tussen rivierwaterstand en grondwaterpotentiaal verstoren. Daarentegen bij gebruikmaking van een rekenmodel, dat geijkt is met peilbuiswaarnemingen, is een extrapolatie zeer goed mogelijk.

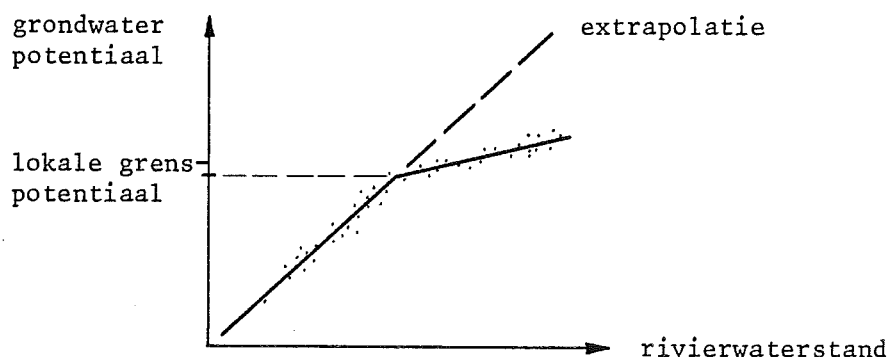


Fig. 4.3 De invloed van een lokale overschrijding van de grenspotentiaal op het verband tussen rivierwaterstand en grondwaterpotentiaal.

De aldus berekende grondwaterpotentiaal kan vervolgens benut worden bij de beoordeling van de grenstoestanden "afschuiving binnentalud" en "kwel".

5. Landschappelijke en milieu-overwegingen

Een waterkering legt altijd beslag op ruimte. De bestemming van deze ruimte dient in ontwikkelde landen vastgelegd te zijn (waterstaatkundige bestemming). Het ruimtebeslag speelt vooral een rol bij het bepalen van het tracé van de waterkering.

Daarnaast moet deze zo goed mogelijk ingepast worden in de natuurlijke omgeving. Dit geldt niet alleen voor nieuwe werken, maar vooral bij de verbetering van bestaande waterkeringen (zee- en rivierdijken). Door de (eeuwenlange) strijd tegen het water, waarbij doorbraken werden gedicht door dijken rond de ontstane stroomgaten (langs de rivieren wielen genoemd) aan te leggen en andere gerealiseerde verbeteringen en aanpassingen, zijn dijken veelal een fraai landschapselement met natuurhistorische waarde geworden. De invloed van natuur en mens komt tot uitdrukking in: biologische, cultuurhistorische en maatschappelijke waarden. Bij het ontwerp, de uitvoering en het onderhoud van dijken dient met genoemde elementen rekening te worden gehouden. Elk ontwerp begint met de inventarisatie van het landschap en het milieu.

De commissie "Rivierdijken" heeft bijvoorbeeld uitdrukkelijk gewezen op de landschappelijke belangen in het kader van de verzwaring van de Nederlandse rivierdijken.

In de meeste gevallen zijn landschappelijke en milieu-overwegingen mede bepalend bij de keuze van het tracé, het dwarsprofiel en de samenstelling van de dijk.

Hierbij valt te denken aan de:

- keuze van hellingen en taluds
- aard en het aanzien van de bekleding
- belijning van het tracé
- wijze van het beheer en het onderhoud
- toepassing van bijzondere oplossingen om waardevolle landschapselementen te kunnen behouden

Uit het bovenstaande blijkt dat de landschaps- en milieu-aspekten integraal bij het ontwerp, de uitvoering en het onderhoud dienen te worden betrokken. De civiel-ingenieur zal dan ook naast de technische en economische facetten, leiding moeten geven aan de landschaps- en milieufactoren. Wat wel en niet waardevol is van deze factoren dient hij niet zelf te beslissen, zijn taak is het in acht nemen van adviezen van landschaps- en milieudeskundigen.

Bij het ontwerp van dijken zal in elk geval aan de eisen, welke de dijk als (veilige) waterkering stelt, moeten worden voldaan. Alle andere aspecten zijn wel van wezenlijk, maar niet van essentieel belang.

De aspecten: veiligheid, kosten, landschap, milieu e.d. moeten na afweging tot een evenwichtige oplossing leiden. Het is niet altijd gemakkelijk tot zo'n beslissing te komen.

Om tot de meest aanvaardbare oplossing te komen dienen alternatieven m.b.t. tracé's en dwarsprofielen en hun constructieve uitwerking te worden gepresenteerd. Deze presentatie houdt in een vergelijkbaar overzicht van alle aspecten met voor- en nadelen en kosten van kwantificeerbare onderdelen. Dit op een zodanige manier, dat beslissers (politici) in staat worden gesteld, elk van de alternatieven af te wegen en een keuze te maken. Hierbij dient gebruik te worden gemaakt van beleidsanalytische technieken.

In hoofdlijnen verloopt zo'n proces als volgt:

1. Beschrijven van de bestaande situatie,
2. Genereren van alternatieven (tracé, dwarsprofielen, constructieve uitwerking) en vergelijken met de bestaande situatie en met elkaar,
3. Na afweging een keuze uit de alternatieven maken.

Als voorbeeld is hieronder beknopt een onderzoek naar landschaps- en milieu-aspekten beschreven.

Een groot uiterwaarden onderzoek is in 1970 aangevat, als interdisciplinair onderzoek. De betrokkenen hierbij zijn het Rijksinstituut voor natuurbeheer, de Stichting voor bodemkartering, de Afdeling Geobotanie van het Botanisch Laboratorium van K.U. te Nijmegen, de L.H.S. te Wageningen en het Instituut voor Bodemvruchtbaarheid te Haren (Gr.). Tot op heden is het niet mogelijk natuurlijke milieu- en landschapstypen te vatten in een classificatiesysteem. Men behelpt zich dan ook veelal met facet-inventarisaties en -waarderingen. Waaruit door sommatie een lokale milieuwaarde wordt bepaald. Dit is een oneigenlijke methode, daar de waarde van een facet mede bepaald wordt door zijn samenhang met andere facetten. Een en ander is het gevolg van het feit dat de wetenschap van de ecologische en landschappelijke waardering nog zo jong is, dat de discussie over theorie, methodologie en operationalisering t.b.v. de ruimtelijke ordening en landinrichting aan de hand van eerste onderzoek nog gaande is.

De facetten die beschouwd dienen te worden zijn: de botanische-, de landschappelijke-, de geomorfologische-, de ornithologische-, de cultuurhistorische- en de maatschappelijke waarden.

De methode werkt met inventarisatiekaarten waarop alle landschappelijke elementen worden nageschetst. Na bestudering wordt gekomen tot de elementen die bepalend zijn voor het landschappelijk-geomorfologisch voorkomen, bijvoorbeeld reliëf, water, begroeiing en bebouwing. Het reliëfelement kan bijvoorbeeld een steile wand zijn, het waterelement een plas. Begroeiingselementen kunnen zijn geknotte bomen, ongeknotte bomen, heggen e.d.

Waarderingsystemen waarbij punten aan elementen en elementgroepen worden toegekend zijn ontwikkeld.

6. Constructie-onderdelen

In de voorgaande paragrafen zijn de funkties en de belastingen van waterkeringen behandeld.

De waterkerende functie van een dijk wordt verzekerd door een doelbewuste keuze van het bouw materiaal en de constructie-onderdelen. Theoretisch zijn er tenminste evenveel technische oplossingen als er grenstoestanden zijn. In de praktijk zal dit wel meevallen, immers bepaalde constructies kunnen verschillende functies vervullen. Een taludbekleding geeft zekerheid t.a.v. erosie, mechanische aantasting en, als het dicht is, ook t.a.v. (overmatige) kwel.

6.1 Materialen voor de dijkbouw

6.1.1 Grond

De dijken worden als regel opgebouwd uit grond. Andere materialen, zoals steen, worden eerst dan aangewend als grond niet in voldoende mate aanwezig is.

Bij de keuze en toepassing van de verschillende grondsoorten is het van belang een zodanige constructie te maken dat een hoge weerstand wordt geboden tegen het intreden van het water en vervolgens het kwelwater onbelemmerd doorlaat zonder gevaar voor stabiliteitsverlies.

Fig. 6.1 geeft een goed voorbeeld van doelbewust gebruiken van de beschikbare grondsoorten.

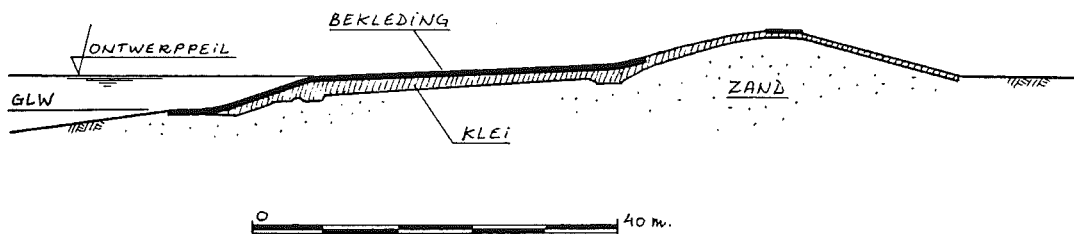


Fig. 6.1 Dijk met doelbewust toegepaste beschikbare grondsoorten

De eigenschappen en de geschiktheid van de voorkomende grondsoorten voor dijkbouw lopen zeer uiteen. Een geringe doorlatendheid aan de buitenkant en een goede doorlatendheid aan de binnenzijde verdienen de voorkeur.

Van de grondsoorten vinden klei en zand het meest toepassing. Zand is veelal in grote hoeveelheden aanwezig en op gemakkelijke en goedkope wijze te winnen en te verwerken. Het is een los materiaal met korrelgrootte van 0,02 - 2 mm en is goed waterdoorlatend. Met toenemende korrelgrootte stijgt de doorlatendheid. Het poriënvolume varieert van 25% tot 50%. Het is weinig samendrukbaar. Zandkorrels hebben weinig of geen samenhang, zodat ze door de minste golfbeweging, door stroom en door wind, worden verplaatst. Zand in stil water, mits in kleine hoeveelheden per tijdseenheid gestort, neemt een taludhelling van 1 op 2 tot 1 op 4, maar is bij wisselende waterstanden, zelfs onder een helling van 1 op 10, nauwelijks stabiel.

Zand is voor dijken alleen geschikt in dat gedeelte van het dwarsprofiel, dat niet rechtstreeks aan bewegend water (golven) is blootgesteld.

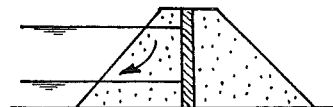
Klei vormde vanaf het begin van de dijkbouw in ons land het bij uitstek geschikte materiaal.

Het is belangrijk meer samenhangend en veel minder doorlatend dan zand. Het was op de plaatsen waar men de dijken bouwde, de uiterwaarden en de kwelders, aanwezig en kon ter plaatse gewonnen worden. De kleisoorten hebben een zeer uiteenlopende samenstelling en lang niet alle soorten zijn voor toepassing in de dijkbouw geschikt. Zuivere klei komt hier te lande niet voor, steeds is klei gemengd met zand en veelal ook met humus.

Hoe meer zand de klei bevat, hoe geringer de samenhang en des te gemakkelijker neemt ze vocht op en droogt uit, maar des te kleiner wordt de krimp.

Gelet op de gewenste eigenschappen als dijkbekleding (geen krimpgevoeligheid en de eisen t.a.v. een goede grasmat) wordt in de dijkbouw klei met een lutumgehalte (deeltjes $< 2 \mu\text{m}$) tussen 25% en 40% toegepast.

Het kan voorkomen, dat men niet kan beschikken over grond maar slechts steenachtig materiaal ter beschikking heeft. Men kan dan trachten van materiaal in verschillende gradaties een dijklichaam op te bouwen. Men kan de waterdichtheid van een dergelijke constructie bewerkstelligen door in de kern of, liever nog, aan de buitenzijde een grovere steenlaag te penetreren met gietasfalt. Een nadeel van zo'n waterdicht scherm in de kern van de dijk is dat, bij een snelle daling van de waterstand, al het opgesloten water langs het buitentalud eruit moet. Hierdoor wordt de stabiliteit van het buitentalud in gevaar gebracht.



6.1.2 Bekledingsmateriaal

Ter bescherming van het uit grond opgetrokken dijklichaam wordt zo nodig een bekleding aangebracht. Die kan bestaan uit een zeer lichte verdediging in de vorm van een grasmat, of uit zwaardere constructies in steen, asfaltbeton of andere asfaltconstructies.

Natuurstenen worden tegenwoordig niet veel meer gebruikt. Vilvoordse-, Lessinense steen en Maassteen werden in Zeeuwse dijken verwerkt. Andere natuursteensoorten waren: Doornikse steen, graniet en basalt. Basalt was in Nederland de meest toegepaste steensoort. Het heeft het voordeel van een hoog soortelijk gewicht (2,8 - 3,0). De steen werd vooral toegepast als zuilenbasalt.

Kunststenen voor bekleding werden in vele vormen en afmetingen toegepast. Beton heeft het voordeel, dat men vrij is in de vormgeving. Thans worden in hoofdzaak rechthoekige blokken en z.g. "basalton" zuilen, een schematisatie van de basaltzuilen, toegepast.

Daar de bekledingen vaak in een agressieve omgeving (zout water) worden toegepast, dient aan de kwaliteit van het beton hoge eisen te worden gesteld.

Van koperhoogovens zijn koperslakblokken en -zuilen afkomstig, die naast een strakke vorm een hoog soortelijk gewicht en grote duurzaamheid hebben. Deze zijn echter niet meer te leveren.

Bij de aanleg van de moderne dijken, waarvan de kern in zand wordt opgebouwd en waarvan de bouw in hoog tempo vordert, wordt de steenglooiing minder toegepast dan vroeger. Het aanbrengen van steenzettingen is n.l. arbeidsintensief.

Asfaltbekledingen lenen zich voor mechanisatie. In hoofdzaak wordt asfaltbeton als één laag toegepast. Voor penetratie van gestorte en gezette steen wordt gietasfalt gebruikt.

De volgende asfaltsoorten worden in bekledingen verwerkt:

1. asfaltbeton, te onderscheiden in grind- en steenslagasfaltbeton, waarvan de samenstelling kan zijn:
48% steenslag of grind
40% zand
6% vulstof
6% asfaltbitumen
Het holleruimtepercentage van steenslagasfaltbeton is lager dan dat van grindasfaltbeton.
2. met gietasfalt gepenetreerde stortsteen.
Een veel toegepaste samenstelling bij stortsteen 10/60 kg is:
62% zand en eventueel grind
18% vulstof
20% asfaltbitumen
3. zandasfalt, bestaande uit 3-5% asfaltbitumen en zand.
Het holleruimtepercentage is hoog (tot ca. 30%).
4. grindasfalt, bestaande uit 3-5% asfaltbitumen en grind, eveneens met een hoog holtepercentage.
5. dicht steenasfalt, bestaande uit ca. 40% "mortel" en 60% steen, te onderscheiden in:
- grof steenasfalt : een mengsel van gietasfalt met stenen tot ca. 60 kg.
- licht steenasfalt: een mengsel van mastiek (gietasfalt zonder grind) en steen tot 60 mm.
6. open steenasfalt; dit is een mengsel van ca. 20% mastiek en 80% kalksteen (b.v.) 20/40 mm.

Asfaltconstructies zijn plastisch vervormbaar, in mindere mate de onder 2 en 4 genoemde constructies. Uitgezonderd de onder 3 en 6 vermelde bekledingen moeten de asfaltconstructies als waterondoorlatend worden beschouwd.

Bij de gepenetreerde stortsteenconstructie hebben de steenstukken raakpunten en -vlakken. Ze vormen een steenskelet.

Bij de overige constructies zijn de minerale deeltjes omhuld door een bitumenfilmje en hebben geen onderlinge contacten.

De asfaltconstructies hebben geen vaste elasticiteitsmodulus. Deze varieert met de tijdsduur van de belasting.

Bij een kortdurende belasting, zoals die optreedt bij golfklappen, reageren de constructies als een vaste stof met een hoge waarde van E.

Bij een langdurende belasting gedragen de constructies zich als een materiaal met een lage E-waarde.

Temperatuur en bitumenpercentage beïnvloeden het plastisch gedrag. Hoe hoger beide zijn, des te groter is de vervormbaarheid.

Hoe lager het bitumenpercentage is, des te brosser het materiaal. Daarom zal men b.v. zand- of grindasfalt niet toepassen op een aan werking onderhevige grond zoals klei. Zwellings van de klei kan scheurvorming in de bekleding ten gevolge hebben.

Daarentegen heeft gietasfalt, met een bitumenpercentage van ca. 20%, grote rekmogelijkheden. De poriën zijn overvuld met bitumen. Toepassing van gietasfalt anders dan als vulmateriaal kan alleen horizontaal geschieden, b.v. als een horizontale slab op de kreukelberm ter bescherming van de teen van de dijk.

Grind- en steenslagasfalt hebben geringe rekmogelijkheden. De rek hierin kan b.v. slechts 1% bedragen.

De asfaltconstructies worden verwerkt met een temperatuur van 130 tot 150°C. Dat betekent dat onder water of op een nat beloop dampvorming optreedt en dampbellen in de constructie zullen dringen.

In asfaltbeton blijven na afkoeling dan holten achter die de kwaliteit van de bekleding sterk doen dalen. Daarom zal men asfaltbeton bij voorkeur niet beneden het peil van H.W., vermeerderd met de golfoploophoogte onder de werkomstandigheden toepassen.

Tussen L.W. en H.W. (inclusief golfoploophoogte) past men dan liever gepenetreerde stortsteen toe. Ook hier ontstaan tijdens de penetratie dampbellen, maar door het hoge bitumenpercentage van de gietasfalt vloeien de ontstane openingen weer dicht.

6.2 Bekledingsconstructies

De grondlichamen, opgebouwd zoals in het voorgaande is aangegeven, dienen te worden beschermd tegen erosie als gevolg van regen, wind, stroom en golven.

In de lange periode dat de dijken in hoofdzaak van klei waren opgetrokken, werden de belopen en de kruin beschermd door een grasmat. Een goed ontwikkelde grasmat biedt voldoende bescherming tegen regenval, aanval van kleine golven en stroom van beperkte snelheid en duur. De grasmat is echter alleen toepasbaar boven water, op belopen die bij voorkeur niet steiler zijn dan 1:2½ à 1:3. Overspoeling van zoet water door golven kan, mits niet te lang, toelaatbaar zijn. Zelfs kan de grasmat overspoeling met zout water gedurende korte tijd weerstaan. Daar waar men bij de moderne dijken een gasmat toepast, b.v. op binnenbelopen, -bermen en kruin, zal men, opdat de grasmat een optimale bescherming biedt, een kleilaag van 0,80-1,00 m dikte aanbrengen. Bij de buiten het tijgebied liggende dijken onderscheidt men drie zônes (fig. 6.2).

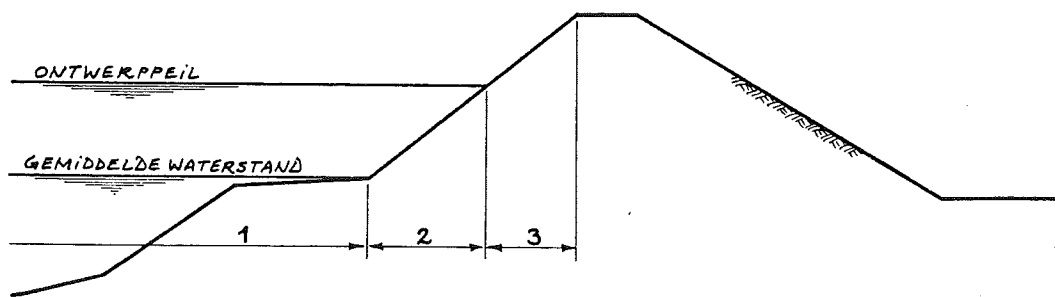


Fig. 6.2

1. De zône die zich voortdurend onder water bevindt; deze zône dient verdedigd te worden tegen golfaanval en stroom door een constructie die onder water moet worden gemaakt en onderhouden. Deze zône vindt aan de bovenzijde zijn beëindiging in de L.W.-, de plas- of de kreukelberm, die een tweeledige functie heeft: ondersteuning van de ver-

dediging van het buitenbeloop en het signaleren van verdiepingen van de vooroever, b.v. tengevolge van het opdringen van een geul. Aan het naar binnen verplaatsen van de buitenbegrenzing van de plasberm kan men constateren, dat zich in de vooroever verdiepingen voordoen. De teen van de dijk, die men tot elke prijs zal trachten te behouden, is dan nog niet direkt in gevaar.

2. De zône tussen de gemiddelde waterstand en het ontwerppeil. Deze zône wordt aangevallen door golf en stroom, door ijs en andere drijvende voorwerpen. In deze zône treden de golfklappen op, juist onder het niveau van de optredende waterstand.
3. De zône boven het ontwerppeil, waarde golfoploop maatgevend is.

Bij de dijken in het tijgebied onderscheidt men een viertal zônes (fig. 6.3).

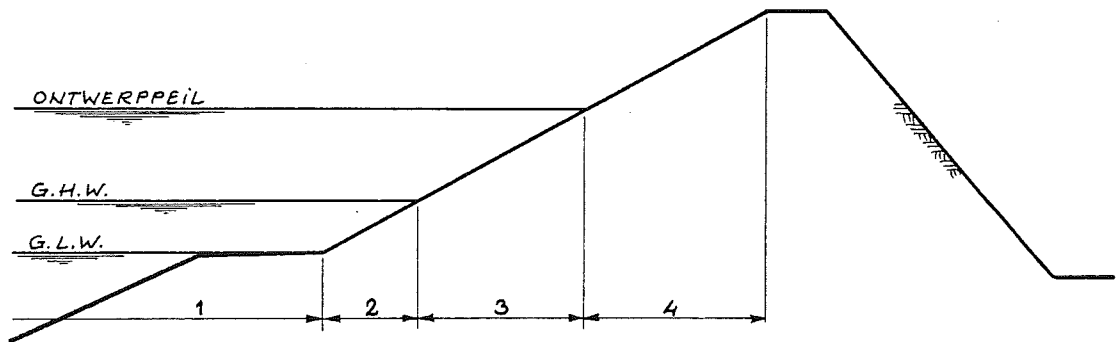


Fig. 6.3

1. De zône die zich voortdurend onder water bevindt overeenkomend met de hiervoor genoemde zône 1.
2. De zône tussen G.L.W. en G.H.W., aangevallen door stroom en minder zware golven en door ijs e.d.
3. De zône tussen G.H.W. en het ontwerppeil, aangevallen door stroom en zware golven en ijs e.d.
4. De zône boven het ontwerppeil, waar de golfoploop optreedt.

Aan de bekledingen dienen de volgende eisen te worden gesteld:

1. De onderliggende gronddeeltjes moeten worden vastgehouden. De bekleding moet voorkomen dat ze uitspoelen en meegevoerd worden.

2. Ze moeten bestand zijn tegen golf- en stroomaanval, erosie en tegen krachten die erop uitgeoefend worden door drijvende voorwerpen (ijs, drijfhout e.d.) en overdrukken aan de onderzijde ervan.
3. Ze moeten duurzaam zijn en bestand tegen chemische en biologische invloeden.
4. Ze moeten zettingen van het dijklichaam kunnen volgen en bestand zijn tegen uitrekking en samendrukking, dus een zeer geringe buig- en trekstijfheid hebben.
5. Ze moeten stabiel zijn.

De zône die voortdurend onder water blijft kan aangevallen worden door stroming en door golfbeweging.

De verdediging kan op verschillende manieren gebeuren. Men kan overwegen op het bodemmateriaal een filter op te bouwen zodanig dat geen deeltjes uit een lager liggende laag door de erboven liggende laag heen door het water worden weggevoerd.

Veelal zal men meerdere lagen moeten toepassen. Daar bovendien het aanbrengen van een overall even dikke laag moeilijk is en men op de dikte nauwelijks contrôle kan uitoefenen, zal men de lagen in dikten van b.v. 0,50 m aanbrengen. Men komt dan, vooral wanneer de golfwerking ook nog een rol speelt, tot zware en dure constructies.

Een andere methode om de bodem te beschermen is het toepassen van zinkstukken die, indien ze ter bescherming van de teen van de dijk dienen, kraagstukken worden genoemd.

Als zinkstukken worden toegepast:

- a. het klassieke rijshouten zinkstuk, een samenhangende constructie van rijshout. Soms wordt er, teneinde het stuk dichter te maken, ook riet in verwerkt. Het wordt tot zinken gebracht door het te bestorten met korrelig steenachtig materiaal zoals puin, natuursteen (stortsteen) en slakken (zwaar materiaal). Het stuk is waterdoorlatend en laat geen of in geringe mate zand door.
- b. het zoolstuk, een rijshouten zinkstuk waarin een filterdoek (waterdoorlatend) van polypropyleen is verwerkt, waardoor het stuk vrijwel zanddicht wordt. Het stuk is waterdoorlatend en er kunnen zich geen overdrukken aan de onderzijde ontwikkelen. Anders is dit bij een bekleding die gevormd wordt door een op de bodem gestort steenpakket met gietasfalt te penetreren. Deze constructie is vrijwel zand- en waterdicht, doch hier kunnen wel overdrukken aan de onderzijde ervan optreden. Op de stabiliteit van dichte constructies wordt later nog teruggekomen.

Voor de bescherming van de zône tussen L.W. of de normale waterstand en het ontwerppeil kent men twee typen van bekledingen: de open en de gesloten bekledingen.

6.2.1 Steenbekledingen

Bij deze bekledingen onderscheidt men twee typen: de geheel open constructies en de constructies waarvan alleen de bekleding open is, doch

de zich daaronder bevindende (klei)laag dicht. Bij de geheel open constructies wordt de overgang naar het kernmateriaal van de dijk (zand) gevormd door een tussenlaag van grover materiaal, zodanig dat uitspoeling van het kernmateriaal wordt voorkomen. Of op deze eerste "filterlaag" nog één of meerdere lagen van telkens grover materiaal dienen te worden aangebracht, hangt af van de grootte van de poriën, die de uiteindelijke steenbekleding, die de golf- en de stroomaanval moet weerstaan, zal hebben (zie ook hoofdstuk 3.5.4). In deze bekleding is geen afdichtende laag aanwezig. Men zal hem derhalve niet toepassen bij dijken met een zandkern, die langdurig een hoge waterstand moeten keren of in de tijzône. Het door de dijk kwellende water kan bezwaar opleveren. Bestaat de kern van de dijk uit klei, dan is dit gevaar niet aanwezig.

Doornikse, Vilvoordse en Lessinese steen worden thans niet meer voor dijkbekleding toegepast; andere natuursteen daarentegen nog wel.

Het aantal typen betonsteen voor dijkbekleding is legio; vrijwel geen enkel voldoet en wel om de volgende redenen:

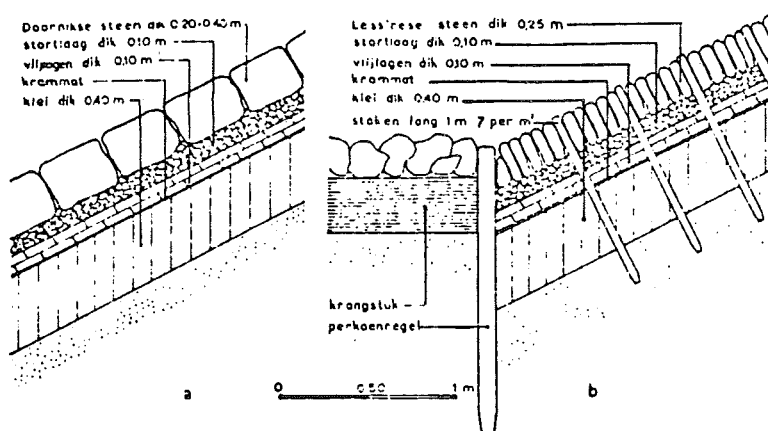
- a. het oppervlak is te gesloten waardoor grote overdrukken kunnen ontstaan bij golfklappen. Zetsteen op klei verdient de voorkeur boven zetsteen op een filterlaag, omdat door de goede aansluiting de overdrukken minder kans krijgen om zich te ontwikkelen;
- b. de onderdelen kunnen niet voldoende vrij van elkaar bewegen, waardoor als gevolg van gewelfwerking de zetting van de ondergrond niet wordt gevolgd;
- c. het soortelijk gewicht is veel lager dan dat van natuursteen;
- d. het herzetten is slechts mogelijk als grote oppervlakten worden uitgebroken.

Een nieuw type kunststeen, t.w. de z.g. basaltzuil, heeft de bezwaren, genoemd onder a, b en d, veel minder. De vorm is vrijwel identiek aan die van de basaltzuil en is ook bruikbaar voor zetwerk in gebogen vakken. Het soortelijk gewicht is groter dan van een normale betonzuil door gebruik van basaltsplit i.p.v. grind. De hoogte van de zuilen is gelijk, waardoor de zuilen ook door minder geschoolden kunnen worden gezet en wel op een grindlaag of op b.v. zandasfalt.

6.2.1.1 Natuursteenbekleding

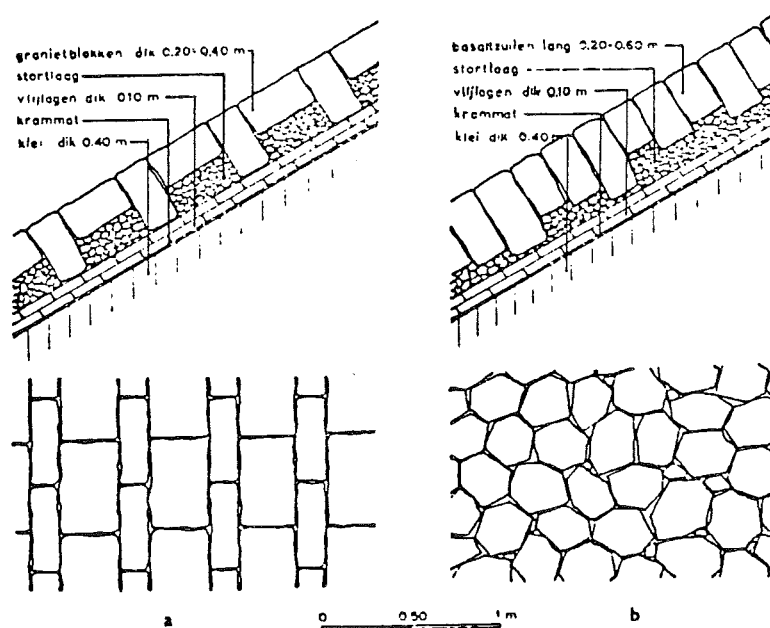
Bij de ontwikkeling van de natuursteenconstructies heeft de ervaring een belangrijke rol gespeeld. De bekleding heeft uitsluitend een beschermende functie. De dichtende functie wordt vervuld door een kleilaag van voldoende dikte onder de steenbekleding. Deze kleilaag (minimaal 0,40 m) moet voorkomen, dat zand uit het dijklichaam wordt weggezogen door de openingen tussen de bekleding.

Een zetsteenglooiing werd gemaakt van behakte natuursteen, zoals de Vilvoordse, Doornikse of Lessinese steen (fig. 6.4), basalt, graniet of van zuilenbasalt (fig. 6.5).



a. Glooping van Doornikse steen. b. Glooping van Lessinese steen.

Fig. 6.4

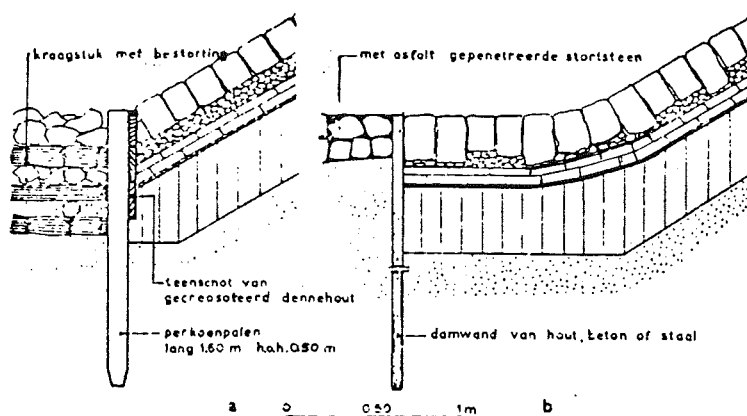


a. Glooping van graniethlokken. b. Glooping van basaltzuilen.

Fig. 6.5

Op de doorlatende kern (b.v. zand) is een afdichtende kleilaag aangebracht. De kleilaag wordt bedekt met een beschermende laag, ten einde het beschadigen van de kleilaag tijdens de opbouw van de steenglooiing te voorkomen. Vroeger bracht men een z.g. krammat aan, bestaande uit een dun laagje stro. Tegenwoordig voorziet men de kleilaag van een jutebescherming. Zowel de krammat als de jutelaag hebben een zeer tijdelijke functie en een korte levensduur. Op de krammat of jute worden twee vlijlagen van bakstenen, tegels o.d. aangebracht, die een tweeledige functie hebben: ze beschermen de kleilaag tegen uitspoeling en ze verdelen de belasting van de erop rustende lagen.

Aan de teen wordt de steenglooiing afgesloten door een rij perkoenpalen of door een houten, betonnen of stalen damwand (fig. 6.6). Deze teenopsluiting mag, vooral als hij van hout wordt gemaakt, niet te hoog boven L.W. worden aangebracht, daar anders verrotting kan optreden. Ook mag hij niet te laag worden gezet, omdat men dan de steenglooiing in het water zou moeten aanbrengen, hetgeen niet goed mogelijk is.



a. Teenopsluiting met perkoenpalen. b. Teenopsluiting met damwand.

Fig. 6.6

6.2.1.2 Kunststeenbekleding

Naast de natuursteenblokken kent men de kunststeenblokken van beton, koperslakken e.a. Men geeft aan de kunststeenblokken wel een zodanige vorm, dat de bovenzijden obstakels vormen op het beloop, waardoor de golfloop gereduceerd wordt (diaboolglooiing, beverkopglooiing e.a.) volgens de relatie op blz. 50.

Voor alle uit losse elementen opgebouwde glooiingen geldt, dat tussen deze elementen en de kern van de dijk of de afdichtende kleilaag één of meer overgangslagen (filterlagen) dienen te worden aangebracht, die uitspoeling moeten voorkomen.

In de loop van de tijd zijn tal van systemen ontwikkeld.

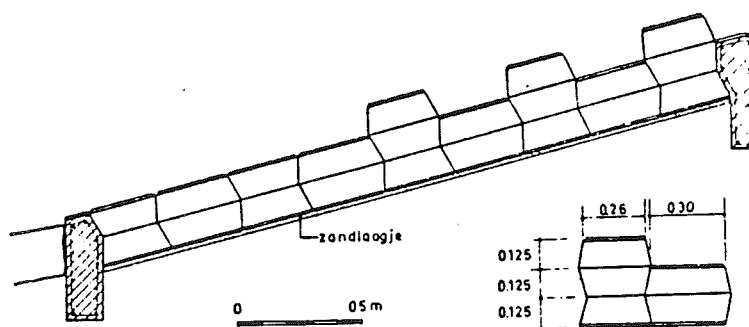


Fig. 6.7 Glooiing volgens het systeem Streefkerk (diaboolglooiing)

Betonzuilen (fig. 6.8) hebben een strakke vorm en kunnen in verschillende lengten worden gemaakt en kunnen zeer dicht gezet worden. De puin- en vlijlagen kunnen hierdoor achterwege blijven. De zuilen kunnen direkt op de krammat worden gezet of op een laagje grind, steenslag, sintels o.d. De glooiing heeft het nadeel zeer glad te worden. Hij kan daardoor moeilijk begaanbaar zijn en geeft een hoge golfloop.

Bij het systeem Streefkerk (diaboolglooiing) steekt een deel van de elementen boven de overige uit (fig. 6.7) en vormt zodoende een weerstand tegen de oplopende golven. De vierkante blokken, met een werkend oppervlak van 0,30 x 0,30 m en een hoogte van 0,25 of 0,375 m hebben geknikte zijvlakken, waardoor een deel van de zuilen een diaboolvorm heeft. De elementen grijpen dicht in elkaar en houden elkaar door hun vorm zeer goed vast.

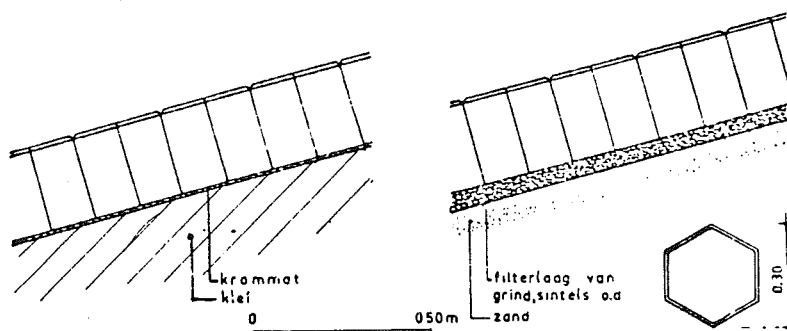


Fig. 6.8 Glooiing van betonzuilen

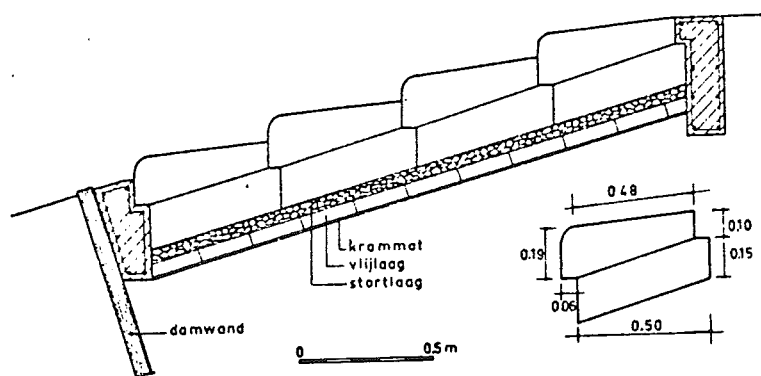


Fig. 6.9 Glooiing volgens het systeem Leendertse

Bij het systeem Leendertse (fig. 6.9) zijn onder- en bovenvlak van de vierkante elementen niet evenwijdig. De onderkant volgt het be-
loop, de bovenkant ligt nagenoeg horizontaal. Daardoor steekt iedere
horizontale rij met zijn onderkant boven de onderliggende rij uit en
ontstaat een trapjesglooiing. De blokken grijpen met sponningen in
elkaar en worden in halfsteensverband gezet.

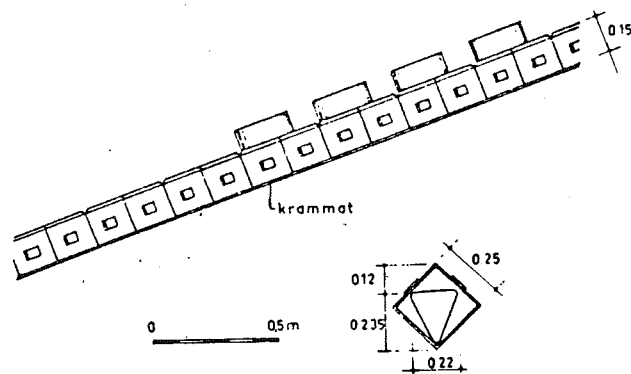


Fig. 6.10 Glooiing volgens het systeem beverkop

Bij het systeem beverkop (fig. 6.10) zijn de elementen voorzien van
een driehoekige verhoging. De blokken zijn groot 0,25 x 0,25 x 0,15 m.
De verhoging bedraagt 0,10 m. Ze grijpen met hun zijkanten enigszins
in elkaar.

Naast de betonelementen vonden ook elementen van gegoten koperslak
toepassing, die aantrekkelijk zijn door hun hoog soortelijk gewicht.

Tot bescherming tegen een lichte aanval, zoals langs het bovenbeloop, wordt naast glooiing van klinkers ook de z.g. grasbetonsteen toegepast. Deze vormt een goede overgang tussen bv. een steenzetting en de grasmat omdat deze een gelijke ruwheid maar een grotere sterkte dan de grasmat heeft.

Als dat nodig is, wordt de bovenrand van de bekledingen van een afsluiting voorzien. Men past hier wel betonplanken of -banden toe, of een kantplank van gecreosoteerd hout.

Beneden de L.W.-stand kan geen zetwerk worden uitgevoerd. Om beschadigingen aan de teen van de glooiing tijdig te kunnen signaleren en om deze te kunnen herstellen legt men die teen iets boven L.W. Vooral bij springtij heeft men dan enige tijd daarvoor beschikbaar. De aansluitende L.W.-, plas- of kreukelberm wordt beschermd door een kraagstuk met bestorting, of door een al of niet met gietasfalt gepetreeerde bestorting. Deze bestortingen zijn uiteraard niet zo dicht als de zorgvuldig geplaatste zetsteen. Ze zullen dus een grotere dikte verkrijgen, ook al omdat ze moeilijk te controleren zijn.

De stortsteen wordt onderscheiden in lichte en zware. De lichte stortsteen heeft een gewicht van 10 - 80 kgf per stuk en de zware 80 - 200 kgf (norm N 532). De hoeveelheid steen die per m² wordt aangebracht is afhankelijk van de mate van aanval door golf en stroom en kan variëren van 300 tot 3000 kgf.

6.2.2 Asfaltbekleding (dichte bekleding)

De hiervoor besproken steenbekledingen zijn arbeidsintensief en vergen veel onderhoud.

De moderne dijkbouw maakt het mogelijk, door het beschikbare grote materieel, de dijklichamen in hoog tempo op te bouwen. Teneinde grote verliezen tengevolge van erosie door water en wind te voorkomen, is een snelle bescherming van de grondlichamen nodig.

In de asfaltconstructies heeft men de mogelijkheid gevonden om de beide functies van een bekleding:

- het afdichten van het dijklichaam en

- de bescherming tegen aanval van stroom, golf enz.

te vervullen. Bovendien zijn ze snel en mechanisch aan te brengen.

Voor een waterdichte bitumineuze bekleding is het van belang de aard van de aanval te onderscheiden naar tijdsduur in korte, stootsgewijze belastingen en belastingen met een lange cyclustijd.

Tot de eerste categorie behoren golfklappen afkomstig van wind- of scheepsgolven; tot de tweede categorie waterstandsvariatiën onder getij- of seizoensinvloed, die grondwaterstroming kunnen induceren.

In onderstaande tabel zijn gebruikelijke bekledingsdikten van asfaltbeton indicatief aangegeven.

klasse waterkering	bekledingsdikte
primaire waterkeringen hevige golfaanval	25 à 35 cm
idem met geringere golfaanval	15 à 25 cm
secundaire keringen, havendammen enz. met sterke golfaanval	15 à 25 cm
idem met geringere golfaanval	10 à 20 cm

De genoemde dikten gelden slechts voor die gedeelten van het talud waar wateroverspanningen niet tot grotere dikten nopen. Deze wateroverspanningen zijn veelal het gevolg van een min of meer snel dalende buitenwaterstand.

De grootste overdruk treedt bij benadering op ter plaatse van het niveau van het buitenwater (fig. 6.11). Door de daling van dat niveau beweegt zich dus de plaats waar de grootste druk optreedt langs het talud omlaag. De maximale druk treedt dus in verschillende punten van het talud niet gelijktijdig op.

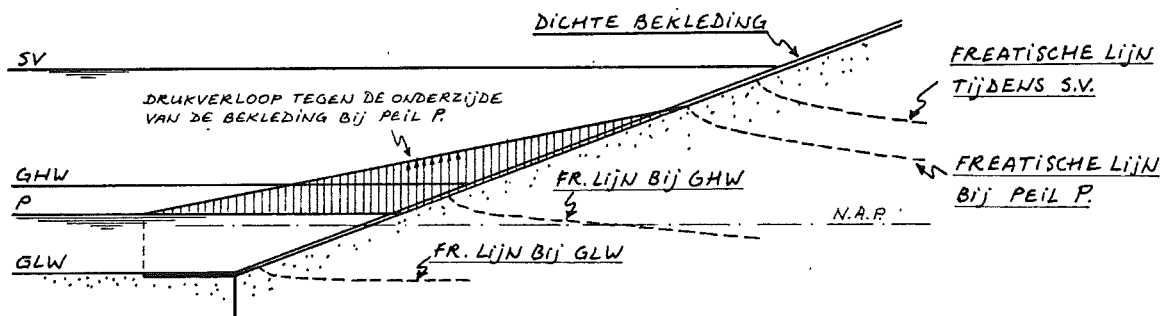


Fig. 6.11 Overdruk onder een dichte bekleding

De overdruk doet de wrijvingsweerstand tussen dijk materiaal en bekleding verminderen, waardoor bij overschrijding van de grensspanning in de bekleding trekspanningen kunnen optreden. Er ontstaat een zone waarin trek en één waarin stuik optreedt. De bekleding krijgt dus de neiging om als een rups omlaag te kruipen.

Over de visceuze vervorming van asfaltbeton is nog betrekkelijk weinig bekend. Omdat in de getij/golfzone de uitvoering van een asfaltbetonbekleding om kwalitatieve redenen niet goed mogelijk is, past men in het gebied tussen LW en HW + z' (zie onder 6.2) een constructie toe, die minder vervormbaar is. Een steenskelet, opgebouwd uit stortsteen, wordt met gietasfalt zo volledig mogelijk gepenetreerd (fig. 6.12), zodat een compacte massa ontstaat die voldoende stabiel is om optredende overdrukken te weerstaan en die niet kan gaan kruipen. Bovendien is het toepassen van asfaltbeton, dat een verwerkings temperatuur heeft die hoger is dan 100°C, in de zone tussen LW en HW die bij elke vloedperiode doordrenkt wordt van water, weinig aantrekkelijk. Tijdens het aanbrengen van het hete materiaal op de vochtige ondergrond kunnen dampbellen ontstaan, die een verminderde wrijvingsweerstand ten gevolge kunnen hebben.

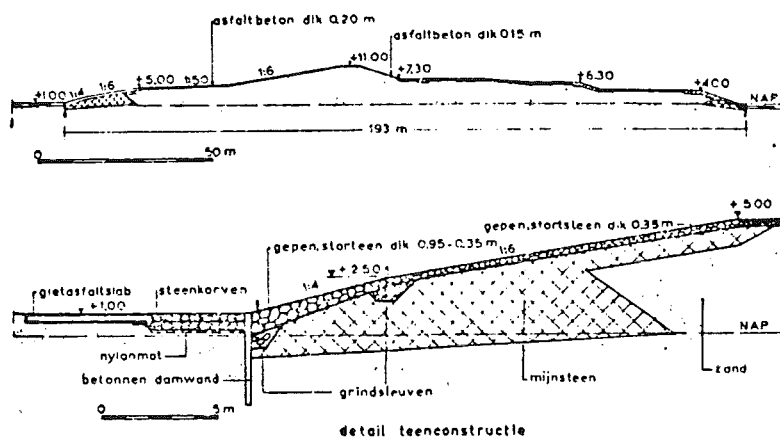


Fig. 6.12 Gloopingsconstructie in asfalt (Brouwersdam)

De asfaltbekledingen zal men vanwege hun visceus gedrag niet aanbrengen op taluds met een helling steiler dan 1:4. De gladde oppervlakte van bijvoorbeeld een asfaltbetonbekleding zal een grotere golfoploop veroorzaken. Toepassing van flauwe belopen heeft daarentegen een gunstige invloed op de golfoploop.

De asfaltconstructies zijn, met uitzondering van het zandasfalt, vrijwel erosiebestendig. Ze kunnen echter worden aangetast door koolwaterstoffen, waardoor het niet raadzaam is ze toe te passen op plaatsen waar veel olie op het water drijft.

Voorts kunnen ze worden aangetast doordat het bitumenfilmje van de minerale deeltjes verdrongen wordt door water, het z.g. stripping-effekt. Een goede verdichting van de asfaltconstructie heeft een gunstige invloed daarop. Ook kunnen de asfaltbekledingen worden aangetast door organismen als algen, wieren, zeepokken e.d. Vooral in de regelmatig overspoelde zône kan aantasting optreden. Teneinde de bekleding daartegen enigszins te beschermen, wordt wel een oppervlaktebehandeling, een dichtingslaag, aangebracht.

In hoger gelegen zônes dringen soms planten als distels e.d. door de bekleding heen. Toepassing van geschikte bestrijdingsmiddelen op het grondlichaam vóór het aanbrengen van de bekleding, kan dit gevaar voorkomen.

Zowel voor de open als voor de gesloten bekledingen geldt dat grote aandacht moet worden besteed aan de teenconstructie.

Het doortrekken van een dichte bekleding over de teen en de plasberm kan hogere overdrukken tegen de onderzijde van de bekleding veroorzaken.

Een open teenconstructie kan het gevaar van uitspoeling met zich brengen. Door de golfwerking ontstaat een grote drukgradiënt, die sterke stromen in het grondlichaam ter plaatse van de teen veroorzaakt. Daardoor dreigt het gevaar van uitspoeling. Het plaatsen van een damwand langs de teen doet dat gevaar afnemen, doch verhoogt weer de overdrukken tegen dichte bekledingen. Men zal de damwand daarom niet te lang maken. De damwand ondersteunt tevens de erboven liggende bekleding.

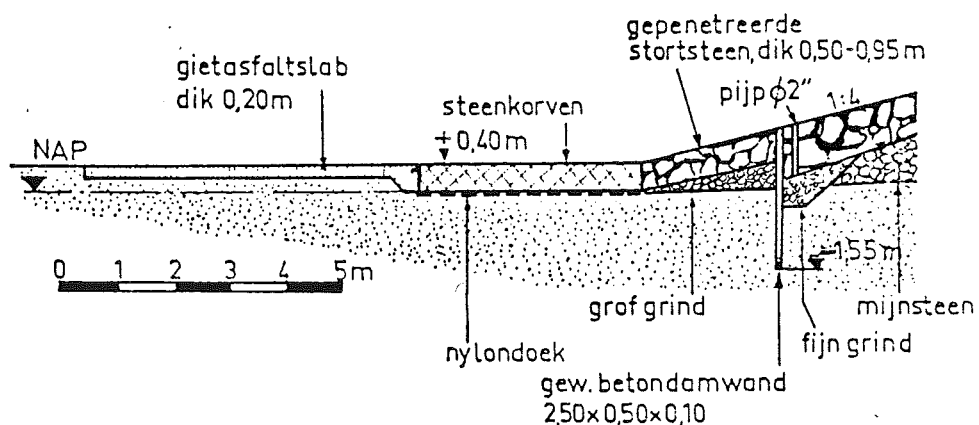


Fig. 6.13 Teenconstructie

In fig. 6.13 is een detail weergegeven van de teenconstructie van de dam door het Brouwershavense Gat op de Kabellaarsbank. Hier is de open teenconstructie gerealiseerd door een waterdoorlatend nylondoek, waarop korven met steen zijn geplaatst. Boven de damwand zijn door de dichte bekleding 2" pijpjes aangebracht, uitmondend in een grindkist. Deze pijpjes hadden tot doel tijdens het opspuiten van het hoger gelegen dijklichaam overdrukken tegen de bekleding te voorkomen.

In fig. 6.14 is de constructie weergegeven van de bekleding van de op de uitwateringssluizen in het Haringvliet aansluitende damgedeelten.

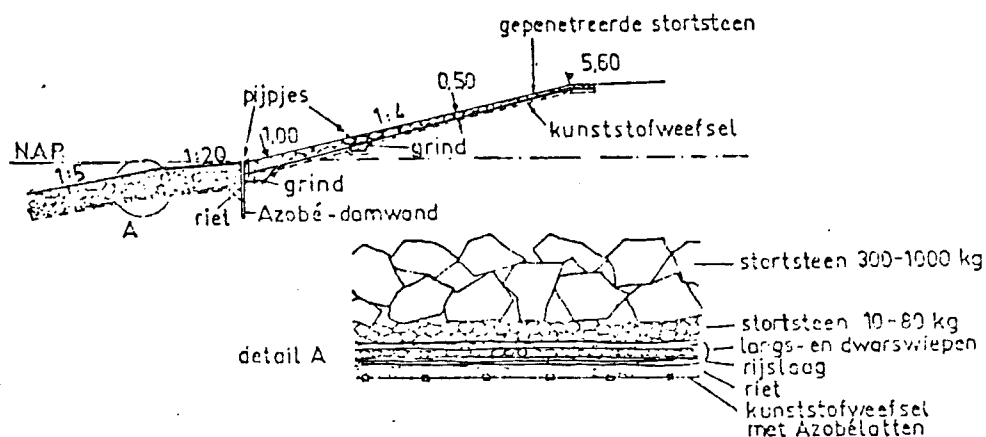


Fig. 6.14

Behalve door het water kan ook door lucht een overdruk onder een dichte bekleding ontstaan. Wanneer een dichte bekleding niet alleen op het buitenbeloop, doch eveneens op de kruin en gedeeltelijk of geheel op het binnenbeloop wordt aangebracht, kan bij een stijgend freatisch vlak de lucht niet ontwijken en ontstaan luchtdrukken, die eveneens een opbarsten of afdrukken van de bekleding kunnen veroorzaken. Bij over de kruin reikende constructies dient men voor een goede ontluchting zorg te dragen.

6.3 Filterconstructies

In hoofdstuk 3.5.7 is de invloed van uittredend water op de stabiliteit van het binnenbeloop behandeld.

Is het uittredende water gevaarlijk voor de stabiliteit, dan zijn er drie mogelijkheden voor het oplossen van het probleem:

- a. het maken van een flauwer binnenbeloop of toepassing van een binnenberm;
- b. het toepassen van een filterconstructie,
- c. het maken van een (betere) afdichtingslaag op het buitenbeloop of in de kern.

Voorwaarde voor een filterconstructie is, dat de afvoercapaciteit van het drainagesysteem voldoende groot moet zijn om de door het dijklichaam

aangeboden waterhoeveelheid snel te kunnen afvoeren. Aan de hoogwaterzijde dient de dijk dus te zijn voorzien van een "afsluitende" laag om het kweldebiet door de dijk zo klein mogelijk te houden. Fig. 6.16 geeft enkele principe-oplossingen voor filterconstructies.

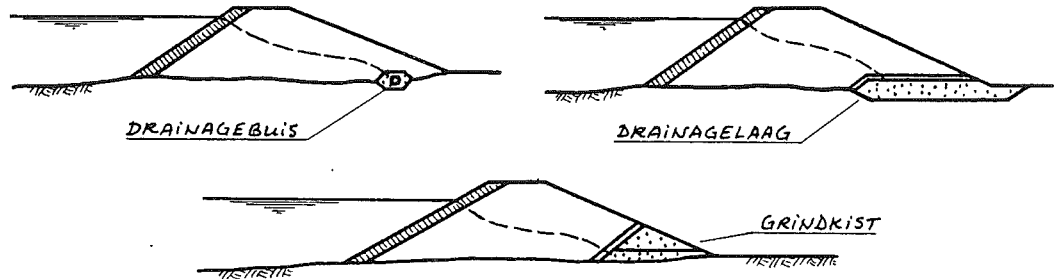


Fig. 6.16 Filterconstructies

In hoofdstuk 3.5.4 is de dimensionering van een filterconstructie behandeld. Bij het toepassen van een teendrainage is van essentieel belang, dat een ontworpen filter te allen tijde blijft functioneren. Hierin schuilt ook het bezwaar tegen het toepassen van dergelijke constructies. Immers, in de meeste tijd hoeven zij niet te werken, maar op het moment dat de dijk belast wordt door hoge waterstanden, moeten de filters optimaal functioneren.

Fig. 6.17 is een voorbeeld van een rivierdijk, waarbij gebruik is gemaakt van een filterconstructie om de freatische lijn binnen het profiel te houden. Het kwelwater wordt rechtstreeks in de kwelsloot opgevangen.

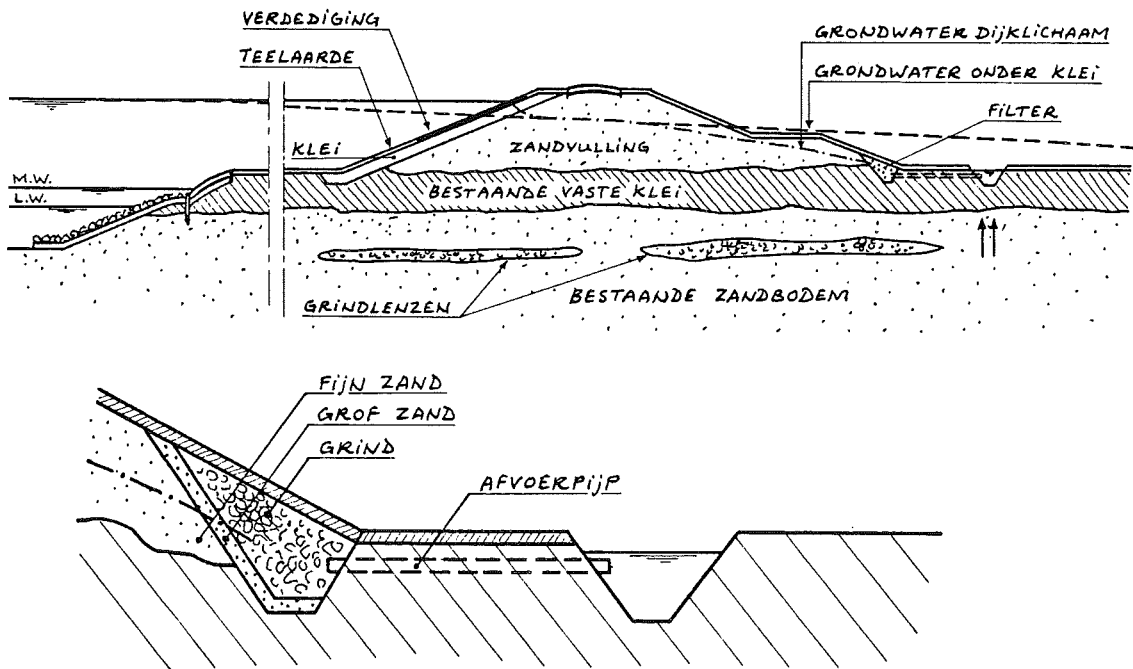


Fig. 6.17 Dwarsprofiel van een rivierdijk met filterconstructie

6.4 Kwelscherm

Bij dijken, opgebouwd uit goed doorlatend materiaal en op goed doorlatende ondergrond, kan ontoelaatbare kwel optreden. De kwel kan tot een gevaarlijke situatie t.a.v. de stabiliteit leiden, maar een overmaat aan kwelwater op zichzelf kan ook ongewenst zijn.

In hoofdstuk 3.5.6 zijn de achtergronden en principe-oplossingen van kwelproblemen behandeld.

De technische mogelijkheden voor het aanbrengen van een kwelscherm zijn legio.

De verschillende systemen voor het maken van kwelschermen zijn in grote lijnen in drie groepen te verdelen:

- ingegraven constructies
- verdringingsconstructies
- geïnjecteerde schermen

6.4.1 Kwelscherm in een gegraven sleuf

Kenmerkend voor deze constructie is, dat de uitgegraven grond vervangen wordt door een waterdicht (klei) materiaal. Tijdens het ontgraven speelt de stabiliteit van de sleuf een belangrijke rol, terwijl in de fase van het aanvullen (aanbrengen van het waterdichte scherm) de zekerheid t.a.v. een blijvende waterdichtheid van belang is.

Fig. 6.18 laat de toepassing van een kleikist zien. Hierbij is van belang, dat de watervoerende zandlaag volledig afgesloten wordt.

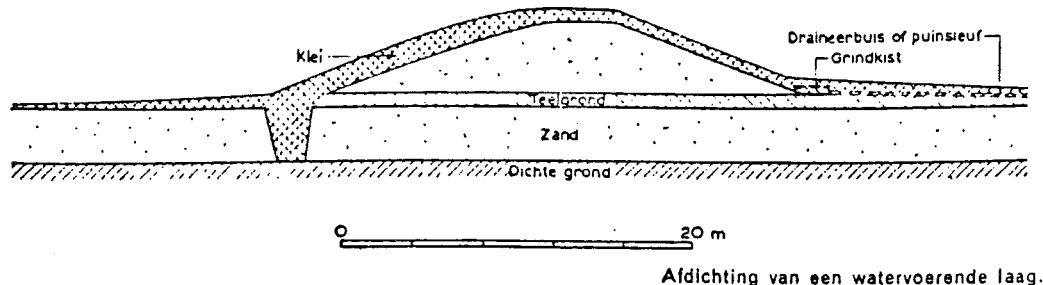


Fig. 6.18 Dijkprofiel met kleikist

Voor de verbetering van de IJsselbandijk bij Wapenveld is ook gebruik gemaakt van een kwelscherm. De bestaande dijk was nogal zandig van samenstelling met als gevolg bij hoge waterstanden veel kwel. Bijzonderheid hierbij was, dat de grond van het buitenbeloop nogal hoge botanische waarde bezat.

Uitgaande van deze twee randvoorwaarden is een ontwerp gemaakt volgens fig. 6.19, waarbij het kwelprobleem opgelost werd met een kleikern, overgaand in een kleikist, die werd afgedekt door de oude grond afkomstig van het buitenbeloop.

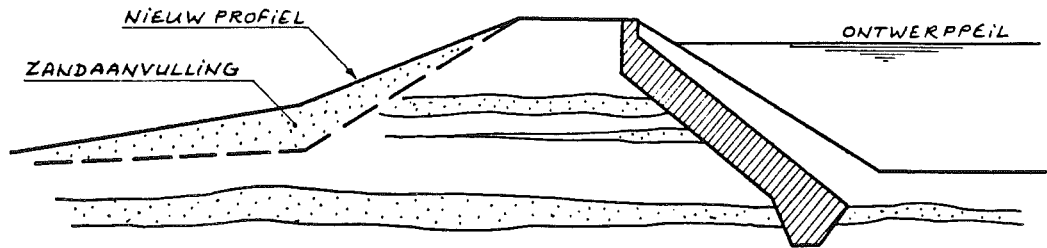


Fig. 6.19 IJsselbandijk bij Wapenveld

Moet een kwelscherm tot grotere diepte (meer dan 3 m) worden gemaakt, dan is een kleikist niet meer uitvoerbaar. In zo'n geval wordt gebruik gemaakt van een z.g. "slurry trench" (fig. 6.20).

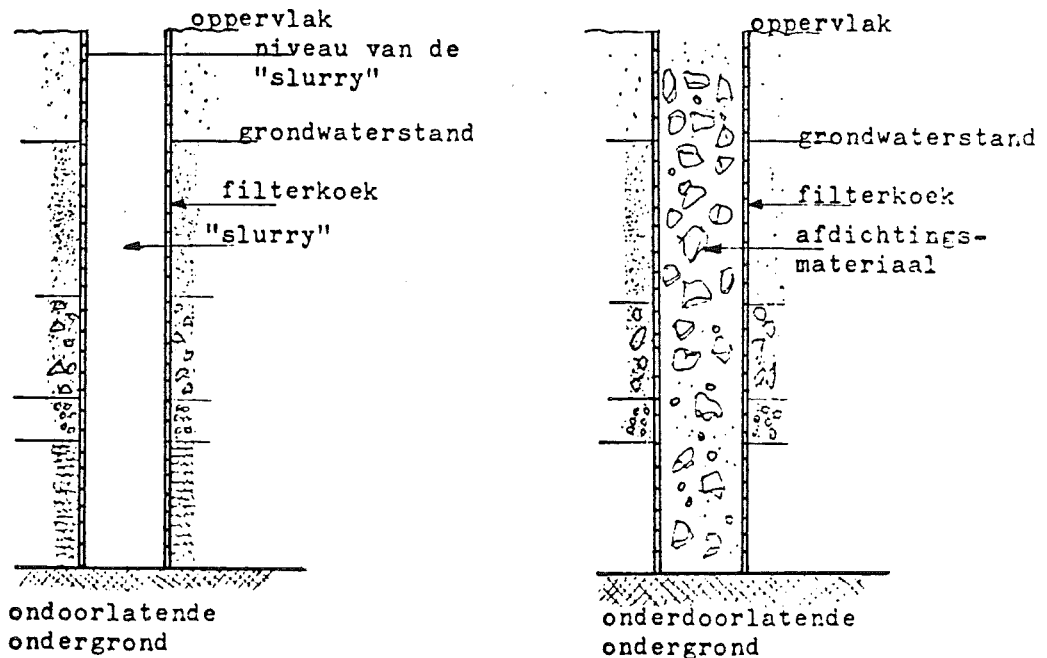


Fig. 6.20 Kwelscherm met "slurrytrench"

Hierbij wordt de sleuf tijdens het graven gesteund door een dikspoeling (slurry). Na gereedkomen van de sleuf wordt deze aangevuld met het afdichtingsmateriaal, waarbij de kleispoeling uit de sleuf door de aanvulling wordt verdrongen. Het gevolg van deze werkwijze is, dat een waterdicht scherm ontstaat, waarbij de poriën gevuld zijn met kleisuspensie.

6.4.2 Verdringingsconstructies

Voor het afsluiten van een watervoerende laag kunnen ook constructies worden toegepast, waarbij het waterdichte element d.m.v. heien of trillen in de grond wordt gebracht. De meest voor de hand liggende en als

zodanig ook de meest gangbare "waterdichte" constructie van dit soort is de stalen damwand. Daar de damwandplanken door middel van sloten aan elkaar worden gekoppeld, is de waterdichtheid van een dergelijke wand vrij goed te noemen. Opgemerkt moet worden, dat vooral bij zwaar heiwerk een damplank wel eens uit het slot kan lopen, waardoor de waterdichtheid van de wand aan twijfel onderhevig is.

Een kwelscherm heeft alleen de functie van grondwaterkering. Uit dien hoofde kan de damwand vrij licht van constructie zijn. Er zijn dan ook voorbeelden bekend waarbij - weliswaar voor een tijdelijke constructie - zeer lichte profielen met behulp van speciaal gereedschap in de grond werden gebracht. Voor meer permanente constructies wordt gewezen op de eisen t.a.v. de duurzaamheid van de damwand, waardoor de afmetingen van de wand mede worden bepaald.

Daar een stalen damwand een beperkte levensduur heeft, zal de dijkbeheerder te allen tijde er rekening mee moeten houden, dat na verloop van tijd zo'n scherm vernieuwd moet worden.

6.4.3 Geïnjecteerd scherm

Chemische injectie

Een vloeistof met als hoofdbestanddeel waterglas, wordt onder aangepaste druk, door middel van een injectielans, in de watervoerende laag gebracht. De eigenschappen van de vloeistof, zoals viscositeit en oppervlaktenspanning, zijn zodanig gekozen, dat het water uit de poriën wordt verdreven. Na "verharding" van de vloeistof ontstaat een waterdicht scherm. In fig. 6.21 wordt schematisch het aanbrengen van een dergelijk kwelscherm weergegeven. Terwille van de waterdichtheid moeten de geïnjecteerde grondmotten goed op elkaar aansluiten. Het injecteren in twee rijen met een zekere mate van overlap is dan ook geen overbodige luxe.

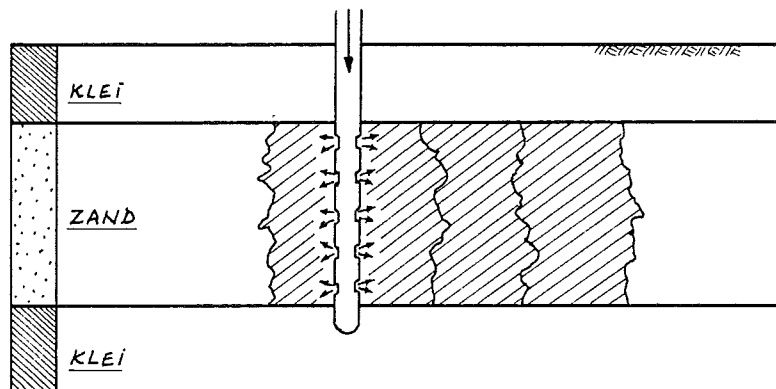


Fig. 6.21 Geïnjecteerd kwelscherm

Klei-cement injectie

Het verschil met de voorgaande methode is, dat een klei-cementsuspensie niet in staat is om het water uit de poriën van de watervoerende laag te verdringen. Vandaar dat de klei-cement slurry in een kunstmatig gemaakte ruimte wordt geperst. De vorm en afmetingen van het gereedschap bepalen het eindresultaat.

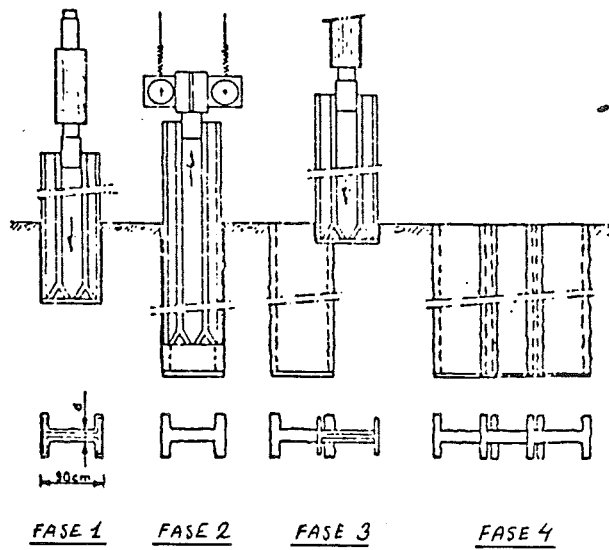


Fig. 6.22 Kwelscherm van klei-cementinjectie

Fig. 6.22 laat het principe van het aanbrengen van het klei-cement-scherm zien. Een stalen profiel wordt in de grond getrild. Tijdens het trekken wordt de gevormde ruimte onder hoge druk gevuld met de klei-cementsuspensie. Er wordt naar gestreefd om een zekere mate van overlapping te bereiken, waardoor een grote zekerheid ontstaat t.a.v. de waterdichtheid van het scherm. Dit systeem is in wezen een combinatie van de methoden 6.4.1 en 6.4.2. Een door verdringing verkregen "sleuf" wordt gevuld met een water-ondoorlatend materiaal.

7. Het uitvoeringsprobleem

Inleiding

Het grootste deel van de kosten van een waterkering wordt gemaakt tijdens de uitvoering van het werk. De ontwerpkosten vormen slechts een ondergeschikte post van het totaal.

Tijdens het ontwerp wordt echter een groot deel van de te maken kosten vastgelegd. Een ontwerp, dat goed aansluit bij de te volgen uitvoeringsmethodieken, kan tegen lagere kosten worden gerealiseerd, dan een ontwerp, waarbij geen rekening is gehouden met de problemen van de uitvoering. Derhalve dienen uitvoeringsaspecten bij het ontwerp een belangrijke rol te spelen.

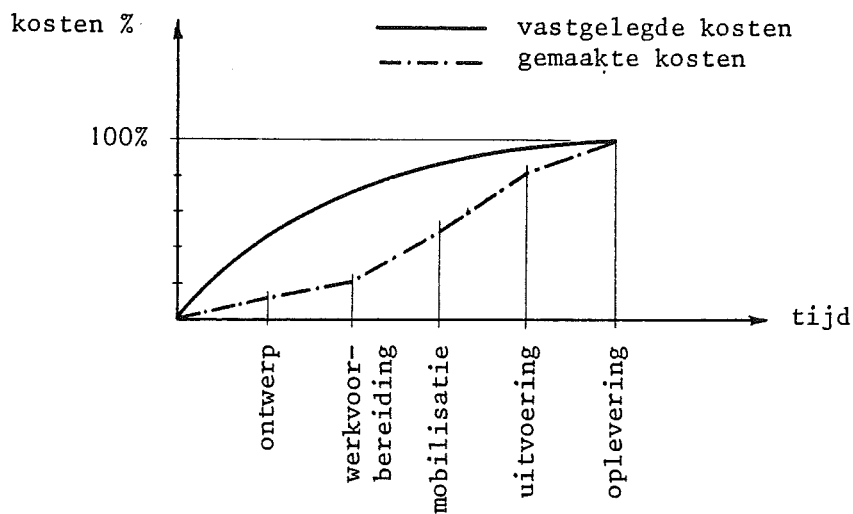


Fig. 7.1 De invloed van het ontwerpen op de uiteindelijke kosten

De werkomstandigheden

De omstandigheden, waaronder de waterkering gemaakt moet worden, bepalen sterk de keuze van de werkmethode.

De volgende hoofddeling van de werkomstandigheden is gebruikelijk en illustratief:

1. Het werk wordt "in de droge" gemaakt.
2. Het werk dient ter hoogte van de waterspiegel te worden uitgevoerd. Bijzondere moeilijkheden treden op, indien de hoogte van de waterstand wisselt (b.v. getij). Tevens speelt golfaanval een rol.
3. Het werk wordt onder water ("in de natte") gemaakt. Ook hier spelen de natuurrandvoorwaarden een rol.

Het is duidelijk, dat in de situaties 2 en 3 de natuurrandvoorwaarden een belangrijke rol spelen. Niet alleen bepaalt de hoogte van de waterstanden en de wisseling daarin de keuze tussen varende of rijdende drijf, doch tevens kan de stabiliteit van het aangebrachte grondlichaam

door de wijzigingen in waterspanningen gevaar lopen. Ook tegen golf-aanval of stroming is een vers aangebracht grondlichaam niet bestand zonder bijzondere verdedigingsmaatregelen. Een tweede aspekt is, dat de natuurrandvoorwaarden de produktiviteit van het varend bedrijf beïnvloeden.

Veel operaties zijn bij zeegang of hoge stroomsnelheden niet of met moeite mogelijk. Men noemt dat "onwerkbaar weer". Het spreekt vanzelf, dat de produktiviteit laag zal zijn, indien een groot deel van het jaar als "onwerkbaar" moet worden beschouwd.

De kwalificatie "onwerkbaar weer" is echter in zekere mate een functie van het ingezette materieel. Zwaar materieel kan langer werken dan licht. Het aantal onwerkbare dagen kan dus worden teruggebracht door zwaarder of ander materieel te kiezen.

Het materieel zal nog aan de orde komen. Daarom eerst meer over de dijk in aanbouw.

Bij de aanleg van een dijk onder water in een getijgebied komen alle situaties uit het bovenstaande betoog voor.

Men begint zand aan te brengen onder water (zie fig. 7.2). Dit zand zal uitvloeien tot een helling van 1:10 tot 1:50, zodat veel kubieke meters nodig zijn om op hoogte te komen.

Indien door getijstromingen veel zand wegspoelt, kan dit voorkomen worden door het aanbrengen van zinkstukken, waarmee het zand wordt afgedekt (zie fig. 7.2).

Zodra echter de zône tussen L.W. en H.W. bereikt wordt, is een andere methode economischer. Omdat zandtaluds niet goed bestand zijn tegen wisselende waterstanden en golfaanval, kan de opbouw uit louter zand uitsluitend voortgaan ten koste van veel zandverlies.

Dit zandverlies wordt vermeden, indien het zand wordt aangebracht tussen perskaden van golf- en stroombestendig materiaal. Uiteraard is deze methode ook onder water mogelijk, indien het zandverlies of het uitlopen van het talud (1:10 à 1:50) een bezwaar vormt.

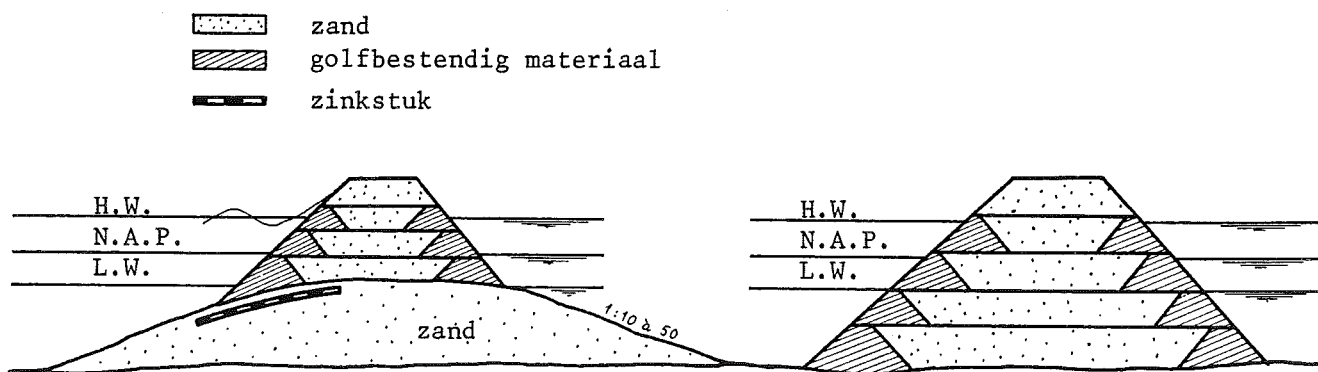


Fig. 7.2 De opbouw van een dijk in een getijgebied

Het werk in de zône tussen H.W. en L.W. zal gedeeltelijk als "tijwerk" moeten geschieden. Men zal de werkzaamheden, die rijdend of lopend worden uitgevoerd tijdens opkomend water moeten onderbreken. Zodra het niveau boven H.W. en golfoploop is bereikt, kan "in de

droge" zonder problemen in zand worden verder gebouwd. Omdat uittredend perswater tot instabiliteit van de perskaden kan leiden, wordt in dit geval wel een waterdichte folie toegepast. Alleen stormen en extreem hoge waterstanden kunnen nu de voortgang van het werk nog bedreigen.

Men ziet, dat ook tijdens de bouwfase allerlei grenstoestanden kunnen optreden, o.a. erosie buitentalud, afschuiving buitentalud, stroming etc. Telkens moet er door de keuze van een adequate werkmethode voor gezorgd worden, dat het kunstwerk in aanbouw niet bezwijkt. Mede om deze reden zal men geen dijken bouwen in het stormseizoen, wanneer de kans op extreme natuurrandvoorwaarden groot is. Evenals in de eindfase, is in de bouwfase de grondgesteldheid van groot belang. Ten eerste bepaalt de draagkracht en het karakter van de grond, welk rijdend materieel kan worden ingezet. Maar ook bepalen de eigenschappen van de ondergrond in welk tempo de dijk kan worden opgebouwd. Indien er sprake is van een slecht doorlatende samendrukbare ondergrond (klei of veen) zal een verhoging van de bovenbelasting in eerste instantie worden opgenomen door de waterspanningen. Volgens het principe van Terzaghi nemen daardoor de korrelspanningen en de opneembare schuifspanningen af. Hierdoor ontstaat het gevaar voor afschuivingen. Indien echter het water door een langzaam bouwtempo tijd krijgt om af te stromen (consolidatie) kan dit gevaar bezworen worden.

Mensen en materieel (voor materiaal zie hoofdstuk 6)

Een belangrijk punt van overweging bij het ontwerp van een dijk in relatie met de uitvoering, vormen mensen en materieel. Ten aanzien van de mensen rijzen drie vragen:

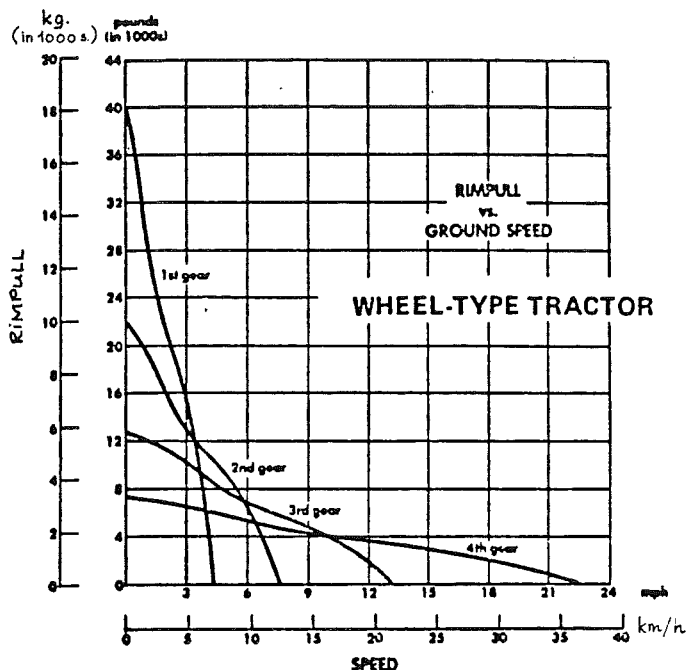
- Zijn er mensen met voldoende deskundigheid om steenglooiingen te zetten, materieel te besturen, zinkstukken te vlechten?
- Is er een voldoende aantal mensen beschikbaar om het werk tot een goed einde te brengen?
- Wat zijn het loonniveau, de huisvestingseisen, het arbeidsklimaat etc.?

Het antwoord op deze vragen moet steun geven bij de optimale combinatie van mensen en machines. Een geringe beschikbaarheid van mensen en een hoog loonniveau zullen leiden tot kapitaal intensieve methodes. In landen (b.v. China) waar het arbeidspotentieel ruim is en kapitaalgoederen schaars, kiest men daarentegen arbeidsintensieve methodes.

Men kan onderscheid maken tussen materieel, dat grondwerk "in de droge" uitvoert en "in de natte".

Bij werktuigen voor "droog" grondverzet wordt onderscheid gemaakt tussen werktuigen op banden en op rupskettingen. De kracht die beschikbaar is tussen de band en het wegdek om een voertuig voort te bewegen wordt rimpull genoemd. De trekkracht die bij rupsvoertuigen beschikbaar is (berekend uit het motorvermogen) wordt drawbarpull genoemd.

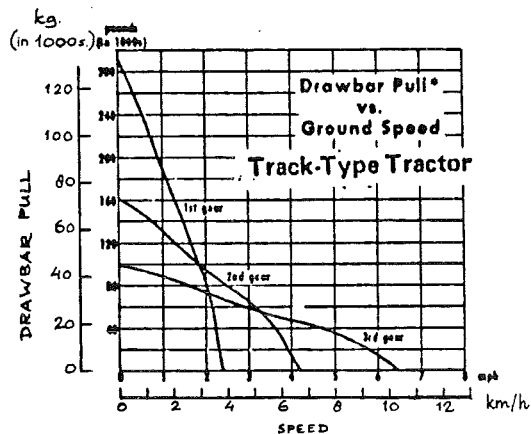
Bandenvoertuig:



Usable rimpull depends on traction and weight of tractor.

Rupskettingen laten slechts geringe rijsnelheden toe. Zij worden toegepast indien grote druk- of trekkracht vereist is, of indien lage grondspanningen de brede rupsplaten (eventueel te verbreden) vereisen. Ook een grote stabiliteit, zoals bij de dragline vereist wordt, voert tot het toepassen van rupskettingen. In andere gevallen wordt gebruik gemaakt van luchtbanden, die hogere rijsnelheden toestaan en tevens voor enige vering voor voertuig en machinist zorgen.

Rupsvoertuig:



*Usable pull will depend on traction and weight of equipped machine.

De werktuigen voor "droog" grondverzet zijn in hoofdzaak onderstaande:

De dragline is een zeer veel toegepast werktuig voor verzetten van grond. Op een zich mechanisch bewegend onderstel, veelal voorzien van rupsbanden, is een in alle richtingen wendbare giek geplaatst. Aan de giek is een bak of emmer opgehangen, die door middel van over lieren lopende staaldraden uitgeworpen, aangetrokken, geheven, gevierd, geladen en gelost kan worden. De inhoud van de emmer kan variëren tussen $0,25 \text{ m}^3$ en 5 m^3 . Een dragline met een emmer van 1 m^3 heeft een capaciteit van ca. $80 \text{ m}^3/\text{h}$. Is de inhoud 2 m^3 , dan bedraagt de capaciteit ca. $135 \text{ m}^3/\text{h}$. De dragline kan ook graafwerk onder water verrichten. Er is een verdringen van de dragline door hydraulische graafmachines op te merken. De capaciteiten zijn gelijkwaardig aan die van de dragline.

Op plaatsen waar geen dragline kan worden gebruikt, bijvoorbeeld in een bouwput waar stempels een horizontale beweging van de emmer verhinderen, kan de grijper worden gebruikt. Wordt bij graafwerk met de dragline de emmer vooral in horizontale richting bewogen, bij de grijper kan dat alleen in verticale richting. Men kan met de grijper zowel in de droge als in de natte werken. De inhoud van een grijper varieert van $0,4 - 8 \text{ m}^3$. De capaciteit van een grijper met een inhoud van 1 m^3 bedraagt ca. $50 \text{ m}^3/\text{h}$. Voor het oppakken van steen wordt de poliepgrijper gebruikt.

De dragline is een betrekkelijk goedkope machine met een grote actieradius. De dragline laat zich gemakkelijk ombouwen tot grijperkraan, een kraan met haak of tot een heimachine. Zelfs het ombouwen tot hooglepel of dieplepel is mogelijk.

De productiviteit neemt af naarmate de verwerkbaarheid afneemt.

De hydraulische graafmachine is een werktuig ontworpen voor graafwerkzaamheden boven het maaiveld (de zogenaamde hooglepel) of graafwerkzaamheden onder het maaiveld (de zogenaamde dieplepel). De graafkracht wordt ontleend aan hydraulische cilinders.

Met betrekking tot de productiviteit van draglines is het volgende empirische verband gevonden:

$$Y = bx_1 (1 - e^{-c \frac{x_2}{x_1}})$$

waarin Y = netto capaciteit in m^3/h

x_1 = bakinhoud in m^3

x_2 = profielinhoud in m^3/s

c = $-0,315$

b = parameter die bepaald wordt door de verwerkbaarheid van de grond (zogenaamde capaciteitsindex).

<u>Verwerkbaarheid</u>	<u>b-waarde</u>	<u>inproductiviteit</u>
zeer goed	98	3.7
goed	79	6.2
matig goed	68	7.2
matig	60	16.2

De mechanische schop is een star aan een arm bevestigde emmer met een inhoud van 0,5 - 10 m³. De arm is beweegbaar langs een giek die in alle richtingen wendbaar op een onderstel is bevestigd. De mechanische schop wordt in verschillende vormen toegepast: als lepelbagger die vooruit werkt, als dieplepelbagger en als schraper, die achteruit werken. Deze werktuigen zijn in het bijzonder geschikt voor het graven in harde en vaste grond. De capaciteit van een lepelbagger met een inhoud van 1 m³ bedraagt ca. 85 m³/h.

De voor de dragline, grijper en mechanische schop gegeven capaciteitscijfers gelden voor goed verwerkbaar en goed samenhangende grond. Voor niet samenhangende, taaie of harde grond dienen zij gereduceerd te worden.

De excavateur bestaat uit een zich op rails of op rupsbanden voortbewegend onderstel waarop aan een giek of ladderbak een emmerladder is bevestigd, die een emmerketting met een groot aantal kleine graaf-elementen draagt: De grootte van de emmers varieert van 0,025 m³ tot 2 m³. De capaciteit bij een emmerinhoud van bijvoorbeeld 0,2 m³ is ca. 300 m³/h.

Het werktuig is grotendeels verdrongen door de dragline en de mechanische schop. Het wordt nog wel gebruikt bij steenfabrieken voor het ontgraven van de kleiputten en daar waar over een grote oppervlakte of langs een langgerekt traject moet worden ontgraven. Door het werken met losse ketting kan de excavateur een hol beloop graven.

Een gespannen ketting geeft een vlak beloop.

Bij het graven van kanalen wordt de emmerladder aan het benedeneinde van een horizontaal deel voorzien, een planeerstuk, zo mogelijk ter lengte van de halve kanaalbodembreedte. De emmers laten bij kanteling hun inhoud in een glijpoot vallen waarlangs de grond naar het transportmiddel wordt gevoerd.

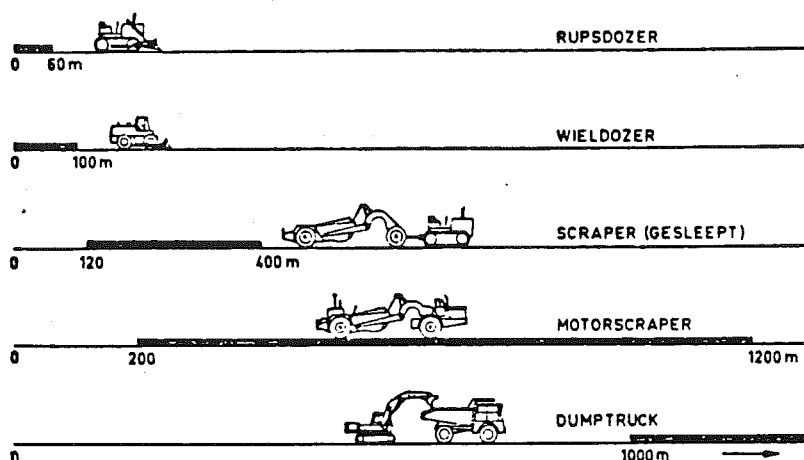
De elevator is een soortgelijk werktuig, dat echter niet in ongeroerde grond wordt gebruikt, maar vooral dient voor het transport van in de natte door baggermolens of zuigers in bakken gedeponeerde grond. De elevator schept de grond uit de bakken en brengt de mond via goot of transportband direkt in het werk of in andere middelen van vervoer, eventueel via een trechter.

Bij de z.g. langselevators, die in de lengterichting van de bak staan, hebben de emmers veelal een breedte die overeenkomt met de breedte van de aanvoerende bakken.

De bulldozer is een grondverzet werktuig, bestaande uit een op rupsbanden voortbewegende tractor, die aan de voorzijde voorzien is van een breed stalen blad met aan de onderzijde een stalen mes dat verwisselbaar is. Het blad kan in verticale zin op en meer worden bewogen, waardoor de dikte van de af te schaven laag gevarieerd kan worden. Voorts kan het blad voorovergekanteld worden waardoor zogenaamd "sleek" gegraven kan worden.

Indien het blad onder een helling met de rijrichting wordt geplaatst spreekt men van een angle-dozer. De opgeschoven grond wordt in dat geval aan de zijkant van het blad gelost. Dient in zeer harde grond gewerkt te worden, dan kan het blad onder een hoek met het maaiveld geplaatst worden; de zogenaamde tiltdozer. Voor speciale werkzaamheden kan men een wortelhaak, struikenhaak, grondbreker (ripper) e.d. toepassen.

De bulldozer is geschikt voor zwaar grondwerk over geringe afstand. Voor werkelijk egaliseren is de grader meer geschikt.



De scraper is een door een tractor voortgetrokken of zelf aangedreven laadbak, voorzien van wielen. De laadbak is aan de voorzijde voorzien van een mes, dat de grond lossnijdt als de bak wordt voortgetrokken. De inhoud van de bak kan variëren van 3 tot 18 m³. Een scraper van b.v. 5 m³ inhoud heeft bij een vervoersafstand van 300 m een capaciteit van ongeveer 40 m³/h. Voor de kleinere modellen is dit de maximum afstand waarover het gebruik van de scraper economisch is. Voor de grote scrapers ligt deze grens bij 800 m.

Behalve de genoemde graafwerktuigen zijn ten behoeve van het in cultuur brengen van gronden machines ontworpen voor het graven van sleuven, greppels en sloten, die echter bij de dijkbouw geen rol van betekenis spelen. Hiertoe behoren b.v. de loopgraafmachines, de V-ploeg en de wroeter.

Het graven in zware grond vergt veel vermogen, zodat de scraper bij inzet in zware grond vaak door één of twee krachtige dozers wordt opgeduwd.

De dragline, de grijper, de mechanische schop, de excavateur en de elevator vragen in veel gevallen transportmiddelen om de ontgraven grond naar elders te vervoeren. Daartoe komen in aanmerking vrachtauto's, kipkarren op werkspoor en transportbanden.

De vrachtauto met vaste of zij- en achterwaarts hydraulisch kippbare³ laadbak is een veel gebruikt transportmiddel, dat gewoonlijk 3 - 6 m³ grond kan vervoeren, hetzij over de grond, hetzij over stalen rijplaten. De vrachtauto is bij klein grondverzet over korte afstand economisch bruikbaar.

Voor groot grondverzet over langere afstand biedt transport per kipkar over werkspoor economisch voordeel. Reeds eerder werd de kipkar met een inhoud van 0,75 m³ genoemd, die over smalspoor werd voortbewogen.

De kipkarren met een inhoud tot 2 m^3 hebben een trogvormige doorsnede; grotere karren, tot een inhoud van 6 m^3 , een rechthoekige. Het toe te passen spoor is afhankelijk van het rijdend materieel. Draagbaar spoor, dat een spoorwijdte van $0,70 \text{ m}$ heeft en een gewicht tot 60 kgf/m (16 kg spoor) past men toe wanneer het gewicht van de locomotief 10 ton niet te boven gaat. Dat spoor heeft stalen dwarsliggers. Voor zwaarder rijdend materieel past men $20 - 30 \text{ kg}$ spoor toe, dat met spoorspijkers op houten dwarsliggers wordt bevestigd. De spoorwijdte is daarbij als regel $0,90 \text{ m}$.

Een transportband bestaat uit een uit lagen rubber en canvas opgebouwde band zonder einde, die over op een ligger gemonteerde rollen wordt voortbewogen. De draagrollen zijn meestal zodanig geplaatst, dat de band een enigszins holle vorm verkrijgt. Eén van de rollen wordt door een motor aangedreven.

De band kan een breedte hebben van ruim 1 m . De capaciteit is afhankelijk van die breedte en van de snelheid waarmee de band wordt bewogen. De snelheid kan variëren van $1 - 25 \text{ m/s}$. Met de grootste band kan een capaciteit van ruim $300 \text{ m}^3/\text{h}$ worden bereikt.

De productie van grondwerktuigen is, zoals eerder gesteld, afhankelijk van de grondsoort, de klimatologische omstandigheden, de techniek e.d. De produktieberekeningen stelen grotendeels op gegevens verzameld "in het veld". De aannemer heeft dan ook een groot aantal gegevens gebaseerd op voor- en nacalculatiegegevens.

De productie P wordt uitgedrukt in m^3/uur .

$$P = \frac{\text{m}^3 \text{ grond}}{\text{cyclus}} \times \frac{\text{aantal cycli}}{\text{uur}} \text{ in } \text{m}^3/\text{uur}$$

Duidelijk dient vastgesteld te zijn waar en in welke fase de m^3 worden gemeten.

Men onderscheidt: BCM: bank cubic meter, d.w.z. een m^3 grond zoals die in de ongeroerde grond wordt aangetroffen. Opmeten van de afgraving bepaalt aantal kubieke meters.

De moeilijkheden kunnen ontstaan indien de grond zich sterk ontspant, zodat de metingen op minder kubieke meters duiden.

LCM: loose cubic meter, d.w.z. een m^3 los gestort materiaal

CCM: compacted cubic meter, d.w.z. een m^3 grond na verdichting

Voorts bestaan er weegmethoden waarbij de hoeveelheidsbepaling per gewicht gaat.

Het verband tussen BMC en LCM wordt de laadfaktor genoemd (LF).

$$\text{L.F.} = \frac{\text{bank cubic meter}}{\text{loose cubic meter}}$$

L.F. = uitleveringsfaktor

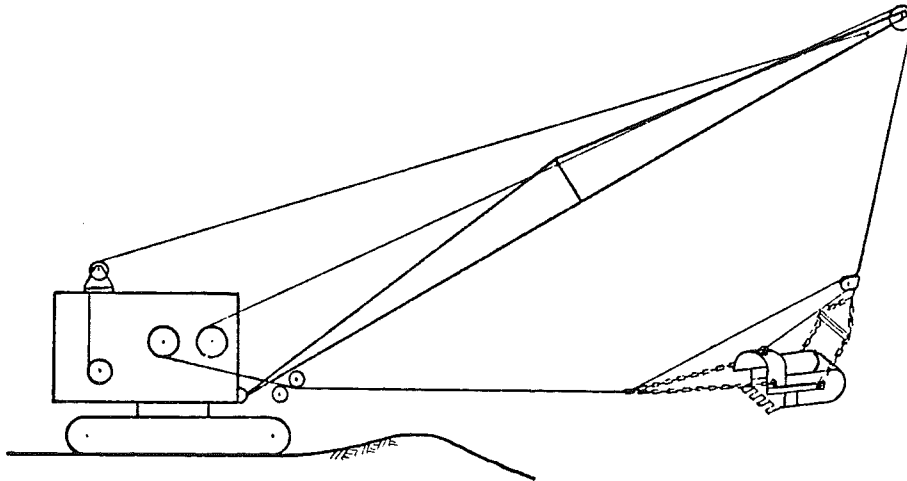
Het verband tussen verdichte m^3 en de in situ aangetroffen m^3 wordt de inklingsfaktor genoemd.

Voorts spelen bij de produktieberekening fenomenen als rolweerstand en hellingweerstand een rol.

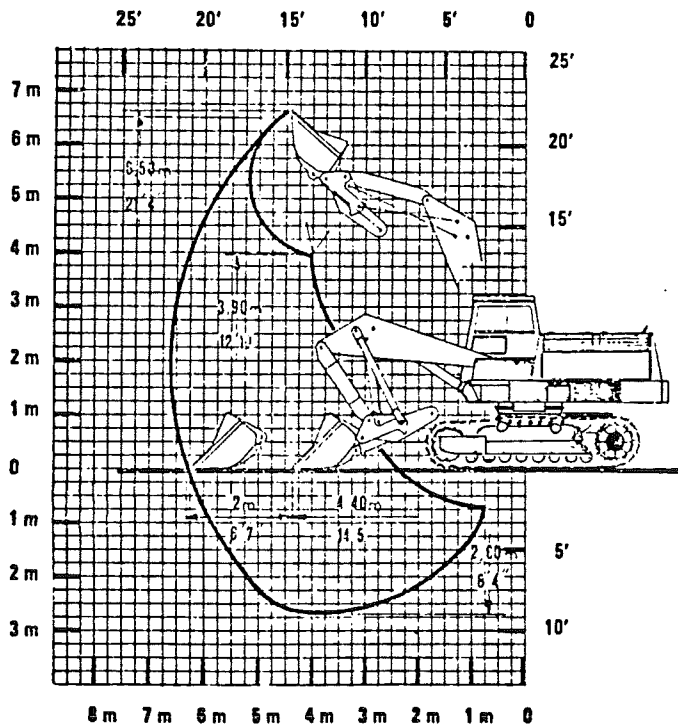
De rolweerstand ontstaat doordat het elastisch vervormde wiel een blijvende spoorvorming achterlaat.

De helling wordt uitgedrukt in procenten. Een helling van $x\%$ geeft een extra weerstand $10 x\%$ uitgedrukt in N per kN dienstgewicht.

Voor de grootten van deze parameters wordt naar de literatuur verwezen.



Dragline



Hydraulische graafmachine, uitgevoerd als hooglepel

Een andere methode van grondverzet is het zogenaamde "natte grondverzet", t.w. baggerwerk.

Baggerwerk is grondwerk onder water en/of grondwerk uitgevoerd met drijvend materieel.

De baggercyclus bestaat uit het verbreken van de samenhang van de grond. Dit kan gebeuren door evenwichtsverstoring, teweeg gebracht door springen, mechanisch ontgraven, erosief ondergraven, trillen of schokken. Verder kan door losspoelen (hydraulische erosie) de samenhang worden verbroken (sleepkop, spuitkop).

Een methode die geschikt is in zand, zachte klei en slib. Verder kan in zware klei d.m.v. snijden en rippen de samenhang verbroken worden. In rots kan met springstof gewerkt worden.

Na het verbreken van de samenhang is de volgende stap het ontgraven. Dit kan d.m.v. een lepel, een emmer, een grijper of een blad als mechanische middelen.

Hydraulische middelen zijn bijvoorbeeld zuigers, die de losgemaakte grond meenemen als gevolg van de stuwkracht van de vloeistof.

De snijkrachten en ontgravingskrachten kunnen ontwikkeld worden doordat reactiekrachten worden geleverd door ankers, draden, lieren of door spudpalen. Ook de stuwkracht voor sloopschroeven levert die reactiekracht.

In verticale zin worden de reactiekrachten geleverd door het drijfvermogen van het vaartuig. Het verticale transport vindt plaats via een grijper, lepel, emmer of vijzel.

Langs hydraulische weg vindt dit via een zuigbuis plaats.

De hooggeconcentreerde specie kan direkt d.m.v. een lepel of een grijper in een vaartuig gestort worden. Bij emmers wordt via een stortgoot gestort.

Indien de baggerspecie met water is verdund, wordt zoals bij de hopperzuiger via een laadgoot gestort.

Bij continue transport kan gebruik gemaakt worden van een transportband, gevoed via een trechter met ontwateringsmechanisme. Ook combinaties vloeigoot met stortbak en schudgoot met stortbak en ontwateringsmechanisme komen voor.

Voorts kan de verdunde specie verpomt worden via al of niet drijvende persleidingen.

De in het vaartuig gestorte specie kan in kwaliteit verbeterd worden door ontslibben, hetgeen neerkomt op het laten overstromen van de bak of hopper. Voorts kan door droogpompen een kwaliteitsverbetering worden bereikt.

Mechanische machines ter verbetering van speciekwaliteit zijn bijvoorbeeld trilzeven voor ontwatering.

Voor het horizontale varend transport staan vele middelen ter beschikking, zoals: de al of niet zelf varende elevatorbak, -onderlosser, -oplosser, -elevatorklepbak, -spleijtbak, -kantelbak, -dekbak, de zelfvarende zeehopper, zelfvarende grijperhopper, zelfvarende hopperzuiger, de sleephopperzuiger.

Mechanisch horizontaal transport kan worden verzorgd door: transportbanden, kabelbanen, spoor of vrachtwagens.

Bakkenzuigers, snijkopzuigers en zelfvarende hopperzuigers kunnen in combinatie met pijpleidingen voor horizontaal transport zorgdragen. T.p.v. het stort kan de specie gelost worden met onderlossers, oplossers of spleijtbakken. Ook vanuit het eigen werktuig kan gelost worden m.n. uit de grijperhopper, hopperzuiger en sleephopperzuiger.

Ook de grijperkraan kan ingezet worden op het lossen. Hydraulische oplossingen via pijpleidingen worden toegepast bij zelflossende sleep-

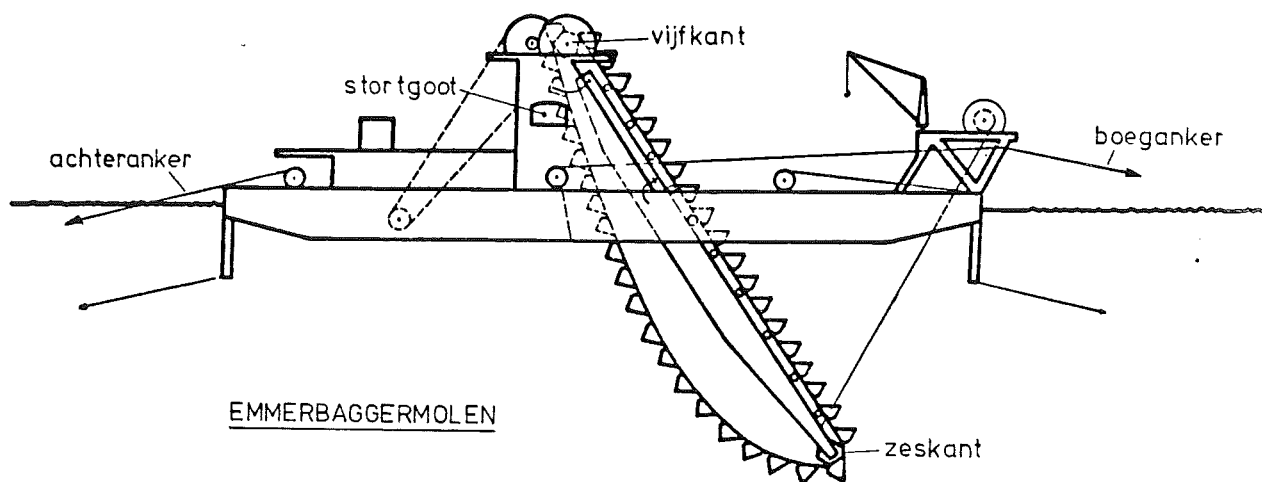
hoppers, bakkenzuigers en snijkopzuigers.

Voor de werkomstandigheden die de keuze van de werkmethode en de toe te passen werktuigen beïnvloeden wordt verwezen naar het diktaat i82^A: "Randvoorwaarden voor het inzetten van baggerwerktuigen" van Prof.ir. J. de Koning.

Van de hiervoor genoemde werktuigen volgt hieronder van de belangrijkste een korte beschrijving.

De emmerbaggermolen kan voor vrijwel alle grondsoorten worden toegepast. Men zal hem vooral daar gebruiken, waar een nauwkeurige afwerking van het profiel vereist wordt. Op een vaartuig is aan een z.g. ladderbok een emmerladder scharnierend bevestigd. De emmerladder is met behulp van lieren in verticale richting in de beun van het vaartuig beweegbaar. De ladder draagt de emmerketting, een ketting zonder einde, waarop de emmers zijn bevestigd. De baggermolen trekt zichzelf aan een voor- of boeganker in de werkrichting vooruit en kan door middel van zijankers dwars op de werkrichting worden bewogen. Als regel worden aan iedere zijde van de molen twee zijankers uitgebracht en aan de achterzijde één achteranker. Alleen ingeval men met stroom mee moet baggeren, hetgeen zich in het tijgebied voordoeft, worden wel twee achterankers uitgebracht. Bij voorkeur zal men echter tegen stroom in baggeren. Het aantal emmers is als regel 30-40. De inhoud van de emmers kan variëren van 20 dm³ tot 2 m³. De emmers lopen naar hun bodem kegelvormig toe, opdat de baggerspecie gemakkelijk lost. Zij storten bovenaan de ladderbok hun inhoud in een stortgoot, die de specie naar een naast de molen liggend transportmiddel voert. Door het inhalen en vieren van de zijankers kan de molen over de breedte van zijn werkgebied loodrecht op de werkrichting bewogen worden. Is de zijkant van het gebied bereikt, dan wordt door middel van de boegdraad de molen iets vooruitgetrokken en kan een nieuwe snede gebaggerd worden. Het zijdelings verhalen gaat met een snelheid van 0,5 - 4 m/min., afhankelijk van de grond. De molen beschrijft dus cirkelbogen om zijn boeganker. Men baggert bij voorkeur tegenstrooms. Er gaat dan minder morsgrond verloren en men heeft met de boegdraad de molen het beste onder controle. In het tijgebied baggert men als regel tegen de ebstroom in, aangezien deze het langste duurt. Tijdens de vloedperiode wordt het baggeren gestopt, indien de vloedstroom te sterk wordt en teveel morsgrond meegevoerd zou worden. De geulbreedte die een molen in één keer kan baggeren hangt af van de lengte van de uitstaande ankers. Korte ankers geven ongunstige belastingen in de ankerdraden.

Met de baggermolen kan een diepte tot 25 m gebaggerd worden. Treft men speciale voorzieningen t.a.v. de constructie, dan kan men nog grotere diepten baggeren. De dikte van de te baggeren snede kiest men in vaste grond zodanig, dat het draaipunt aan het benedeneinde van de emmerladder (het zeskant) iets boven het oppervlak van de te baggeren grond ligt. Dan vullen de emmers zich het beste en heeft men de minste morsgrond. In slappe grond kan men de snede veel dikker kiezen. Men gaat dan wel tot een sneedikte van 4 m en houdt rekening met de morsgrond door wat dieper te baggeren dan het theoretische profiel. De afstand waarover de molen in de richting van het boeganker verhaald wordt bedraagt ongeveer de straal van de ingeschreven cirkel van het zeskant. De snelheid van de emmerketting wordt aangegeven door het aantal emmers dat het bovendraaipunt (het vijfkant) per minuut passeert. Voor fijn zand is dat 17-19 emmers, voor klei 14-15 emmers per minuut.



Bij baggeren in het tijgebied dient men rekening te houden met de rijzing en daling van de waterspiegel. Teneinde een vlakke bodem te baggeren moet men de ladder bij rijzing van het water laten zakken en bij daling laten rijzen. Bij de molen plaatst men dan een hulppeilschaal. Taluds kunnen met een baggermolen alleen trapsgewijs worden gebaggerd. Men baggert dan met een kleine snede ten einde de helling van het talud zo goed mogelijk te benaderen.

De capaciteit van een baggermolen is afhankelijk van de grootte van zijn emmerinhoud. Een vuistregel zegt, dat onder gunstige omstandigheden de capaciteit van de molen in m^3/h . gelijk is aan de emmerinhoud in dm^3 . De in Nederland werkzame molens hebben veelal een emmerinhoud van 300 - 800 dm^3 en hebben een capaciteit van ongeveer 300 - 800 m^3/h .

De baggermolen is gewoonlijk niet zelfvarend. Soms is een molen die op zee baggert wel zelfvarend om niet afhankelijk te zijn van sleepboten. Dergelijke molens zijn dan wel ingericht als hopper. Zij hebben dan een eigen laadruimte voor de baggerspecie en werken dus zonder sleepboten en bakken. Een zeewaardige molen kan niet onder alle omstandigheden op zee baggeren. Een lange deining of een zeer zware golf kan de emmerladder ongunstig belasten. Bij een korte maar toch zware golfslag is baggeren wel mogelijk, maar dan is het manoeuvreren met bakken bezwaarlijk en vaak zelfs onmogelijk. Een golfhoogte van ongeveer 1 m geldt wel als grens waarbij men het baggeren moet staken om beschadigingen te voorkomen.

De baggermolen heeft als regel een stoom- of dieselelektrische aandrijving. Deze wijzen van aandrijving zijn beter bestand tegen overbelasting dan die door middel van een dieselmotor.

Voor het baggeren van harde zandgrond is de baggermolen niet het meest geschikte werktuig. De emmers breken niet gemakkelijk in en de opbrengst is gering. Liever maakt men in zandgronden gebruik van zuigers. Alleen daar waar men een zo zuiver mogelijke profilering van de

bodem wenst, zal men in zandgrond de baggermolen inzetten. Wordt deze eis niet gesteld, dan kan voor weinig samenhangende grondsoorten, zoals slib en bepaalde zanden, een zuigwerktuig worden gebruikt.

Treft men speciale voorzieningen, dan kan men met een zuiger ook harde grondsoorten verwerken.

Een zuiger is een drijvend pompwerktuig. Door grond te vermengen met water in een verhouding van 1 op 4 - 6 (volume-eenheden), kan deze opgezogen worden. Vanaf het vaartuig wordt een zuigbuis naar de bodem gevoerd waarlangs het grond-watermengsel wordt opgezogen en via de pomp in het transportmiddel wordt gebracht.

Ook kan het mengsel via een persleiding direkt op de plaats van bestemming worden gebracht. De grond wordt niet alleen onder de mond van de zuigbuis opgezogen, maar vloeit van alle kanten naar die mond toe. De zuiger zuigt dus geen vlak profiel, maar maakt kuilen. In bepaalde gevallen kan dat een bezwaar zijn, bijvoorbeeld voor een kanaalbodem. Daar waar stromingen optreden, op de rivieren en in het tijgebied, wordt de bodem door de stroom weer geëffend. De belasting is bij een zuiger minder wisselend dan bij een baggermolen, zodat een zuiger stoom-, diesel- en dieselelektrische aandrijving kan hebben. De zuiger heeft voordelen ten opzichte van de baggermolen: hij kan een grotere produktie leveren bij lagere kosten, grote diepten zijn wat gemakkelijker bereikbaar, er wordt minder ruimte vereist, er wordt wanneer zand wordt gezogen schoner materiaal boven gebracht en er zijn grotere transportmogelijkheden. De nadelen t.o.v. de baggermolen zijn: het vlak zuigen van een bodem is niet mogelijk, het boven gebrachte materiaal is natter en dunne lagen kunnen niet worden weggezogen.

Men onderscheidt verschillende typen zuigers: de bodem- of profielzuiger, de cutterzuiger, de hopperzuiger, de slibzuiger en de bakkenzuiger.

Bij de bodem- of profielzuiger zijn de zuigbuis, de zandpomp en de persbuis op eenzelfde soort vaartuig geplaatst als dat van de baggermolen. De zuigbuis hangt in een beun, maar ook wel langszij. De diameter varieert van 0,20 - 0,80 m. De koppeling van de zuigbuis aan de zandpomp geschiedt door middel van een manchets van rubber en canvas. Vóór de zandpomp is een steenkist aangebracht waarin voorwerpen worden opgevangen die niet in de pomp mogen komen. De zuigbuis is door middel van kabels en lieren op en neer beweegbaar tot regeling van de zuigdiepte. De zandpomp sluit aan op de persbuis, waardoor het mengsel naar het transportmiddel wordt gevoerd. Is het opgezogen materiaal niet te fijn, dan kan het in langs de zuiger liggende bakken worden geperst. De grond slaat in die bakken neer en het overtollige water stroomt overboord weg. Ook kan de zuiger het mengsel via een persleiding naar de plaats van bestemming persen. Fijn materiaal, dat in bakken niet snel genoeg tot bezinking komt, kan alleen via persleidingen afgevoerd worden. Een persleiding biedt het voordeel, dat men geen sleepboten en bakken nodig heeft, maar is nogal kwetsbaar.

Door de profielzuiger kan alleen niet te vast zand en lichte grond gezogen worden. Zijn in een zandpakket dunne kleilagen aanwezig, dan behoeft dat geen bezwaar te zijn. Men zuigt het zand onder de kleilaag weg, de kleilaag zakt weg en het zand kan naar de zuigmond toe bressen.

De zuiger wordt aan een boegdraad voortgetrokken en maakt dus een voor. Aan het einde van de voor gekomen wordt de zuiger zijwaarts achteruit gebracht en het boeganker verzet. Hij kan dan aan een nieuwe voor beginnen. Bij voorkeur werkt men met de zuiger tegen stroom in. De zuiger wordt behalve met het boeganker ook met zijankers en een achteranker vastgehouden.

De cutterzuiger is een werktuig als de bodemzuiger, maar nu is de mond van de zuigbuis voorzien van een roterend snijapparaat of een schoepenrad. De snijkop maakt de grond los, waardoor deze door de zuigbuis kan worden opgezogen. De cutterzuiger kan nu dezelfde grondsoorten verwerken als de baggermolen.

De werkwijze van deze zuiger verschilt van die van de bodemzuiger. Hij wordt niet door een boegdraad naar voren getrokken, maar verplaatst zich met behulp van zich in de hoeken van het achterschip bevindende spud- of ankerpalen. Dat zijn holle palen met een diameter van 0,50 - 0,80 m, die door hun eigen gewicht in de bodem zakken. Bij een werkende zuiger is steeds een paal opgetrokken, terwijl de zuiger een zwaai maakt om de andere in de grond staande paal. Is een zwaai om deze paal voltooid, dan wordt de andere paal neergelaten en deze opgetrokken, waarna de zuiger een nieuwe zwaai gaat beginnen. De zwaai-beweging geschiedt met behulp van zijankers.

Met de cutterzuiger is het mogelijk om een vlak profiel te baggeren. Bij het werken in veen of kleigrond dient het materiaal via een drijvende persleiding afgevoerd te worden. De dikte van de snede is als regel ongeveer gelijk aan de straal van de snijkop, die bij grote zuigers wel 1.50 - 2.00 m kan zijn.

Voor het verrichten van zuigwerk ten behoeve van het onderhoud van havens en voor zuigwerk op zee gebruikt men de hopperzuiger. Dat is een zuiger met een eigen laadruim die zichzelf laadt en lost. Deze zuiger heeft minder verlet dan de zuiger die zijn specie in bakken deponereert. De hopperzuiger is als regel zeewaardig en heeft de zuigbuis langs zij, omdat een beun de vaarcapaciteit ongunstig beïnvloedt. Het lossen geschiedt door het openen van bodemkleppen of doordat de zuiger zichzelf leegt. De hopperzuiger werkt meestal aan twee voorankers, waaraan soms een zijanker wordt toegevoegd. Er wordt in één richting gezogen tot het schip beladen is.

Indien de te zuigen grond zeer zacht is, wordt de sleeperzuiger toegepast, die geheel zonder ankers werkt. De zuiger is vaak uitgerust met twee zuigbuizen ter weerszijden van het schip. Al varende worden de zuigkoppen door de grond getrokken. Het voordeel van dit type zuiger is, dat hij zeer beweeglijk is en de scheepvaart niet hindert met zijn ankerdraden. Er kan een dunne laag mee weggebaggerd worden. De capaciteit ligt echter wat lager dan bij een bodemzuiger. De zuiger wordt ook gebruikt als slibzuiger. Het vaartuig beweegt zich met een snelheid van 3 - 5 km/h. Het is niet in staat om hardere grondsoorten te baggeren en is dus voor het maken van nieuwe werken niet het aangewezen werktuig.

De bakkenzuiger is een werktuig dat een rol speelt bij het transport van door baggermolens of zuigers gebaggerde specie die door deze werktuigen in bakken is gedeponereerd. De bakkenzuiger zuigt de specie uit de bakken en perst deze door een persleiding naar de plaats van bestemming. De zuigbuis is kort, de persleiding daarentegen kan zeer

lang zijn. Men is in staat om zonder opjaaginstallatie de specie over 6 - 8 km weg te persen. De specie in de bakken wordt met een geconcentreerde waterstraal losgespoten en opzuigbaar gemaakt.

De capaciteit van de verschillende typen zuigers is uiteraard niet alleen afhankelijk van het vermogen van de pompen, maar ook van de geaardheid van de te baggeren grond en van de samenstelling van het grond-watmengsel. Ook de diepte waarop men zuigt is daarbij van belang.

De mengselverhouding voor grof zand is ongeveer 1 volumedeel zand op 8 volumedelen water, voor fijn zand 1 op 6 en voor slib 1 op 3. De grootste zuigers kunnen per uur 1.500 - 2.000 m³ zand zuigen op een diepte van 12 - 36 m. Cutterzuigers kunnen echter niet dieper zuigen dan 15 - 20 m. Zij zijn gebonden aan de lengte van de spudpalen.

De bij baggerwerken gebruikelijke transportmiddelen zijn de vlet, de zolderbak, de onderlosser, de oplosser, de elevatorbak, de kraanbak en de persleiding.

De vlet wordt alleen gebruikt voor het vervoer van zeer kleine hoeveelheden grond. De vlet kan ingezet worden voor het verslepen van materieel en het vervoer van personeel.

De zolderbak is een vaartuig met een gesloten dek, waarop de lading gedeponereerd wordt; zonder gangboorden. Soms wordt de bak langs de zijkanten van opstaande schotten voorzien. De bak wordt geladen met kruiwagen, dragline of grijper en kan met deze werktuigen ook worden gelost. Ook heeft men zolderbakken wel ingericht als kantelbak. Door een aan de zijkant van de bak gelegen reservoir vol met water te laten lopen maakt de bak slagzij en glijdt de lading eraf. In lege toestand komt het reservoir boven water en kan leeglopen. Veel van deze zolderbakken hebben een waterverplaatsing van 100 ton. Ze hebben in geladen toestand een diepgang van ongeveer 1 m. In lege toestand steken ze ongeveer 0,40 m diep.

De onderlegger is een vaartuig met een trapeziumvormig laadruim. Daar het schip een nagenoeg rechthoekige vorm heeft, is er plaats voor waterdichte ruimten, de luchtkisten, die het vaartuig drijfvermogen geven. Het is voorzien van scharnierende bodemkleppen, die in geopende stand onderaan het schip hangen.

De oplosser is een soortgelijk vaartuig, waarbij echter de kleppen in geopende toestand niet beneden de bodem van het schip uitsteken. De onder- en oplossers met trapeziumvormig laadruim worden gebruikt voor het transport van niet of weinig samenhangend materiaal. Het laadruim van bakken voor het storten van klei of keileem dient verticale wanden te hebben, daar anders de specie er niet uit zou zakken. De onder- en oplossers zijn voorzien van gangboorden. Als regel worden ze door een sleepboot gesleept. Ze hebben een laadruimte die varieert van 40 - 500 m³.

De elevatorbak heeft een trapeziumvormig of rechthoekig laadruim, dat door een bakkenzuiger of een elevator wordt geleid.

De kraanbak, die gewoonlijk een laadruim met rechthoekige doorsnede heeft, wordt gebruikt voor het lossen met de grijperkraan.

Bij het laden van bakken met een zuiger wordt de specie aan een van de bakeinden ingebracht. Aan het andere einde van de bak zullen de gronddelen het eerst bezinken, omdat daar het mengsel het minst in beweging is. De bak gaat daardoor in langsrichting enigszins hellen, waardoor overtollig water met zwevende fijne deeltjes overboord kan afvloeien.

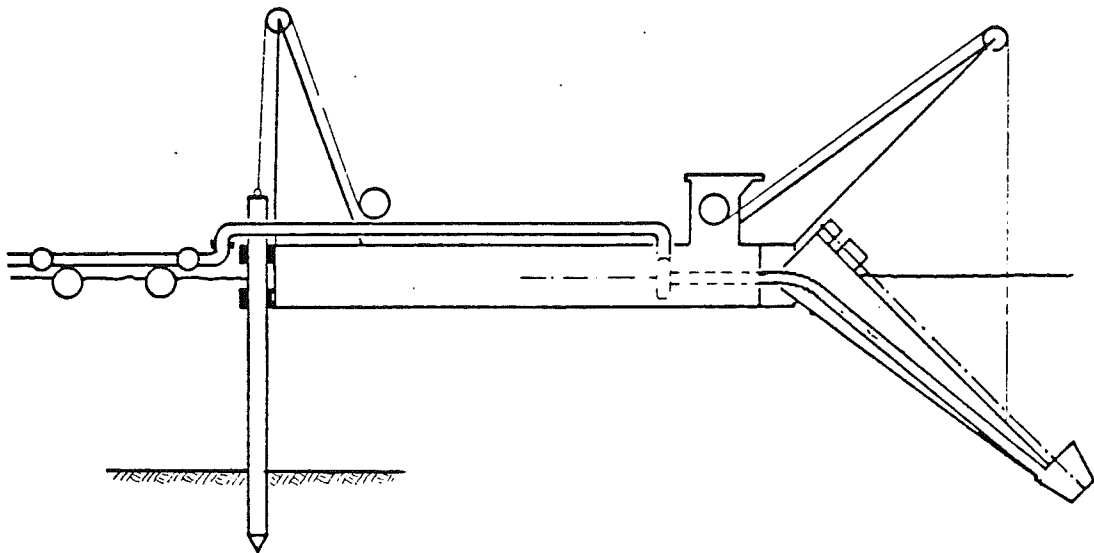
Zijn de gronddeeltjes te fijn en zouden ze bij het spuiten in een bak niet of niet snel genoeg bezinken, dan dient men gebruik te maken van een persleiding. Deze bestaat uit stalen buizen met een diameter van 0,25 - 0,80 m en met een lengte van 5 - 7,50 m. De buizen zijn aan de einden van flenzen voorzien, waarin boutgaten om ze te kunnen koppelen. Dat kan echter alleen bij een vaste leiding. Bij een drijvende persleiding is een soepele verbinding vereist. Men verbindt daarbij de buizen met verbindingsstukken van leer of rubber, of men plaatst kogelscharnieren tussen de buizen. Een drijvende persleiding wordt op pontons gemonteerd. Een vaste persleiding wordt over jukken gevoerd of rust op het reeds opgespoten werk. De vaste leiding zal men naar het stort toe enigszins laten aflopen ter vermindering van verstopping.

Bij een drijvende leiding is dat moeilijk te verwezenlijken. Ter plaatse van het stort splitst men de leiding. Met behulp van afsluiters kan men het mengsel door de ene of de andere tak leiden, teneinde zonder oponthoud de niet in gebruik zijnde leiding te kunnen verlengen. De snelheid van het grond-watermengsel is 2,5 m/s. Zonder speciale voorzieningen in de vorm van een verticaal bochtstuk aan de mond van de persbuis of een vlotje om de straal op te vangen, zou zich aan het einde van de persbuis een kuil vormen en de laatste buis zijn steun verliezen. De helling van het stort hangt af van de grootte en zwaarte van de gronddeeltjes. Bij het spuiten van grof zand zal het stort een helling verkrijgen van 1 : 3 à 5. Bij fijn zand verkrijgt het stort een helling van 1 : 5 à 10. Teneinde bij het opspuiten geen grond in zijdelingse richting verloren te laten gaan, spuit men tussen perskaden, die met behulp van onder- of oplossers, grijperkranen en draglines kunnen worden opgeworpen. Onder water zal men de perskaden van een stroombestendig materiaal opbouwen, zoals klei, keileem, mijnsteen of zandasfalt; boven water kan men naast de genoemde materialen ook zand, van het stort afkomstig, gebruiken. (Zie verder: collegedictaat i82A).

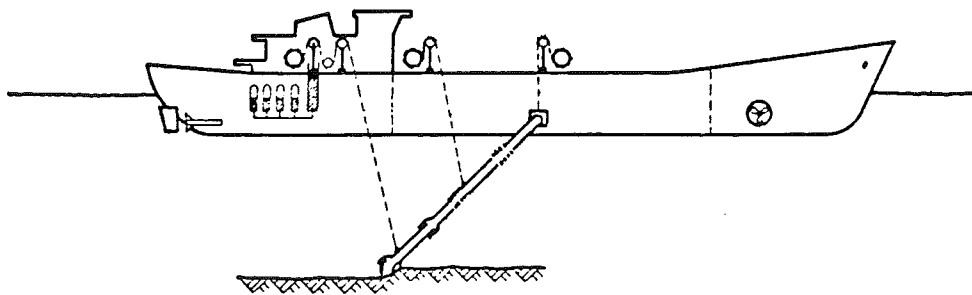
Kosten

De kosten van uitvoering vormen een belangrijk aspect bij de beoordeling van een dijkontwerp, aangezien zij, zoals in de inleiding al is gesteld, 80 à 90% van de totale kosten uitmaken. Ter vaststelling van een uitvoeringsbegroting worden eerst de hoeveelheden, die van de diverse materialen nodig zijn, uitgetrokken. Vervolgens wordt, met het oog op de werkomstandigheden en de beschikbare bouwtijd, een werkmethode gekozen. Tevens stelt men daarbij vast welke typen materieel en hoeveelheid van elk type moet worden ingezet. Aanbouw van speciaal materieel vergt zeer veel tijd (1 à 1,5 jaar) en zal uitsluitend gebouwd worden voor meerjarige contracten. Het gehele complex van beschikbaarheid van materieel kan bij de aanbesteding aanleiding geven tot aanzienlijke prijsverschillen en bij de uitvoering tot afwijking van de ideale opzet voeren. Het verslepen van baggermaterieel is een kostbare zaak.

Indien materieel in de buurt van het werk gestationeerd is, kan dat tot aanzienlijk lagere inschrijfprijzen leiden. Dit geldt uiteraard in zeer sterke mate voor werken in het buitenland. Per zeeschip aan te voeren, demontabele werktuigen, verdienen de voorkeur, daar grote besparingen op mobilisatie- en demobilisatiekosten kunnen worden verkregen.



Slijkopzuiger



Sleepzuiger

8. Het voorontwerp

8.1 De ontwerpfilosofie

Voordat met het ontwerp van een waterkering kan worden begonnen, dient eerst te worden nagedacht over de ontwerpfilosofie. Hierbij wordt primair bedoeld op een aantal vraagstukken, die in hoofdstuk 2 aan de orde zijn gesteld. Het kernpunt is, dat het onmogelijk is het achter de dijk liggende land volledig te vrijwaren voor overstromingsgevaar. Er blijft altijd een zeker risico aanwezig.

Ook is de vraag gesteld (hoofdstuk 3) in hoeverre de veiligheid van de dijk mag afhangen van in de toekomst te plegen onderhoud. Voorts speelt een rol het al of niet aanwezig zijn van een dijkbevakingsorganisatie tijdens extreme waterstanden in combinatie met een hydro-meteo-waarschuwingssysteem.

In dit opzicht dient de ontwerpfilosofie een uitgangspunt te formuleren. Bij het ontwerp van een waterkering mag de aandacht niet beperkt blijven tot de kering zelf. Het hele systeem dat gecreëerd is om het water te beheersen, behoort bij de ontwerpfilosofie te worden betrokken. Eigenlijk behoort de ontwerpfilosofie ervoor te zorgen dat het project voldoet aan maatschappelijke randvoorwaarden in de breedste zin. Daaronder vallen niet alleen landschappelijke en milieu-overwegingen, maar ook de relatie van het project tot de landelijke economie.

De ontwerpfilosofie moet tenminste een antwoord geven op vier hoofdvragen:

1. Hoe groot mag de kans zijn dat het waterkeringssysteem faalt en het achterliggende land overstroomt?
Kortom, wat is een aanvaardbaar risiconiveau?
2. Op welke wijze is dit risico technisch te realiseren?
3. Welk gewicht dient aan landschappelijke en milieu-overwegingen te worden gegeven?
4. Welke omvang van de totale kosten van het project is aanvaardbaar?

In feite ligt vooral het antwoord op de eerste vraag buiten de verantwoordelijkheid van de ontwerper. Het dient onderwerp te zijn van een maatschappelijke discussie in het land waarin de waterkering wordt aangelegd.

De discussies over maatschappelijk aanvaardbare risiconiveaus zijn echter, ook in de westerse landen, nog lang niet afgerond.

Toch moet de ontwerper samen met de verantwoordelijke instanties tot een keuze komen, omdat het om een ontwerpuitgangspunt gaat.

De volgende regels kunnen worden gehanteerd voor de toepassing van de twee, in hoofdstuk 2 genoemde, methodes ter benadering van het aanvaardbare risico.

- I. Voor een polder zonder bewoning, waar de grond uitsluitend ten dienste staat van landbouw, veeteelt, bosbouw of industrie, ver-

dient de econometrische beschouwingwijze aanbeveling. Naast de aanlegkosten van de nieuwe waterkering, speelt in deze beschouwingwijze de totale schade, die bij doorbraak ontstaat, een rol. Deze schade omvat de directe schade aan het produktieve vermogen in de polder, de gederfde opbrengst gedurende en na de overstroming, de uitstralingseffekten op de omringende economie en de kosten van herstel van de bezweken waterkering.

- II. Voor een polder die uitsluitend voor bewoning is bedoeld, dient de benadering van het maatschappelijk aanvaardbare risico te worden gekozen. Ter illustratie is in hoofdstuk 2 daarvoor de volgende uitdrukking gegeven:

$$\text{aanvaardbaar groepsrisico} \approx \beta \cdot \frac{\text{basisrisico}}{\text{groepsomvang}}$$

Het basisrisico wordt afgeleid uit het maatschappelijk geaccepteerde risico. Uit de ongevallenstatistiek van een land blijkt, welk risiconiveau men ongeveer accepteert.

Het spreekt vanzelf, dat hierin van land tot land grote verschillen kunnen optreden; het ligt in de cultuur verankerd.

Het gebruik van ongevallenstatistieken is al een voorbeeld van westerse vertekening. In ontwikkelingslanden kunnen epidemieën een grotere bedreiging vormen dan ongevallen. Dergelijke gevaren dienen dan in het basisrisico te worden opgenomen, want het heeft geen zin achter een naar westerse maatstaven gebouwde dijk van de honger om te komen.

- III. Voor een polder, waarin zowel bodemexploitatie, industriële activiteit als huisvesting plaatsvindt, dienen beide bovengenoemde benaderingen te worden toegepast. Maatgevend is dan de benadering, die het laagste risiconiveau geeft.

Indien op grond van bovenstaande regels, in samenspraak met de beslissende instanties, een aanvaardbaar risiconiveau is vastgesteld, volgt onmiddellijk het probleem van de toepassing van een dergelijk normniveau.

In feite dient nu een risico-analyse van de polder te worden uitgevoerd, waarbij alle grenstoestanden m.b.t. bezwijken volledig probabilistisch worden benaderd. De aldus bepaalde kans op overstroming van de polder behoort nu kleiner of gelijk te zijn aan het vastgestelde normniveau. (Bij het ontwerp van de stormvloedkering Oosterschelde is de methode toegepast).

Een bijzonder eenvoudige, maar niet erg correcte methode is de overschrijdingskans van de potentiële bedreiging in alle grenstoestanden m.b.t. bezwijken gelijk te stellen aan het aanvaardbare risiconiveau (zie hoofdstuk 3, blz. 15). Een dergelijke benadering is in de waterbouwkunde gebruikelijk. De potentiële bedreiging met een extreem lage overschrijdingskans wordt dan gelijk gesteld aan de gemiddelde sterkte zonder gebruik te maken van veiligheidscoëfficiënten.

In het rapport van de Deltacommissie is de strijd tussen de econometrische beschouwingwijze en de in de waterbouw gebruikelijke methode te vinden.

Het Mathematisch Centrum stelde het optimale risiconiveau voor het ontwerp van de dijken rond Centraal Holland vast op 5×10^{-6} maal per jaar.

De ingenieurs van de Rijkswaterstaat kozen op grond van historische overwegingen en gesteund door de extrapolatietechnieken van ir. Wemelsfelder als ontwerprandvoorwaarde een stormvloed met een overschrijdingskans van 10^{-4} malen per jaar. Wel werd daaraan toegevoegd dat de dijken (nog juist) volledig bestand moesten zijn tegen een dergelijke stormvloed (m.a.w. risiconiveau $< 10^{-4}$ malen per jaar). Hoewel in de tijd van de Deltacommissie voor de laatste benadering is gekozen, voelt men de laatste tijd meer voor de praktisch moeilijk toepasbare, maar theoretisch correcte methode der risico-analyse.

In het voorgaande is aandacht geschonken aan de toegestane bezwijk-
kans bij extreme grenstoestanden. Er dient echter ook een visie te
worden ontwikkeld op de grenstoestanden m.b.t. duurzaamheid, waarbij
de aandacht meer gericht is op het frequente optreden van belastingen,
dan op de extreme grootte ervan. Een visie is temeer noodzakelijk, om-
dat dergelijke grenstoestanden op twee manieren kunnen worden opgelost:
- door zwaarder dimensioneren of

- door het toepassen van onderhouds- en contrôleprocedures.

Een zuiver econometrische benadering, die de som van de investering
in de constructie en het gekapitaliseerde onderhoud minimaliseert,
kan een richtlijn geven bij de dimensionering op duurzaamheid.

Een onweegbaar aspekt van de keuze voor onderhouds- en contrôlepro-
cedures vormt de invloed van de keuze op het risico.

Men is geneigd te stellen, dat het risico op korte termijn toeneemt,
omdat de veiligheid van het kunstwerk afhangt van de toewijding van
anderen. Doch op lange termijn zal het regelmatig noodzakelijk zijn
van reparaties, de herinnering aan de bedreiging door het water bij
de bevolking levend houden. Evenzo verdient een weg (inspektieweg)
op de dijk aanbeveling, zodat schade niet ongemerkt optreedt.

In het algemeen kan men stellen, dat de verhouding tussen de herha-
lingstijd van watersnoodrampen en een mensenleeftijd aandacht ver-
dient. Het beschikbaar stellen van grote bedragen, die gemoeid zijn
met de aanleg en het onderhoud van waterkeringen, zal niet eenvoudig
zijn als de herinnering aan dreiging van het water bij de bevolking
en zijn bestuurders vervaagd is. Als voorbeeld kan men de situatie in
Londen noemen, waar bij zware n. en n.o.-stormen een aanzienlijk deel
van de stad kan overstromen. Aangezien dit echter gedurende de laatste
eeuw niet op grote schaal is gebeurd, komt een beslissing t.a.v. een
verdediging tegen stormvloed moeizaam tot stand. Op dit moment, pas
25 jaar na de relatief geringe overstromingen in 1953, nadert een
stormvloedkering in de Thames in combinatie met een verhoging van
waterkeringen aan de zeezijde, zijn voltooiing (Thames barrier, fig.
8.3 op blz. 114a.

Ook in Nederland is een dergelijke relatie tussen calamiteiten en
initiatieven op waterbouwkundig gebied aanwijsbaar. De grote over-
stromingen van de gebieden rond de Zuiderzee, die in de winter van
1916 plaatsvonden, maakten de plannenmaker, ir. Lely, tot minister van
Verkeer en Waterstaat en realisator van de Afsluitdijk.
Evenzo bracht de watersnoodramp in Zeeland (1953) het Deltaplan uit
de conceptiefase (dr.ir. Joh. van Veen) in de fase van ontwerp en uit-
voering.

Wellicht kan uit dit betoog de conclusie worden getrokken, dat ook het
ontwerpen van te veilige waterkeringen gevaarlijk kan zijn, aangezien

het leidt tot een verlies aan belangstelling voor de verdediging tegen het water. In ieder geval wijst het op een belangrijke maatschappelijke randvoorwaarde.

Naast de mogelijkheid tot het beperken van de kans, dat grenstoestanden overschreden worden door het kiezen van ontwerpvoorwaarden met kleine overschrijdingskansen en veilige constructie, is er nog een andere weg. Men kan aanvaarden dat grenstoestanden worden overschreden en de inspanning richten op het minimaliseren van de gevolgen. Er is een groot aantal principes, dat in deze richting gaat. Naar aanleiding van een analyse van de ramp van 1953 kwam ir. Edelman tot de conclusie, dat overslag in veel gevallen het afglijden van het binnentalud had ingeleid. De aldus verzwakte dijk brak vervolgens door. Zijn voorstel was nu de dijken d.m.v. een sterke bekleding bestand te maken tegen overslag en overlopen. Daardoor zouden de gevolgen van het overschrijden van deze grenstoestanden bij deze "onbreekbare dijk" beperkt blijven tot enige wateroverlast.

Een ander principe betreft de verdediging tegen golfaanval. Men kan overwegen de gebruikelijke zware verdediging tegen golfaanval lichter uit te voeren of zelfs geheel achterwege te laten en het dijklichaam zo te ontwerpen, dat optredende erosie van het binnentalud vrijwel niet tot doorbraak kan leiden. Men vertrouwt dan op het weerstandsmogen van de constructie. Deze benadering is gebruikelijk bij duinen.

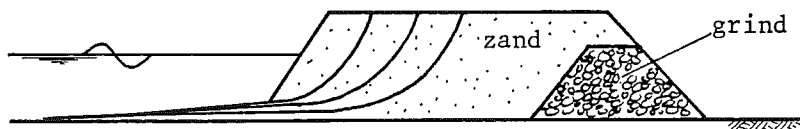


Fig. 8.1 Duinafslag als verdediging

Soms voorziet men een duin echter van een erosiebestendiger gedeelte aan de binnenzijde als laatste beveiliging.

De gevolgen van de doorbraak van een sectie van een waterkering kunnen ook beperkt worden door het aanleggen van méér dan één verdedigingslinie. Een dergelijke situatie is vaak historisch gegroeid door een voortgaand inpolderingsproces, waarbij steeds nieuw land op de zee werd veroverd.

Van vroeger daten ook de namen, die de dijken van een dergelijk systeem, gaande van zee naar binnen, dragen: waker - slaper - dromer.

Het voordeel van een dergelijk systeem is tweërlei:

Ten eerste is het gevaar voor overstroming achter de tweede en volgende dijk kleiner (zie fig. 8.2).

Tevens is echter door de aanwezigheid van de andere dijken het oppervlak van het ondergelopen deel kleiner, hetgeen het dichtens van een sluitgat na doorbraak veel eenvoudiger maakt.

Het principe van het toepassen van meer dan één verdedigingslinie wordt echter ook vaak bewust toegepast om de veiligheid te vergroten. De dijken van de IJsselmeerpolders zijn een tweede linie achter de Afsluitdijk. Binnen de grote polder Flevoland is de Knardijk tussen het oostelijke en zuidelijke deel gehandhaafd gebleven. Na de ramp van 1953 is op Schouwen een z.g. delingsdijk aangelegd.

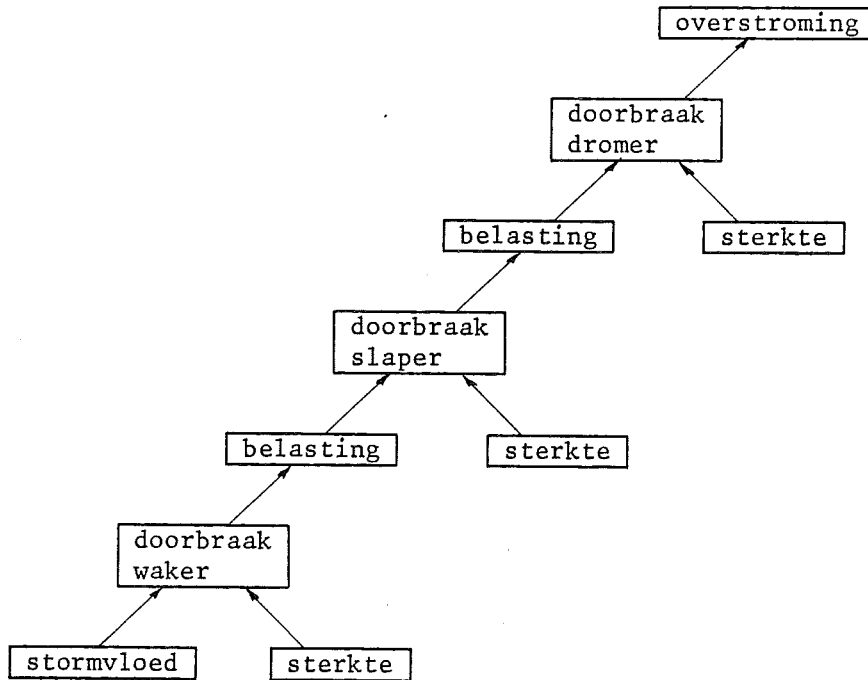


Fig. 8.2

Soms gaat men bij zeegaten over op het systeem van twee verdedigingslinies, als het verhogen van de dijken rond het estuarium te kostbaar en te weinig effectief zou zijn. Het Deltaplan is een goed voorbeeld. In een enkel geval is de afsluiting van het zeegat d.m.v. een dijk uit economische of milieu-overwegingen niet wenselijk. Men kiest dan voor een eerste linie in de vorm van een stormvloedkering, die alleen tijdens extreme stormen gesloten wordt. Onder gewone omstandigheden blijft de stormvloedkering geopend en fungeert de tweede linie als primaire kering.

Economische overwegingen:

- Eiderdam bij Hamburg
- Stuw bij Krimpen a/d IJssel
- Stuw bij Antwerpen
- Thames barrier te Londen

Milieu-overwegingen : - Stormvloedkering Oosterschelde

Het laatste principe, dat we aan de orde willen stellen, is in de moderne tijd wellicht wat op de achtergrond geraakt. Vroeger, toen het niet binnen het technisch vermogen lag zich afdoende tegen overstromingen te wapenen, redde men mens en dier door te vluchten naar hooggelegen gedeelten. Bij afwezigheid van natuurlijke hooggelegen gedeelten ging men ertoe over terpen aan te leggen of de huizen te voorzien van vloedzolders, waarheen mens en dier in veiligheid werden gebracht. In die tijd wist iedere polderbewoner langs welke weg hij zich het snelst kon redden. In Nederland weet nu vrijwel niemand dat meer. Toch kan de aanwezigheid van en de bekendheid met vluchtwegen veel mensen redden bij overstromingen. In Londen steunt de veiligheidsfilosofie zelfs geheel op dit principe, zolang de Thames barrier niet voltooid is. Op elk kantoor in Centraal Londen hangen kaarten waarop de vluchtwegen en gedragslijnen, die gevolgd moeten worden in tijd van overstromingsgevaar.

Een ander belangrijk punt van de ontwerpfilosofie, dat vooral in de westerse wereld speelt, is de vraag in hoeverre het milieu en het landschap gespaard moeten blijven bij de aanleg van waterkeringen. Naast overwegingen van piëteit met de natuur en het landschapsbeheer kunnen ook technische en economische overwegingen tot de conclusie leiden, dat de ingrepen in de natuurlijke evenwichten beperkt dienen te blijven.

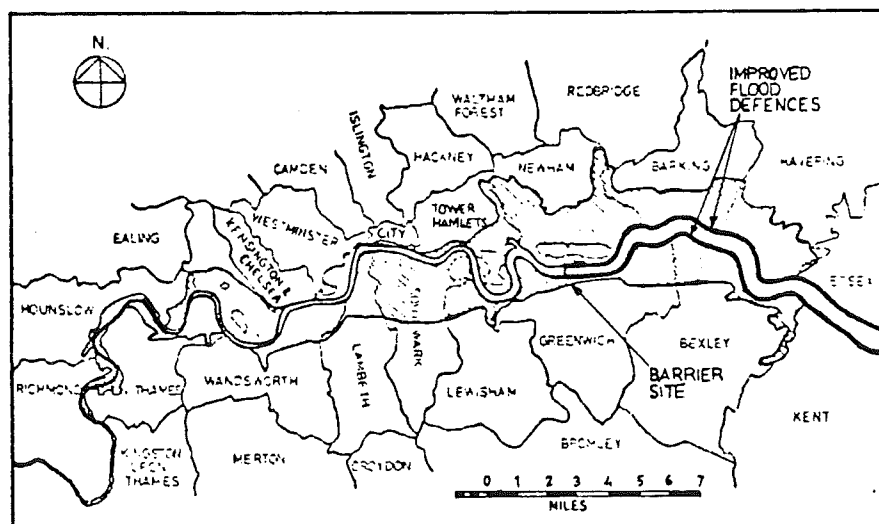
Als voorbeeld zij genoemd:

- erosieproblemen
- sedimentatie in stuwmeren
- inpolderingen van broedgebieden van vogels en vissen
- algenbloei en waterkwaliteit (b.v. IJsselmeer)

In het algemeen zal de invloed van milieu- en landschapsproblematiek op het ontwerp in overleg met de beslissende instantie moeten worden bepaald, al was het alleen maar omdat hier gemeenschapsgelden worden aangewend voor niet direkt produktieve zaken.

De kosten van de aanleg van de waterkering zijn tot nu toe even aan de orde geweest bij de bepaling van de economisch optimale faalkans. Daar werd er vanuit gegaan, dat in ruil voor een rentevergoeding een onbeperkt bedrag beschikbaar stond.

Een probleem dat zich vooral in ontwikkelingslanden voordoet is echter de beperkte beschikbaarheid van geldmiddelen. De beschikbare middelen moeten voor tal van zaken worden aangewend, waarvan de bescherming tegen overstromingen er slechts één is. Een prioriteitsstelling en een keuze is onvermijdelijk. Voor dijken is slechts een deel der gemeenschappelijke middelen beschikbaar en daarmee moet de ontwerper het doen. Er zal echter wel een relatie bestaan tussen de prioriteitsstelling en de samenstelling van het basisrisico in een samenleving.



Area affected by a surge flood tide

Fig. 8.3 Thames barrier

8.2 Alternatieve tracé's.

Naast het globaal vaststellen van de ontwerpfilosofie, dienen ook wat meer concrete gegevens te worden verzameld. In de eerste plaats valt daarbij te denken aan de natuurrandvoorwaarden. Gegevens over waterstanden, stroming, windsnelheden, golven en de eventuele samenhang daartussen zijn onontbeerlijk. Soms zijn deze gegevens beschikbaar, anders moeten ze d.m.v. een meetprogramma worden vastgesteld en/of door globale berekeningen worden bepaald. Uiteraard dient ook het terrein, waarin de dijk gedacht is, in kaart te worden gebracht. Niveauverschillen zowel onder als boven water behoren te worden vastgelegd.

In de derde plaats krijgt de grondmechanische gesteldheid aandacht. D.m.v. grondboringen, sonderingen e.d. en laboratoriumproeven wordt de draagkracht en de opbouw van de ondergrond in een vrij ruim gebied rond de toekomstige dijk onderzocht. In dit kader past ook geohydrologisch onderzoek. In verband met de eventuele beschikbaarheid van bouwmaterialen is het verstandig een vrij ruime omgeving aan een globaal grondmechanisch en geologisch onderzoek te ontwerpen. Boringen e.d. zijn nu niet direkt noodzakelijk; een bureaustudie kan voldoende zijn.

De ontwerper, die nu een indruk heeft van alle gegevens die van invloed zijn op de dijk, staat aan het begin van een gecompliceerd proces: het ontwerpproces. In dat proces moet hij een evenwicht zien te vinden tussen soms met elkaar in strijd zijnde eisen. Bovendien heeft de ontwerper meestal een beperkte beslissingsbevoegdheid, zodat in tal van afwegingen anderen geraadpleegd moeten worden. Vaak ligt de beslissingsbevoegdheid zelfs totaal bij anderen, zodat de ontwerper niet meer kan doen dan een aantal technisch haalbare alternatieven ter keuze voor te leggen.

Voor het verloop van het ontwerpproces maakt het weinig verschil wie de beslissingen neemt; de ontwerper zelf of anderen. Het is altijd het beste de keuzen, die gemaakt moeten worden, zo duidelijk mogelijk te presenteren. Een goede manier is bij elke eis een tracé te ontwerpen, dat zo goed mogelijk aansluit bij de eis. Zodoende komt een aantal alternatieve tracé's op papier.

Men kan bijvoorbeeld het tracé voor een zeedijk kiezen, dat over de meest draagkrachtige grond loopt. Daardoor worden funderings- en zettingsproblemen vermeden.

Men kan ook het tracé kiezen, dat een maximum aan landwinst biedt.

Dit betekent, dat de dijk zover mogelijk in zee wordt uitgebouwd.

Een nadeel is echter, dat de constructie aan zware golfaanval is blootgesteld.

Een andere mogelijkheid is dus het tracé zo te kiezen, dat steeds een aanzienlijk voorland aanwezig is, waarop de golfaanval breekt. Het tracé kan zo worden gepland, dat de dijk geheel in de droge kan worden uitgevoerd. De uitvoeringswerkzaamheden behoeven dan niet onderbroken te worden door slechte weersomstandigheden.

Tot slot kan ook het tracé worden gekozen, dat het best bij landschappelijke en milieu-eisen aansluit.

Voor elke specifieke situatie zijn zo een aantal alternatieve tracé's vast te stellen. Elk voldoet goed aan één der eisen, doch geen enkele voldoet aan alle eisen. Soms kan nu een eerste selectie plaatsvinden.

Als twee alternatieven sterk op elkaar lijken, kan een compromis worden gevonden. Doch het verdient de voorkeur in dit stadium van het ontwerp een groot aantal alternatieven wat verder uit te werken.

8,3 Dwarsprofielen

De volgende stap is nu, dat bij elk alternatief tracé een aantal dwarsprofielen wordt geschetst. Bij het ontwerp van dwarsprofielen heeft de ontwerper grote vrijheid. De belangrijkste beperkingen vormen de grenstoestand overslag of overlopen en de grenstoestanden m.b.t. de stabiliteit van de taluds. Ten aanzien van de laatste grenstoestand vormen uiteraard de wrijvingseigenschappen van het bouw materiaal van de dijk een belangrijk gegeven. Hier dient dus een voorlopige keuze te worden gemaakt.

De vereiste hoogte van de dijk ligt nu volgens de grenstoestand m.b.t. overslag ruwweg vast door:

$$h_{\text{kruin}} = d + z$$

waarin h_{kruin} = dijkshoogte t.o.v. de bodem (m)

d = waterdiepte bij ontwerppeil (m)

z = golfoploop (m)

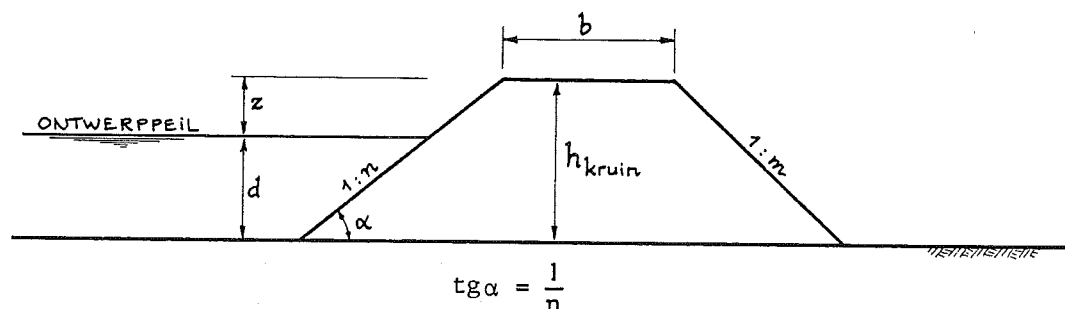


Fig. 8.4 Ruwe bepaling van de kruinhoogte

Bij een eenvoudig trapeziumvormig dwarsprofiel bestaat nu een grote keuze-vrijheid, omdat de grootte van de golfoploop afhangt van de helling van het buitentalud. Wanneer we voor de eenvoud uitgaan van de niet altijd correcte Delftse formule, geldt:

$$z_{2\%} = 8 \cdot H_s \cdot \text{tg} \alpha$$

waarin $z_{2\%}$ = golfoploop (m)

H_s = significante golfhoogte (m)

$\text{tg} \alpha$ = helling van het buitentalud (m)

zodat $h_{\text{kruin}} = d + 8 \frac{H_s}{n}$

Het blijkt dat de kruinhoogte lager kan zijn bij een flauwere helling van het buitentalud.

Een mogelijkheid, die benut kan worden indien de toegestane kruinhoogte om b.v. landschappelijke redenen beperkt is.

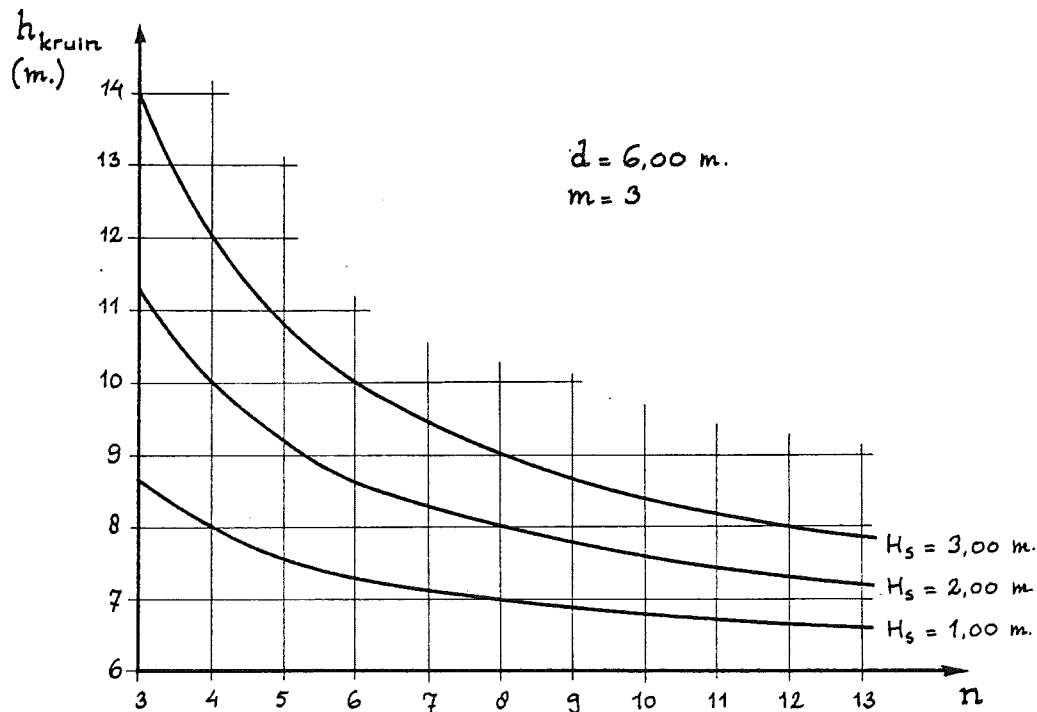


Fig. 8.5 De kruinhoogte als functie van de taludhelling

Indien dergelijke beperkingen niet aanwezig zijn, kan de vraag rijzen, welk dwarsprofiel het minste grondverzet vraagt. Een eenvoudige berekening leidt tot de conclusie, dat de inhoud per strekkende meter dijk gegeven wordt door:

$$\frac{\text{inhoud}}{m'} = \frac{n + m}{2} \cdot \left(d + \frac{8H_s}{n}\right)^2 + \left(d + \frac{8H_s}{n}\right) \cdot b$$

Ter illustratie is de inhoud per strekkende meter dijk voor een aantal waarden van de taludhelling uitgezet in fig. 8.6.

Alleen bij flinke golfaanval kan de benodigde hoeveelheid grond verminderd worden door het toepassen van flauwe taludhellingen.

Het is echter geenszins gezegd, dat het kostenminimum samenvalt met het minimale grondverzet.

Een duur onderdeel van de dijk vormt de bekleding van het buitentalud en de oppervlakte daarvan neemt toe bij flauwere hellingen.

$$\frac{\text{opp.}}{m'} = \left\{d + \frac{8H_s}{n}\right\} \cdot \sqrt{n^2 + 1}$$

Het optimale dwarsprofiel zou nu benaderd kunnen worden als de prijzen van kernmateriaal per m³ en van bekleding per m² bekend waren. Opletendheid is echter vereist, omdat de kosten van bekleding niet onaf-

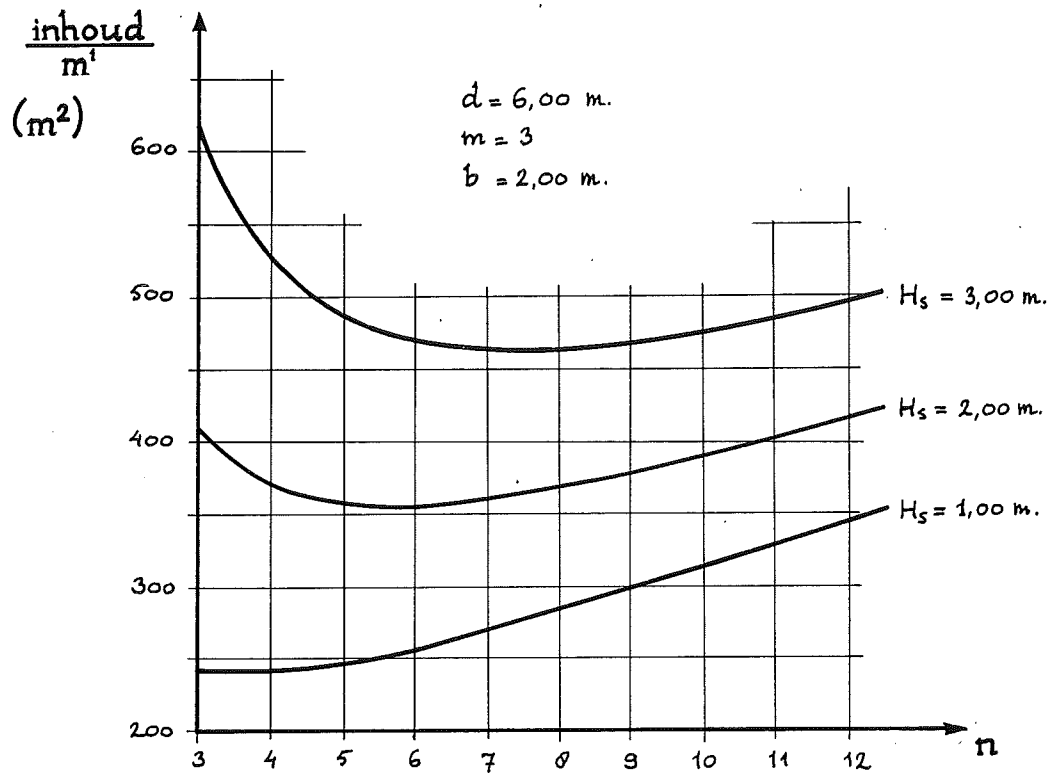


Fig. 8.6 De inhoud per strekkende meter dijk als functie van de taludhelling

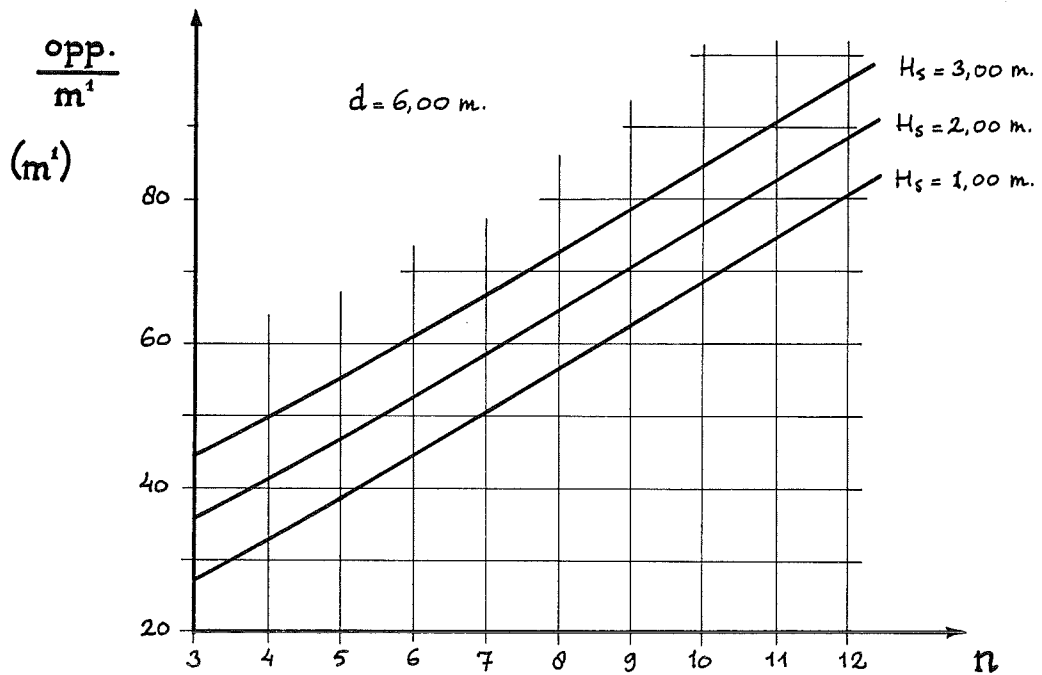


Fig. 8.7 Het oppervlak van het buitentalud per strekkende meter dijk als functie van de taludhelling

hankelijk zullen zijn van de taludhelling. Bij steile taludhellingen is een zware bekleding nodig, terwijl een zeer flauwe taludhelling soms in het geheel geen bekleding behoeft.

Een andere methode om de golfoploop en daarmee de kruinhoogte te beperken, is het toepassen van een berm op het ontwerppeil.

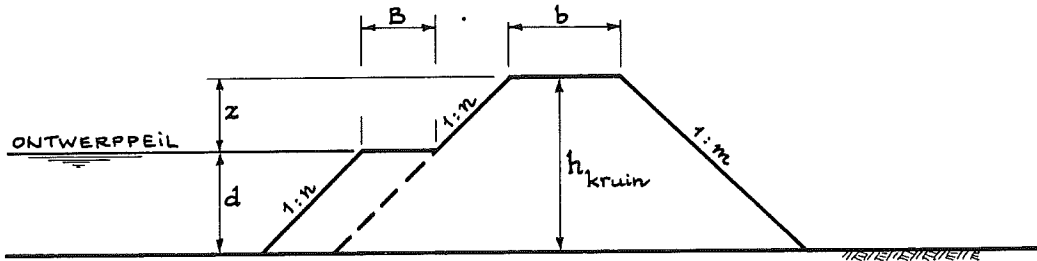


Fig. 8.8 Dwarsprofiel met een buitenberm

Voor de golfoploop geldt nu (met $f = 1$ en $\cos \beta = 1$):

$$z_{2\%} = \frac{8H_s}{n} \cdot \left(1 - \frac{B}{L}\right)$$

mits $B < 0,3 L$ en $\frac{H_s}{L} \approx 1/20$

waarin B = bermbreedte (m)
 L = golflengte (m)

zodat: $z_{2\%} = 8 \left\{ \frac{H_s}{n} - \frac{B}{20n} \right\}$

In onderstaande figuur wordt de benodigde kruinhoogte met en zonder buitenberm bij wijze van voorbeeld aangegeven. Zoals te verwachten is, wordt de hoogte van de dijk gunstig beïnvloed door de aanwezigheid van een berm.

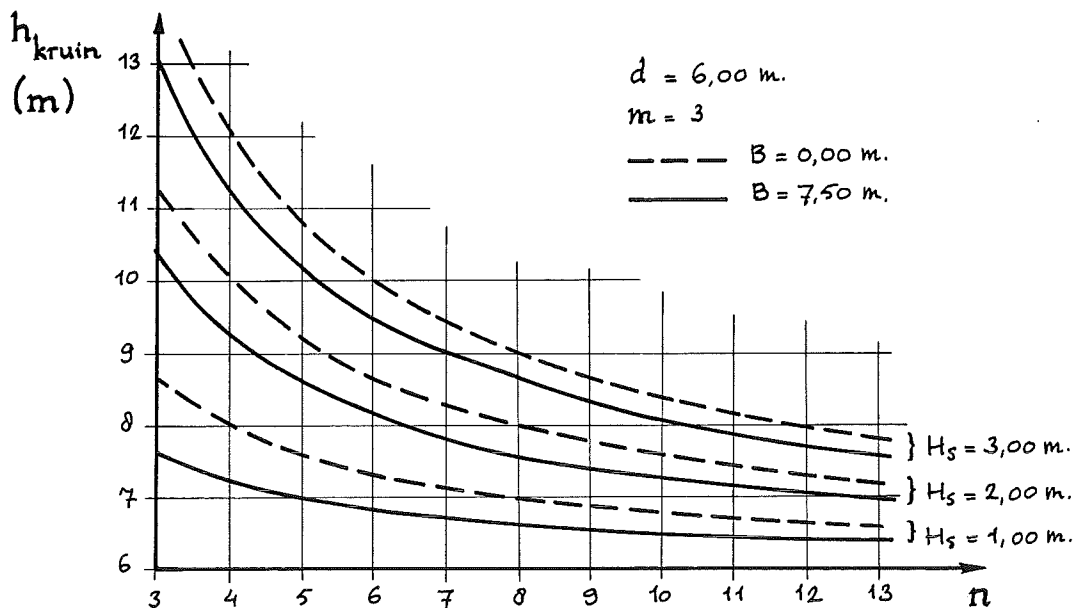


Fig. 8.9 De invloed van een buitenberm op de kruinhoogte

Een vraag is of het benodigde grondverzet ook kleiner wordt door de toepassing van een berm.

$$\frac{\text{inhoud}}{m'} = \frac{n + m}{2} \left(d + \frac{8H_s}{n} - \frac{8B}{20n} \right)^2 + b \cdot \left(d + \frac{8H_s}{n} - \frac{8B}{20n} \right) + B \cdot d$$

Uit onderstaande grafiek blijkt, dat de toepassing van een buitenberm alleen tot besparing van grondverzet leidt bij vrij steile taluds.

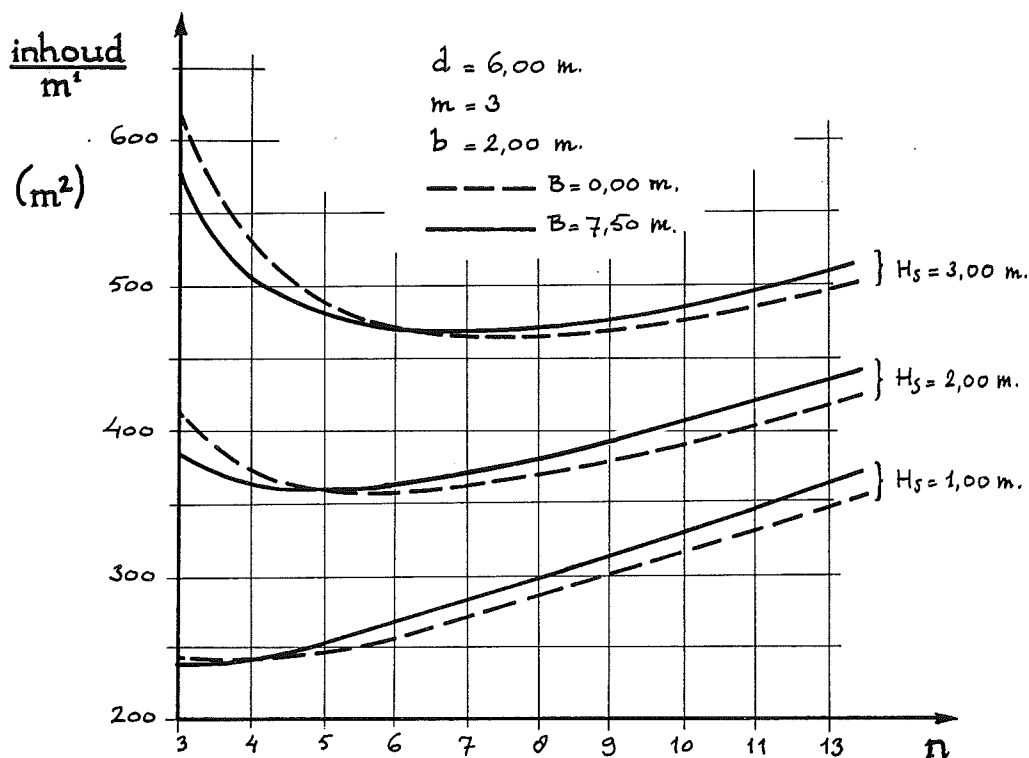


Fig. 8.10 De invloed van een buitenberm op het benodigd grondverzet per strekkende meter dijk

Het oppervlak van het buitentalud, dat eventueel bekleed moet worden, neemt uiteraard toe door de toepassing van een buitenberm:

$$\frac{\text{Opp.}}{m'} = \left\{ d + \frac{8H_s}{n} - 0,4 \cdot \frac{B}{n} \right\} \cdot \sqrt{n^2 + 1} + B$$

Met behulp van geschatte prijzen voor grondverzet en bekleding moet nu een eerste indruk worden verkregen van de optimale vormgeving van het buitentalud.

De kruinbreedte moet minimaal het berijden met een auto toestaan (+ 2,00 m). Het toepassen van een bredere kruin kost meer grondverzet en verhoogt wellicht de zettingen van de ondergrond. Een voordeel is, dat de weerstand, die de dijk nog biedt, nadat de bekleding van het buitentalud bezweken is, groter wordt (denk aan: duin).

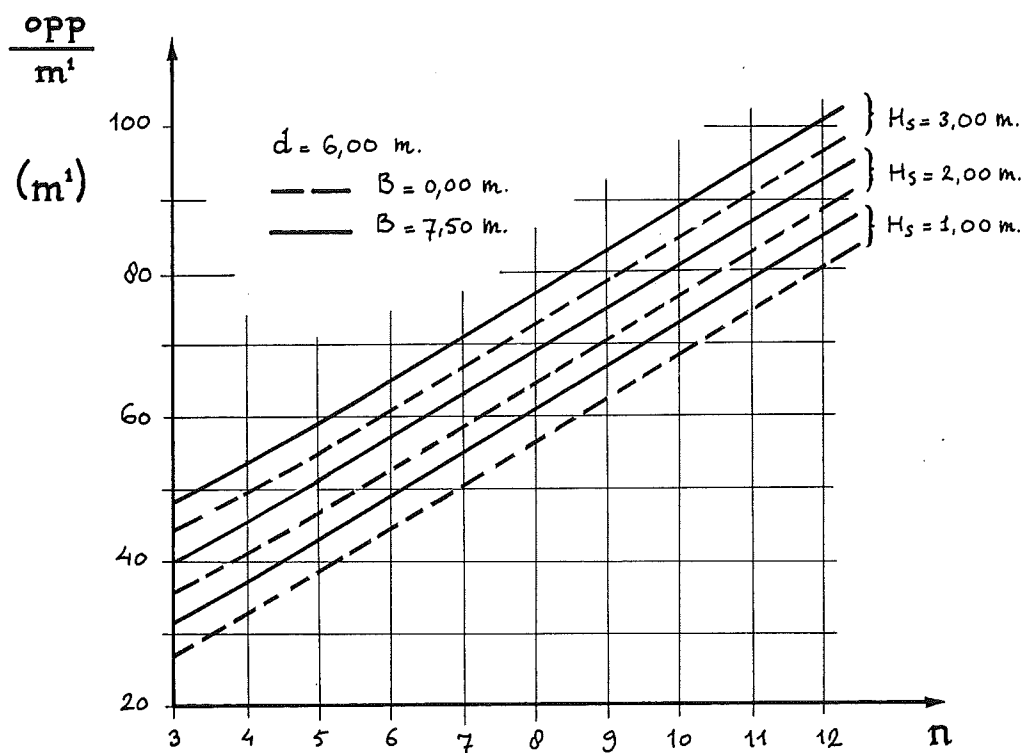


Fig. 8.11 Het oppervlak van het buitentalud bij toepassing van een buitenberm

De vormgeving van het binnentalud wordt in de eerste plaats beheerst door de grenstoestand m.b.t. stabiliteit. Het binnentalud is zeker niet stabiel als het steiler wordt opgezet dan de grondmechanische eigenschappen van het kernmateriaal.

ϕ	helling
45°	1 : 1,0
40°	1 : 1,2
35°	1 : 1,4
30°	1 : 1,7
25°	1 : 2,1

Meestal kiest men een flauwere helling voor het binnentalud (1 : 3) uit praktische overwegingen. Op steilere taluds groeit gras slecht en is beweiding door klein vee onmogelijk en maaien moeilijk.

Veel meer aandacht is vereist bij het ontwerp van het binnentalud, indien zich in de dijk een grondwaterstroming instelt. Dit gebeurt vooral als de hoge waterstanden aan de buitenzijde lang aanhouden, zoals bij rivieren en bekkens. Indien nu water uit het binnentalud sijpelt, eist de grenstoestand m.b.t. lokale instabiliteit van het binnentalud voor cohesive grond, dat de helling niet steiler is dan $\frac{1}{2} \cdot \phi$.

ϕ	$\frac{1}{2}\phi$	helling
45°	22,5°	1 : 2,4
40°	20,0°	1 : 2,7
35°	17,5°	1 : 3,2
30°	15,0°	1 : 3,7
25°	12,5°	1 : 4,5

Ook de totale stabiliteit van het binnentalud verdient tijdens het voor-ontwerp aandacht als er sprake is van grondwaterstromingen. De aanwezigheid van waterspanningen in het grondmassief verhogen de kans op het optreden van glijdvlakken (zie fig. 8.12). Vaak biedt het toepassen van een binnenberm een oplossing, als de stabiliteit van het binnentalud niet verzekerd is. De teen van de glijdcirkel wordt daardoor als het ware geballast.

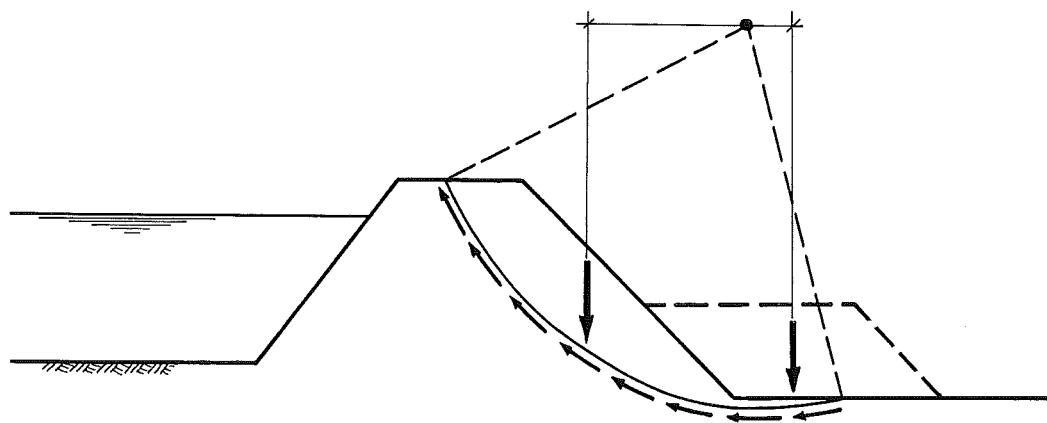


Fig. 8.12 Verhoging van de stabiliteit van het binnentalud door toepassing van een berm

Eventueel kunnen de grondmechanische stabiliteitsbeschouwingen worden uitgebreid tot diepere glijdcirkels indien de slechte kwaliteit van de ondergrond daartoe aanleiding geeft.

Globaal zijn op deze wijze bij elk alternatief tracé de dwarsprofielen vast te stellen. Afhankelijk van de vereiste nauwkeurigheid van het voorontwerp kan men nu besluiten alle grenstoestanden onder de loupe te nemen en de voorontwerpen verder te detailleren of voort te gaan met een globale bepaling van de te volgen uitvoeringsmethoden en de kosten. Indien besloten wordt tot een verdere detaillering van alternatieven, kan ook de relatie met het onderhoud worden uitgediept. Dit geldt met name voor het ontwerp van de bekleding van het buitentalud. Men kan overwegen een lichte bekleding toe te passen die regelmatig onderhouden moet worden of een zware, die minder onderhoud vergt.

Een dergelijke overweging geldt ook voor de kruinhoogte, indien zettingen van de ondergrond te verwachten zijn. De onzekerheid rond de precieze grootte van de zettingen kan worden opgevangen door een daarop afgestemde extra overhoogte.

8.4 De bepaling van de kosten

Tot slot wordt voor elk der alternatieve ontwerpen globaal een uitvoeringsmethode vastgesteld. Dan kan op basis van materiaalkosten, materiaalhoeveelheden en materieelinzet een kostprijs worden berekend voor elk der alternatieve ontwerpen.

8.5 De voorlopige keuze

Aan het einde van de voorontwerpfase ligt een aantal alternatieve ontwerpen ter tafel. In elk ontwerp is een ander evenwicht gevonden tussen de soms tegenstrijdige eisen op het gebied van:

- technische aspecten
- kosten
- milieu en landschap
- veiligheid

Het is nu aan de beslissende instantie een keuze te maken. Wie de beslissende instantie is, hangt van de situatie af. Soms is dat de overheid. In Nederland zal dan sterk gelet worden op veiligheids- en milieuoverwegingen en de daaraan verbonden kosten. Daarbij worden echter de andere aspecten niet uit het oog verloren. Er zijn zelfs speciale keuzetechnieken ontwikkeld om zoveel mogelijk aspecten in de besluitvorming te kunnen betrekken. De beslissende instantie kan echter ook de ontwerper zelf zijn. Die zal bijvoorbeeld als het gaat om een aanbidding van een aannemer, die in concurrentie met anderen gedaan wordt, vooral de kosten als keuzecriterium hanteren.

De voorontwerpfase eindigt dus met het uitspreken van een voorkeur voor één, hooguit twee der alternatieven.

9. Het definitieve ontwerp

9.1 Het definitieve ontwerp

Ten behoeve van het definitieve ontwerp wordt het gehele ontwerp-proces nog eens herhaald, maar nu diepgaander uitgevoerd en toegespitst op het in de voorontwerpfase gekozen tracé. Allerlei problemen van minder belang, die in het voorontwerp zijn blijven rusten, moeten nu worden opgelost.

Het startpunt van het definitieve ontwerp is het, na eventuele aanpassingen, formaliseren van de ontwerpfilosofie. De ontwerpfilosofie omvat immers het raamwerk van de uitgangspunten voor het ontwerp. Ook de natuurrandvoorwaarden worden nu definitief vastgesteld. Het verdient aanbeveling de bureaustudies uitgebreid te ondersteunen met metingen in de natuur. Een uitgebreid instrumentarium staat de ingenieur hiertoe ter beschikking.

- Golfmeetboeien (waveriders) of elektrische stappenbakken om golfspectra te meten.
- Peilschalen en elektrische stappenbakken om waterstanden en fluctuaties daarin te registreren.
- Instrumenten om stroomsnelheden te meten
- Meteorologische apparatuur om windsnelheden en richtingen te meten.

Een dergelijk meetprogramma dient zich echter over een aantal jaren uit te strekken, indien het de basis voor statistische extrapolatie moet verschaffen. Veelal is er onvoldoende tijd beschikbaar, zodat berekeningen de nodige gegevens moeten verschaffen.

Tevens wordt de ondergrond t.p.v. het geprojecteerde tracé nu diepgaand onderzocht. Daartoe dient een benodigd aantal boringen en sonderingen te worden uitgevoerd. Monsters worden in het laboratorium beproefd om de grondeigenschappen vast te stellen:

- grondsoort
- wrijvingseigenschappen
- cohesie
- samendrukbaarheid
- korrelverdeling
- doorlatendheid

Indien nodig kunnen ook de in het terrein aanwezige waterspanningen worden gemeten (zie hoofdstuk 4).

Ook moet nu definitief worden vastgesteld of goede bouwmaterialen in voldoende hoeveelheid op de geplande plaatsen gewonnen kunnen worden. Grondonderzoek is hierbij onvermijdelijk.

Als de natuurrandvoorwaarden en de situatie van de ondergrond zijn vastgelegd, kan het definitieve tracé in samenhang met de dwarsprofielen worden gekozen. Het definitieve tracé zal in het algemeen slechts op ondergeschikte punten afwijken van het voorontwerp. De dwarsprofielen worden definitief ontworpen. De benodigde kruinhoogte wordt nu precies berekend, waarbij alle invloeden worden verdisconteerd (zie grenstoestand overslag). De vorm van het buitentalud, die de benodigde kruinhoogte sterk beïnvloedt, ligt nu ook vast. Het ontwerp van de bekledingsconstructie kan nu tot in de details worden uitgewerkt. De teenconstructie, de overgangen van bijvoorbeeld basaltglooiing naar asfalt en van talud naar berm, krijgen nu uitgebreide aandacht.

Het binnentalud wordt ontworpen en onderzocht op stabiliteit. Kwelberekeningen worden uitgevoerd, diepe glijdvlakken zowel aan binnenzijde als aan buitenzijde worden gecontroleerd. Kortom alle grenstoestanden passeren de revue en worden op veiligheid getoetst. Daarbij behoren ook de grenstoestanden in de bouwphase. Beoordeeld moet worden of de geplande uitvoeringsmethode en het tempo haalbaar is. Te denken valt hierbij aan: golfaanval op de onvoltooide constructie; het te hoog oplopen van waterspanningen in de ondergrond bij snelle ophogingen, waardoor de stabiliteit van het in uitvoering zijnde dijklichaam gevaar loopt.

Voor de laatste maal wordt het ontwerp nu getoetst aan de landschappelijke en andere overwegingen die in hoofdstuk 5 aan de orde zijn geweest. De definitieve kostenbegroting wordt opgesteld en het bestek wordt geschreven. Daarmee is de ontwerpfase van het project afgesloten.

9.2 Dijkverzwaringen

Bij de beschrijving van de gang van zaken in de voorontwerpfase en tijdens het definitieve ontwerp is gedacht aan een nieuw aan te leggen dijk, waarbij de keuze van het tracé en de dwarsprofielen nog vrij is. In de ontwikkelde landen komt het echter vaak voor, dat een reeds bestaande dijk moet worden verzaamd en/of verhoogd. De reden is soms, dat de dijk periodiek een grote onderhoudsbeurt krijgt, waarbij de effecten van klink, zetting en bodemdaling worden teniet gedaan. Soms is echter ook een veranderde maatschappelijke instelling t.a.v. het geaccepteerde risiconiveau de reden (denk aan Deltacommissie en Commissie Rivierdijken).

Bij het ontwerp van een dijkverhoging en/of verzwaring ligt het tracé vast voor de bestaande dijk. Meestal is ook de speelruimte rond dit tracé uiterst beperkt door de aanwezigheid van bebouwing, die soms nog van historische waarde is. Tevens geeft het feit, dat een oude dijk vergroeid is met het landschap, zowel aan water- als aan landzijde, groot gewicht aan overwegingen van milieutechnische en landschappelijke aard.

Technisch zijn er allerlei manieren om de verbetering uit te voeren:

	verhoging	verzwaring
bovenop	x	-
buitenzijde	x	x
binnenzijde	x	x
beide zijden	x	x

Verhogingen zijn noodzakelijk i.v.m. overslag en overlopen. Bij verzwaringen ligt de oorzaak vaak in het kwelprobleem en/of de grondmechanische stabiliteit of aanpassen aan aanval.

Een methode om een dijk te verhogen is het bouwen van een waterkerende constructie op de kruin. Dit idee is door Jhr. de Muralt in Zeeland veel toegepast. Uit kostenoverwegingen ontwierp bij betonnen muurtjes op de kruin van de dijk. Dit kan een goede oplossing zijn, mits de veiligheid van de overige grenstoestanden bij de nu hogere ontwerpwaterstand gegarandeerd is.

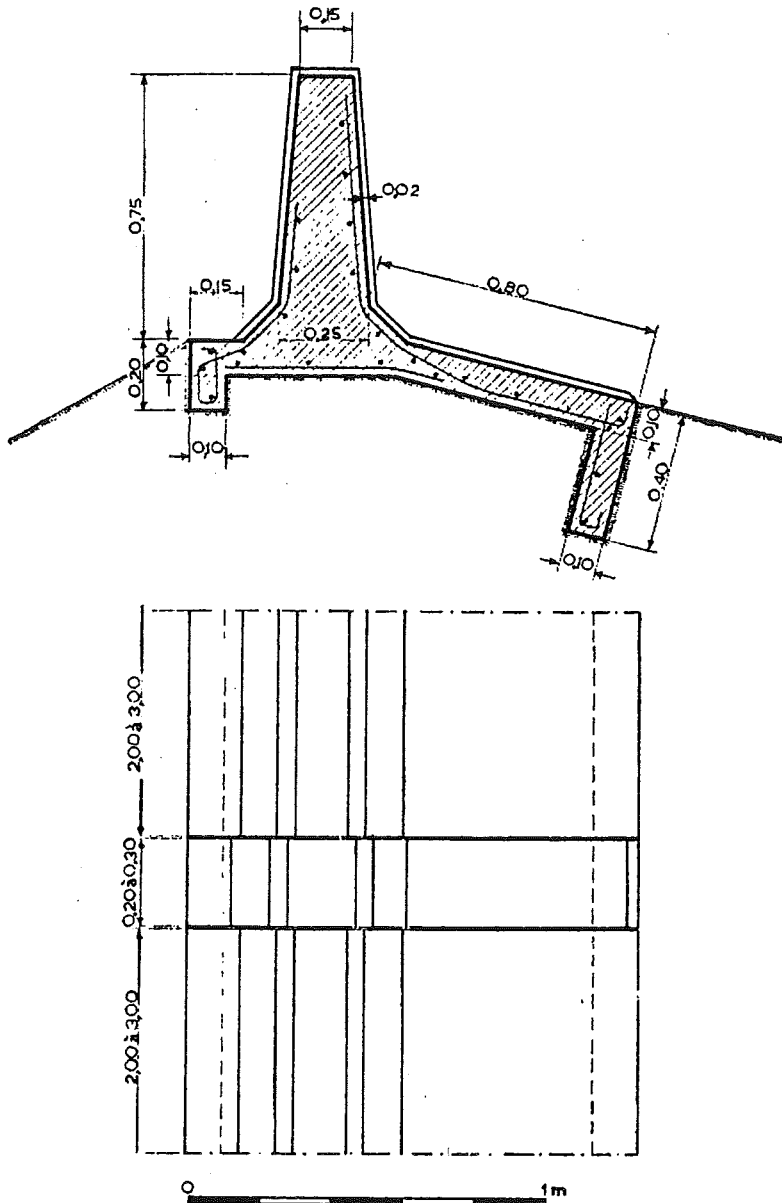


Fig. 9.1 Verhoging van de dijk met een betonmuur, systeem "de Muralt"

Alleen hadden de Muraltmuren het grote bezwaar, dat zij door hun stijfheid zettingen van het dijklichaam niet konden volgen. De spleten, die hierdoor ontstonden, dienden als huisvesting voor ongedierte. Bij stormvloeden zocht het water zich een weg door de spleten en de holen, daarbij de muren ondermijnd. Essentieel is dus, dat een dergelijke verhogingsconstructie de zettingen van het dijklichaam volgt, zonder dat de aansluiting met de kruin verloren gaat. Daartoe dienen korte stukken te worden toegepast met voegconstructies zoals rubberprofielen.

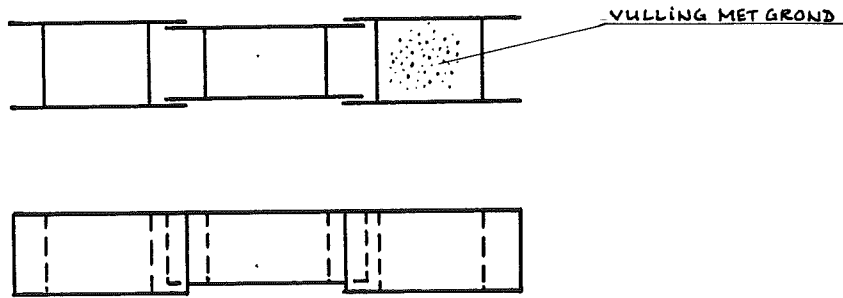


Fig. 9.2 Flexibele dijksverhogingsconstructie

Een dijkverbetering in aarde kan men aan de buitenkant van de dijk aanbrengen. Het nieuwe binnendijs talud moet echter ook voldoen aan de eisen t.a.v. de stabiliteit.

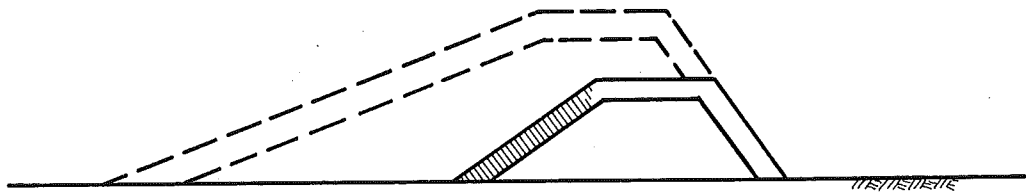


Fig. 9.3 Dijkversterking aan de buitenkant

Een nadeel is, dat een aanwezige verdedigingsconstructie op het buitentalud van de oude dijk, bestaande uit een steenglooing op een kleilaag, in de nieuwe dijk niet benut wordt. Beide moeten worden opgenomen en opnieuw aangebracht.

Het voordeel is echter, dat landbouw en natuurschoon aan de binnenzijde van de oude dijk gespaard blijven. Eventueel natuurschoon aan de buitenzijde gaat echter gedeeltelijk verloren.

Als kostbare buitenbekleding aanwezig is of elementen van grote natuurwetenschappelijke waarde buitendijs aanwezig zijn, kan de verbetering aan de binnenzijde worden uitgevoerd.

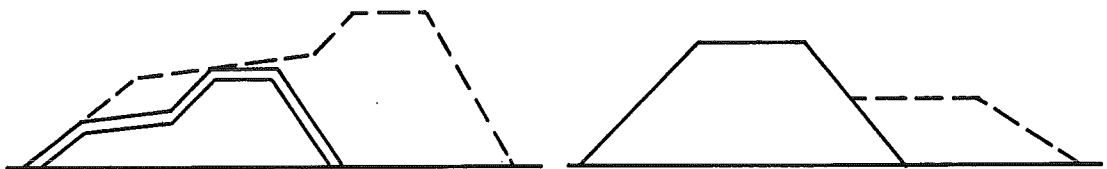


Fig. 9.4 Dijkversterking aan de binnenzijde

De glooiingsconstructie van de oude dijk kan nu opgenomen worden in de nieuwe.
Een oplossing als een Salomonsoordeel is de laatste mogelijkheid om de versterking zowel aan de binnen- als de buitenzijde aan te brengen.

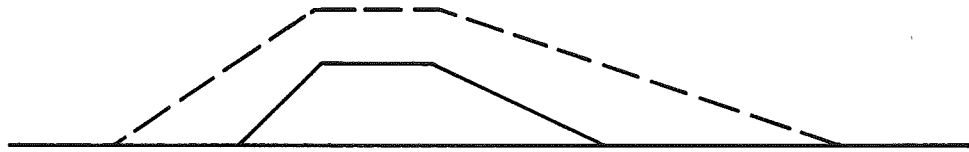


Fig. 9.5 Versterking aan binnen- en buitenzijde

10. Voorbeeld van een dimensionering

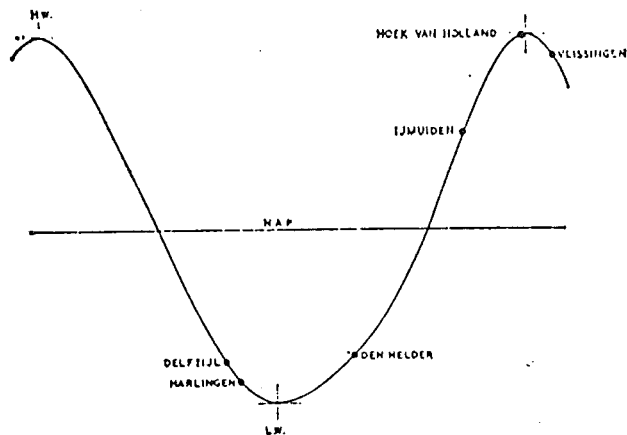
Versterken van de Friese zeedijken (I)

door: Ing. L. Philipse, Provinciale Waterstaat Friesland

Inleiding

Bij de op 1 februari 1953 opgetreden stormvloed met een waterstand van n.a.p. +3.66 m nabij Harlingen bereikten de golven de kruin van de zeedijk en liepen er plaatselijk zelfs overheen. Gelukkig voor Friesland viel echter het tijdstip van het maximum stormeffect ten opzichte van het astronomisch getij vrijwel samen met het astronomisch laagwater (zie figuur 1). Hierdoor werd Friesland voor een ramp bespaard, want indien het grootste stormeffect omstreeks het tijdstip van hoogwater was opgetreden, zou volgens berekeningen van de Delta-commissie nabij Harlingen een waterstand zijn voorgekomen van niet minder dan n.a.p. +4.70 m. Bij een dergelijke zeestand zouden dijkbreuken in Friesland onvermijdelijk zijn geweest. De stormvloed van 1953, doch ook die van 22 december 1954 en 3 januari 1976 met respectievelijk waterstanden te Harlingen van n.a.p. +3.69 m en n.a.p. +3.70 m toonden overduidelijk aan dat ook de Friese zeedijken te laag waren en plaatselijk nog zijn.

Verhogen van de Friese zeedijken was en is dan ook dringend noodzakelijk. Toen bij de stormvloed van 3 januari 1976 plaatselijk opnieuw de golven over de nog niet verhoogde zeedijk liepen, was dit voor gedeputeerde staten van Friesland zelfs aanleiding om een gedeelte zeedijk, vooruitlopend op de definitieve verhoging in het kader van de Deltawet, alsnog van een

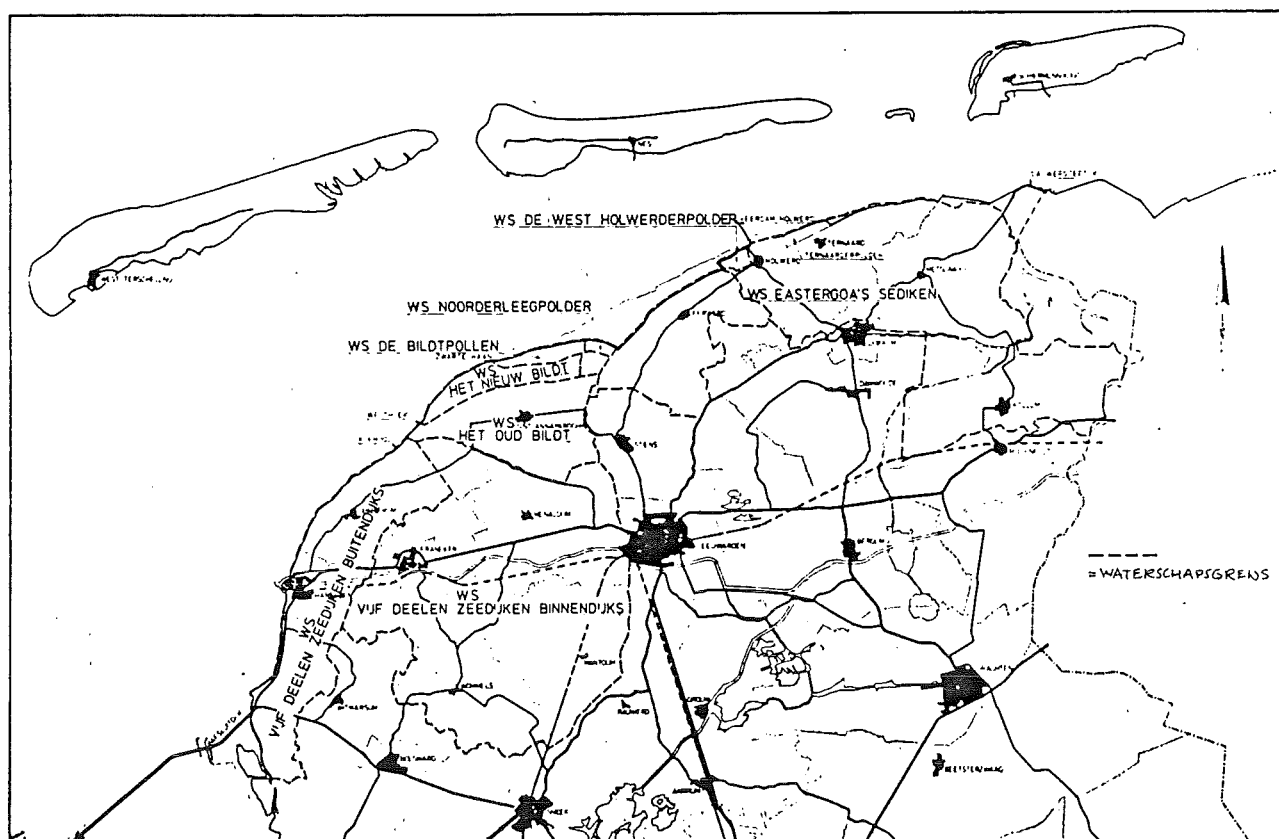


Tijdstip van maximum stormeffect ten opzichte van het astronomisch getij

Figuur 1.

tijdelijke verhoging te laten voorzien. Dus als het ware een verlaat zwakke plekkenplan, deel 2. Het verhogen van de Friese zeedijken behoort tot de werken die krachtens artikel 2, lid 2, van de Deltawet „door de beheerders dan wel degenen die daartoe uit andere hoofde verplicht zijn” moeten worden uitge-

Figuur 2. Kaart waarop aangegeven de zeeverende waterschappen.



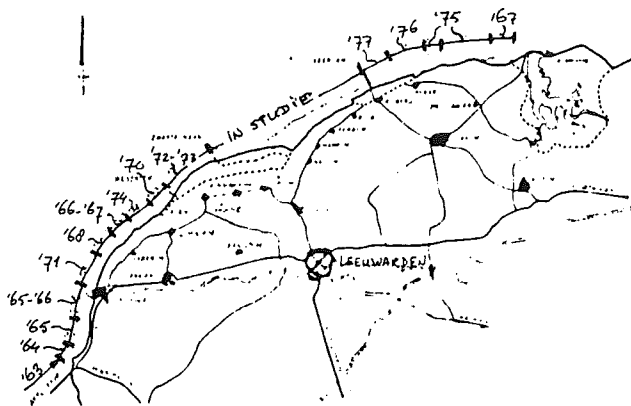
voerd. In Friesland zijn de te verhogen zeedijken in beheer en onderhoud bij acht verschillende zeeverende waterschappen (zie figuur 2). Aangezien deze waterschappen niet over een technische dienst van voldoende grootte en zwaarte beschikken, is na overleg tussen gedeputeerde staten van Friesland en de betrokken waterschapsbesturen besloten — mede om redenen van doelmatigheid — dat de voorbereiding en het toezicht op de uitvoering van de dijkverhogingswerken zou geschieden door de provinciale waterstaatsdienst.

Begin 1957 werd door de provinciale waterstaat begonnen met het uitwerken van de plannen voor de verhoging van de Friese zeedijken. De eerste dijkverhoging werd in 1962 nog in het kader van het zwakke plekkenplan uitgevoerd en betrof een circa 3 km lange voorlopige dijkverhoging langs de Ternaarderpolder nabij Ternaard. Eerst begin 1963 kon met de dijkverhogingen in het kader van de Deltawet nabij Zurich bij de afsluiddijk een begin worden gemaakt. Sindsdien is ruim 48 km dijk versterkt voor een totaalbedrag van ruim f 120.000.000,— (zie figuur 3), terwijl nog ruim 22 km dijk moet worden verhoogd.

Tracé

Bij het op Deltasterkte brengen van de zeeeringen in Friesland wordt in het algemeen het bestaande tracé van de zeedijk gevolgd. Niettemin is het mogelijk plaatselijk het bestaande tracé los te laten en door afsnijdingen het tracé te verkorten, waardoor bovendien buitendijkse gronden kunnen worden ingepolderd. Een dergelijke situatie deed zich voor tussen de buurtschapjes Koehool en Westhoek circa 11 tot 14 km beoosten Harlingen (zie figuur 4).

Uit een kostenvergelijk bleek dat hier het aanleggen van een geheel nieuw circa 3 km lange zeedijk voorlangs de ver landinwaarts springende oude zeedijk goedkoper was dan het verhogen van de bestaande zeedijk. Bovendien werd circa 55 ha goede akkerbouwgrond ingepolderd. Hoewel de bewustwording van faunistische, botanische, cultuurhistorische, landschappelijke enz. waarden ook bij ingrepen in buitendijks gelegen gronden in bepaalde kringen ten tijde van het opmaken van de plannen in 1969 zich reeds sterk manifesteerde, werd gedurende de ter visieligging en bij de uitvoering in 1970 en 1971 van dit plan geen enkel



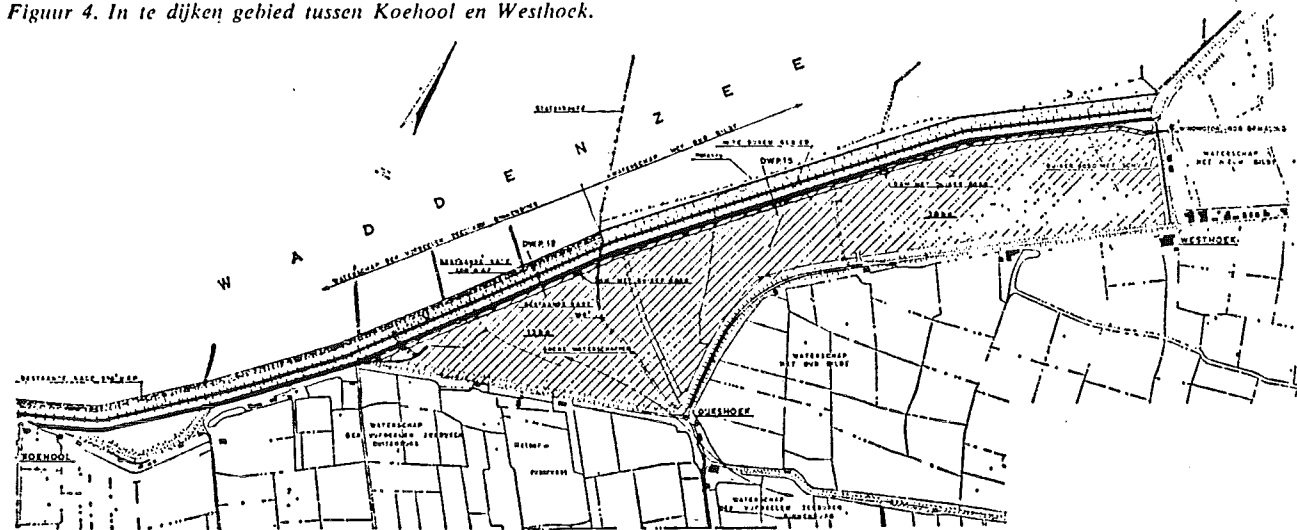
Figuur 3. Overzicht zeedijkverhogingen in Friesland.

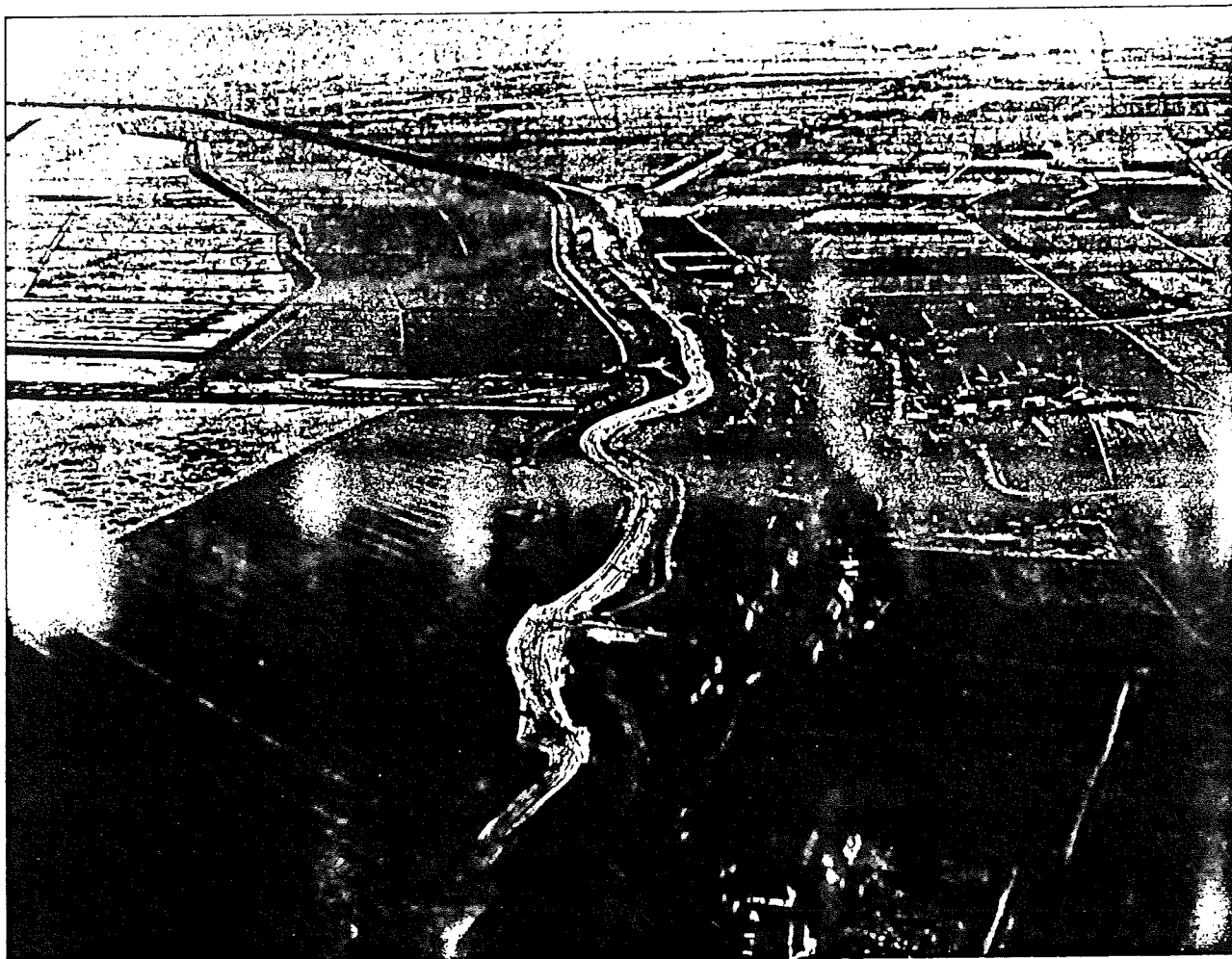
bezwaar ondervonden. Hierdoor was het mogelijk dat een fraai gelegen zomerpolder met aanliggende kwelder met vogelkolonie kon worden ingepolderd. Toch is hier achteraf bezien niet geheel sprake van verlies aan landschappelijke waarden. Door de aanleg van een nieuwe zeedijk kon namelijk de oude zeedijk, aangelegd in 1504, met de op de kruin liggende openbare weg behouden blijven. Hiermede blijft een stukje natuurhistorie voor het nageslacht bewaard.

De steeds verder voortgaande bewustwording op o.a. het gebied van milieu, landschappelijke en natuurwetenschappelijke waarden — ook bij de ontwerpende technici — hebben er evenwel na 1970 toe geleid dat bij de bepaling van de tracés niet alleen meer de technische en financiële overwegingen maatgevend zijn bij de eindbeslissing. De pro's en contra's van een eventuele bedijking door middel van tracéverkorting worden tegenover elkaar geplaatst en mede bezien tegen de achtergrond van variantoplossingen.

De door provinciale waterstaat van Friesland zelf aangegeven oplossingen voor het dijktracé tussen de veerdam nabij Holwerd en de Lauwazeedijk, alwaar tracéverkortingen mogelijk waren, moge wat dat betreft een voorbeeld zijn van wat er in goed en zeer nauw overleg met allerlei instanties als de Stichting Natuur en Milieu, de Rijksdienst voor de Monumentenzorg, de Rijksdienst voor de Landinrichting, Staatsbosbeheer, de

Figuur 4. In te dijken gebied tussen Koehool en Westhoek.





Sterk slingerend dijktracé rond een wiel bij de dorpen Paesens en Moddergat.

Provinciale Planologische Dienst, de Plaatselijke Commissie voor de Ruilverkaveling en de aanliggende gemeenten tot stand kon worden gebracht.

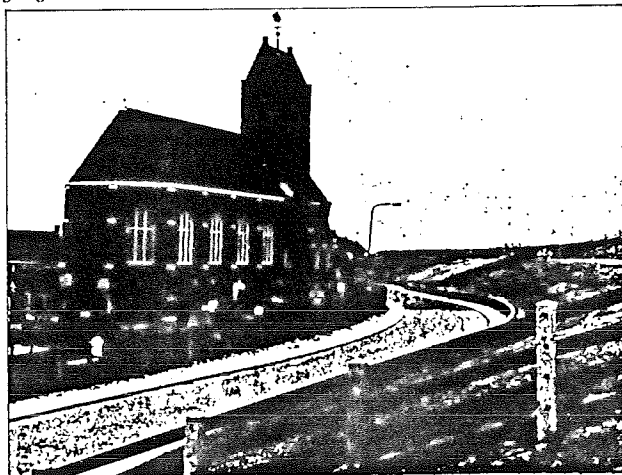
Door voornoemd overleg konden bijvoorbeeld uit oogpunt van landschaps- en natuurbehoud landschappelijk fraai gesitueerde zomerpolderdertjes met aanliggende kwelderstroken, alsmede waardevolle binnendijks gelegen oude kleiwinputten tussen Nes en Holwerd en onder meer het sterk slingerende dijktracé rond het wiel bij Paesens behouden blijven.

In verband met de karakteristieke dijkbebouwing van de voormalige vissersdorpen te Moddergat en Paesens en de nauwe wegdoorgang om de kerk te Wierum werd het ontwerp van het nieuwe tracé en de situatie aldaar in nauw overleg met Monumentenzorg en de gemeente Oost- en Westdongeradeel tot stand gebracht. Het belangrijkste uitgangspunt was hier dat de verbinding van de bebouwing met de zeedijk ook in de nieuwe situatie visueel zoveel mogelijk aanwezig diende te blijven. Veel aandacht kreeg in het ontwerp de nauwe wegdoorgang om de kerk te Wierum (zie foto) met zijn naar zee uitstulpende dijk. Hoewel te Wierum de belangen van de gemeente Westdongeradeel en Monumentenzorg niet geheel parallel liepen, kon door de bouw van een keermuur (zie foto) met aanliggende trottoirs een voor beide partijen aanvaardbaar alternatief worden verkregen. Deze keermuur staat buiten het theoretisch profiel van het dijkslichaam en is dus uit-

sluitend aangebracht uit een oogpunt van behoud van de historisch gegroeide situatie.

Verheugend en vermeldenswaard is dat de Rijksoverheid daarbij steeds meer bereid is gebleken voor het behoud van de hiervoren aangegeven waarden geld ter beschikking te stellen en ook dat is een welkome bijdrage bij het streven een aantal niet materiële waarden te behouden.

Nieuwe keermuur met trottoirs ter plaatse van de wegdoorgang om de kerk te Wierum.



Bij de definitieve vaststelling van het tracé voor de laatste ruim 21 km te versterken zeewering tussen Zwarte Baan en de veerdam nabij Holwerd spelen opnieuw belangentegenstellingen een rol. In dit geval gaat het echter om een gebied van regionale en ook nationale en internationale betekenis.

Voor dit dijkvak bevindt zich een brede strook voorland, bestaande uit zomerpolders en beweidbare kwelders. Daarbuiten ligt in de Waddenzee een strook landaanwinningswerken, welke indertijd zijn ondernomen met als einddoel het winnen van landbouwgrond. Deze landaanwinningswerken zijn nu cultuurtechnisch gezien over het algemeen rijp voor inpoldering. De Deltawet eist niet meer dan het versterken van de bestaande dijk. Echter, in verband met de grote investeringen, welke gemoeid zijn met de dijkverzwaring, wordt de situatie ter plaatse door de uitvoering van de Deltadijkverhogingen voor de komende decennia vastgelegd. Het ligt dan ook voor de hand dat een combinatie van inpoldering door aanleg van een geheel nieuwe zeedijk op Deltahoogte voorlans de landaanwinningswerken belangrijke financiële voordelen biedt voor een inpolderingsplan nu in de dijkverhoging van de bestaande oude zeedijk belangrijke bedragen geïnvesteerd moeten worden. Niet in het laatst nu ter plaatse een grote behoefte bestaat aan goede landbouwgronden hebben provinciale staten van Friesland zich uitgesproken voor een nieuwe dijk voorlans de landaanwinningswerken tussen Zwarte Haan en de veerdam nabij Holwerd. Hiervoor heeft de provincie Friesland een concessie aangevraagd, hetgeen voor zeer vele organisaties, instellingen en particulieren aanleiding was tot het indienen van bezwaarschriften. In totaal werden 48.437 bezwaarschriften ontvangen. Veel adressanten, namelijk 47.694, hebben echter de Landelijke Vereniging tot Behoud van de Waddenzee gemachtigd „te dezer zake op te treden”. Hieraan moet dan ook het grote aantal bezwaarschriften mede worden toegeschreven.

Het is te hopen dat de minister een spoedige beslissing zal nemen inzake deze concessie-aanvraag, zodat met het uitwerken van definitieve plannen kan worden begonnen.

Kruinhoogte

Voor de bepaling van de aanleghoogte van de kruin van de nieuwe zeedijk werd door provinciale waterstaat gebruik gemaakt van adviezen opgesteld door de studiedienst van de rijkswaterstaat te Hoorn, het Laboratorium voor Grondmechanica te Delft en door de Deltacommissie geadviseerde basispeilen voor de Waddenzee.

De kruinhoogte van de zeedijk wordt bepaald door:

- ontwerppeil (som van basispeil en economische reductie);
- de golfploop;
- buistoten en buioscillaties;
- de relatieve bodemdaling en zeespiegelrijzing;
- de kruindaling door zetting van de ondergrond.

De som van de waarden genoemd onder b t/m e is de waakhoogte en varieert voor de Friese zeedijken van 4.50 m tot 2.60 m bij een buitenhelling van circa 1 : 5.

Ontwerppeil

Het ontwerppeil is een afgeleide van het basispeil. Het basispeil is de waterstand met een overschrijdingsfrequentie van eens per 10.000 jaar. Voor de kust van de Friese vaste wal bedraagt dit peil gemiddeld n.a.p. +5.70 m. De economische reductie bedraagt volgens het Deltarapport voor Friesland 0.30 m en 0.20 m. De scheiding ligt op de grens van wel en geen slaperdijken en is gelegen circa 2 km ten noordoosten van Hallum. Dit omslagpunt ligt bij eventuele uitvoering van het eerdergenoemde inpolderingsplan met een zeedijk voorlans de landaanwinningswerken, midden in dit plan. Aangezien het niet zinvol is om voor één polder twee verschillende economische reducties in rekening te brengen, is, doordat de oude zeedijk dan slaperdijk is geworden, voor het gehele dijkvak voorlans de landaanwinningswerken de economische reductie bepaald op 0.30 m. Vanaf het oostelijk punt van dit dijkvak, de veerdam nabij Holwerd is naar het oosten toe de economische reductie dan 0.20 m. Het ontwerppeil voor de Friese zeedijken langs de vaste wal is daarmee bepaald op n.a.p. +5.40 m à n.a.p. +5.50 m; deze peilen hebben een overschrijdingsfrequentie van 2,6 keer in 10.000 jaar. Aanvankelijk werd er bij de bepaling van het ontwerppeil van uitgegaan dat ook de Waddenzee zou worden afgesloten van de Noordzee. In verband hiermede werd als gevolg van de tijdelijk te achten situatie in overeenstemming met het Deltarapport van het hiervoren bepaalde peil nog eens 0.15 m afgetrokken. Een gehele of gedeeltelijke inpoldering van de Waddenzee lijkt thans in de naaste toekomst niet meer wenselijk en haalbaar, zodat de reductie voor werken, ontworpen na 1976, niet meer wordt toegepast.

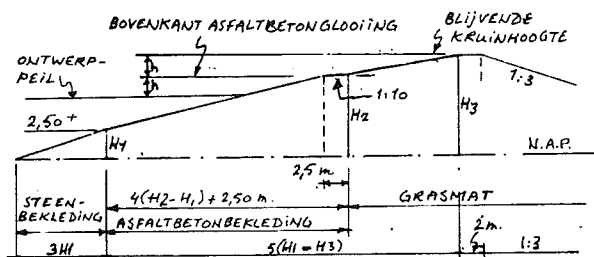
Uiteraard moet voorkomen worden dat door het achterwege laten van deze reductie de nog te verbeteren dijkvakken sterker worden dan de tot nu toe verbeterde, hetgeen niet zinvol zou zijn. In verband hiermede zijn in samenwerking met de Studiedienst Hoorn de reeds verbeterde dijkvakken aan een nadere beschouwing onderworpen. Ten gevolge van inmiddels gewijzigde inzichten en deels doordat plaatselijk de klink van het tijdens de uitvoering aangebrachte ophoogmateriaal minder blijkt te zijn dan was verwacht, is het verantwoord de reductie in verband met mogelijke inpoldering van de Waddenzee in de naaste toekomst (de Deltacommissie dacht hierbij overigens aan een periode van 50 jaar) achterwege te laten.

Golfploop

Aangezien de Friese zeedijken de in Zeeland veelvuldig voorkomende buitenberm missen is voor de bepaling van de golfploop de bekende golfploopformule $Z = f \cdot H_s \cdot \text{tg} \alpha \cdot \cos B$ toegepast waarin:

- Z = de vertikaal gemeten golfploop welke door 2% van de golven wordt bereikt of overschreden;
- f = de ruweheidsfactor van het beloop van de dijk;
- H_s = de significante golfhoogte;
- α = de hellingshoek van het talud;
- B = de hoek tussen de voortplantingsrichting van de normaal op de dijksrichting.

Op het buitenbeloop van de verbeterde zeedijken zijn verschillende soorten bekledingsmateriaal ontworpen, namelijk van beneden naar boven een steenbekleding,



Figuur 5. Buitenbeloop bij een buitendijkse verzwaring.

asfaltbetonbekleding en een grasmat. De ruwheidsfactor f van deze bekledingen varieert van 0.85 - 1,00. Doordat de asfaltbetonbekleding een groot deel van het talud vormt, wordt gerekend met $f = 1,0$.

De ontwerp-significante golfhoogten zijn voor de Friese zeedijken aanvankelijk bepaald met behulp van Amerikaanse gegevens op dit gebied en onderzoeken van het Waterloopkundig Laboratorium te Delft. Momenteel worden hiervoor echter de verbeterde grafieken van Bretschneider gehanteerd. Deze methode is inmiddels getoetst aan de hand van verrichte waarnemingen op het Amelander Wad.

Ten aanzien van de heersende windsnelheden op de Waddenzee ten tijde van een superstorm ging de Deltacommissie er vanuit dat de op de Noordzee heersende windsnelheid van 35 m/sec. op de Waddenzee t.g.v. de topografische beïnvloeding door de Waddeneilanden zou afzakken naar 30 m/sec. Voor de zeedijken van de Waddeneilanden zelf kan dit argument opgaan. Het lijkt echter onjuist deze redenatie ook toe te passen voor de Friese zeedijken langs de vaste kust. De windsnelheidsverticaal krijgt over een afstand van 10-40 km over de Waddenzee voldoende gelegenheid zich wederom aan te passen. Uit recent verricht onderzoek in het Deltagebied is gebleken dat bij windsnelheden met een 6-uursgemiddelde van 30 tot 35 m/sec. rekening moet worden gehouden met gemiddelde 1-uur snelheden van 35 tot 45 m/sec. In het ondiepe Waddengebied zullen de golven zich binnen één uur hebben aangepast aan de heersende weersomstandigheden. Bij de bepaling van de ontwerp-golfhoogte aan de hand van de verbeterde grafieken van Bretschneider wordt dan ook om deze redenen sinds kort uitgegaan van een windsnelheid van 35 m/sec. bij een windrichting van 315° t.o.v. het noorden. Een nog hogere ontwerpsnelheid dan 35 m/sec. zou een wijziging van het Deltarapport inhouden, hetgeen op korte termijn niet zal geschieden. De met behulp van vorenstaande gegevens berekende golfhoogten voor de Friese kust variëren van circa 2.50 m nabij Harlingen tot 1.65 m nabij het westelijk aansluitpunt van de Lauwerszee-afsluitdijk.

Bij de bestaande zeedijk bedroeg de helling van het buitenbeloop gemiddeld 1 : 5. Bij de binnendijkse verhogingen lag daarmee de helling van het buitenbeloop van de nieuwe zeedijk min of meer automatisch vast. Bij de buitendijkse verhogingen bestaat het buitenbeloop uit een samengesteld talud (zie figuur 5). De hieruit volgens de methode van Seville berekende equivalente hellingshoek bedraagt 1 : 5,2.

De Deltacommissie adviseerde tijdens een superstorm uit te gaan van een windrichting 300° ten opzichte van het noorden.

Uit windrichtingen, gemeten op het lichtschip Terschellinger bank c.q. lichtschip Texel in de periode gedurende circa 3 uur voor hoogwater bij stormvloed met een „opwaaiing” tijdens hoogwater van meer dan

2 m te Harlingen in de periode 1953 tot en met januari 1976 (zie tabel 1), blijkt dat voor stormvloed met een opwaaiing te Harlingen tijdens hoogwater van meer dan 2.50 m in voornoemde periode gedurende circa 3 uur voor hoogwater vrijwel steeds een noordwest windrichting is waargenomen op het voorgelegen gebied van de Noordzee. Deze wat noordelijkere windrichting zou kunnen worden veroorzaakt door de wat grotere kromming van de isobaren en het grotere cariolis-effect t.g.v. de hogere breedte. Mede dientengevolge wordt bij de hoek van inval met een windrichting 315° ten opzichte van het noorden gerekend. Ingevolge de aanbeveling in het Deltarapport wordt de hoek B met 10° vermindert omdat tijdens stormen in de wind nogal variabel is, zowel wat snelheid als richting betreft.

Buistoten en bui-oscillaties

De berekende verticale golfoploophoogte zijn voor de Friese zeedijken allen groter dan 1 m. Hierdoor heeft voor buistoten — eenmalige extra opslingering van de zeespiegel bij storm- en bui-oscillaties — onregelmatige schommelingen van de zeespiegel veroorzaakt door macroscopische turbulenties in de atmosfeer bij storm — geen toeslag in de kruinhoogte te worden berekend.

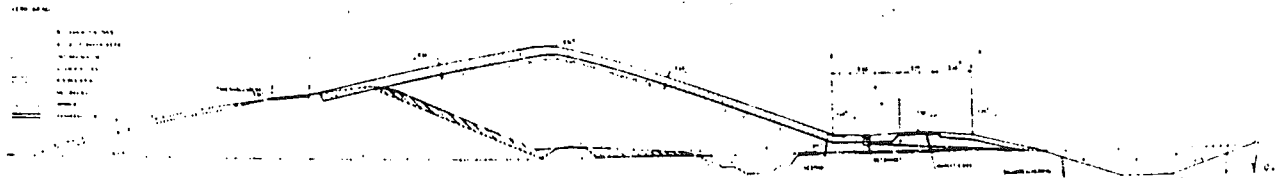
Relatieve bodemdaling en/of zeespiegelrijzing

De relatieve daling van het alluviale en diluviale bodempakket ten opzichte van de gemiddelde zeespiegel heeft volgens het Deltarapport in de laatste eeuw in Nederland 15 à 20 cm bedragen. Toen een eventuele inpoldering van de Waddenzee nog een reële gedachte was, werd voor de kruinhoogtebepaling 0.15 m/eeuw als relatieve bodemdaling en/of zeespiegelrijzing aangehouden. Tegenwoordig wordt hiervoor bij de dijkverhoging in Friesland 0.20 cm/sneeuw aangehouden.

Kruindaling door zetting van de ondergrond

Voor de bepaling hiervan zijn door het Laboratorium voor Grondmechanica te Delft grondboringen en sonderingen verricht, waarna de benodigde zettingsberekeningen konden worden opgesteld. De zettingen werden bepaald voor een tijdvak van ongeveer 27 jaar (10^4 dagen) en varieerden voor de middenverticaal van de nieuwe dijk kruin tussen de Afsluitdijk en Zwarte Haan van 0.20 m tot 0.80 m en voor het gedeelte tussen de Lauwerszee afsluitdijk en de veerdam nabij Holwerd van 0.40 m tot 1.20 m. Hiervan zou tijdens de uitvoeringsperiode ongeveer 1/3 deel optreden, zodat in de berekening van de aanleghoogte van de dijk kruin nog met 2/3 deel van de te verwachten totale zetting moest worden gerekend. Bij de uitvoering bleek echter dat de hydrodynamische periode meestal aanzienlijk korter was dan was berekend en waarschijnlijk een gevolg van met zandlenzen geardeerde samendrukbare grondlagen. Voor het bepalen van de aanleghoogten van volgende dijkvakken werd hiermede rekening gehouden.

Met behulp van vorenstaande gegevens werd voor de dijkvakken tussen de afsluitdijk nabij Zurich en de Lauwerszee afsluitdijk de aanleg kruinhoogten bepaald. Deze variëren van n.a.p. + 9.80 m tot n.a.p. 8.80 m. De oude dijk kruinhoogten varieerden van n.a.p. +6.50 m tot n.a.p. +5.50 m en bedroeg voor het traject tussen Zwarte Haan en de veerdam nabij Holwerd zelfs slechts n.a.p. +5.00 m.



Figuur 6. Binnendijkse verzwaren, algemeen dwarsprofiel afsluitdijk - Koehool.

Dwarsprofiel

Bij het ontwerp van het dwarsprofiel voor de Friese zeedijken kunnen ruwweg vijf dijktrajecten worden onderscheiden, te weten:

1. Afsluitdijk nabij Zurich tot het buurtschapje Koehool, circa 20,5 km;
2. Koehool tot het buurtschapje Westhoek, circa 3 km;
3. Westhoek tot het buurtschapje Zwarte Haan, circa 7 km;
4. Lauwerszeedijk tot veerdam nabij Holwerd, circa 17 km;
5. Zwarte Haan tot veerdam nabij Holwerd, circa 22,5 km.

Ad 1.

Tussen de Afsluitdijk en Koehool werd gekozen voor een binnendijkse verhoging (zie figuur 6), omdat op het buitenbehoop van de zeedijk tot n.a.p. +4.50 m à 5.00 m een goede basaltbekleding aanwezig was waarboven een uitstekend onderhouden grasmat.

Een verhogen van de dijk door middel van een binnendijkse verzwaren zou voor dit dijkgedeelte betekend hebben dat de in uitstekende staat verkerende basaltglooiing opgeruimd had moeten worden en herzet in combinatie met de aanleg van een geheel nieuwe teenconstructie. Om financiële redenen werd dan ook voor dit dijkgedeelte de voorkeur gegeven aan een binnendijkse verzwaren. Weliswaar waren nu grondaankopen noodzakelijk en moesten een aantal woningen op de binnenberm van de zeedijk worden geamoveerd, doch dit woog ruimschoots op tegen het in tact kunnen laten van de oude „gezeten” basaltglooiing. Van de afgebroken vaak karakteristieke dijkhuisjes kon er gelukkig één worden behouden door overbrenging naar het Openluchtmuseum te Enkhuizen.

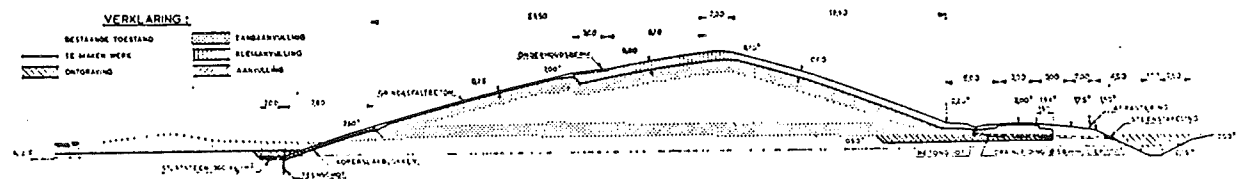
Ad 2.

Voor het dijkgedeelte tussen de buurtschapjes Koehool en Westhoek werd gekozen voor een geheel nieuwe zeedijk (zie figuur 7). Het zeer sterk landinwaarts te rugbuigende tracé van de oude zeedijk (zie figuur 4) maakte het mogelijk door bochtafsnijding een tracéverkorting van 400 m te realiseren. Doordat bovendien over nagenoeg de gehele lengte de oude zeedijk uit een „groene” zeedijk bestond, waardoor ook bij verhoging van de bestaande zeedijk een nieuwe glooiing volgens Deltanormen moest worden aangelegd, bleek de aanleg van een geheel nieuwe zeedijk voorlans de aangeslibde gronden goedkoper. De daarbij in het geding zijnde natuur- en landschapswaarden zijn al eerder vermeld.

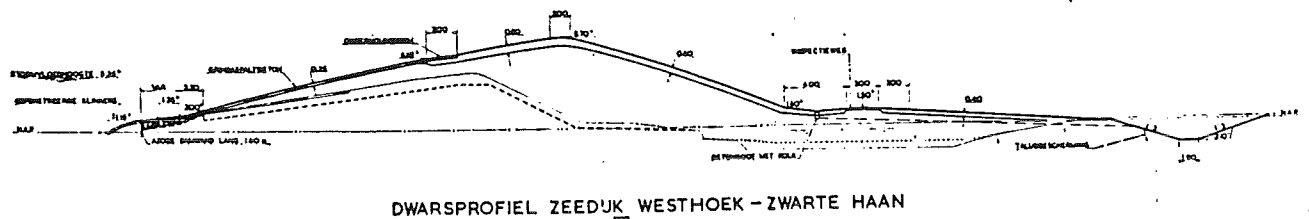
Ad 3.

Hete nieuwe dwarsprofiel van de zeedijk tussen Westhoek en Zwarte Haan is een tussenvorm van een binnendijkse en een buitendijks aangebrachte verzwaren. De nieuwe zeedijk is bij dit dijkgedeelte over de bestaande zeedijk heen gebouwd (zie figuur 8). Het buitenbehoop van de zeedijk bezat, in tegenstelling tot de overige Friese zeedijken, een zeer flauw buitenbehoop met hellingen van 1 : 7 tot 1 : 9. De taludbescherming bestond tot n.a.p. +1.10 m uit een lichte basaltglooiing, waarboven tot circa n.a.p. + 4.00 m een zeer brede baksteenglooiing. Deze was zowel qua kleur als afmeting samengesteld uit ruim 20 miljoen stuks allerhande soorten klinkers en aangebracht als kops- en halfsteensbestratingen.

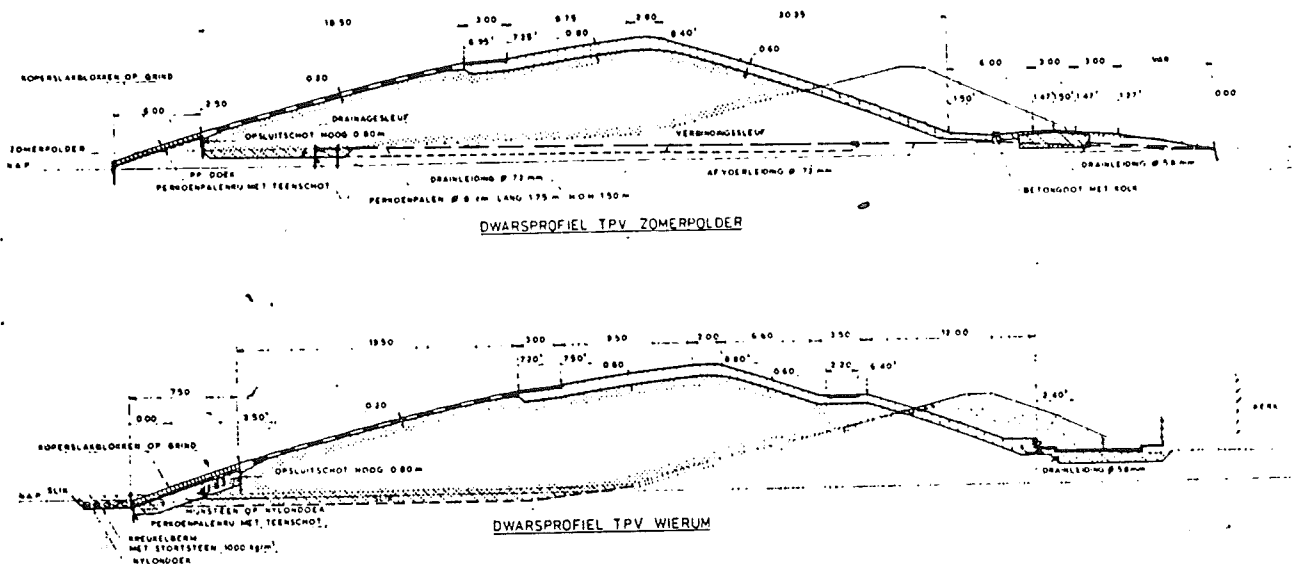
Bij het ontwerpen van het nieuwe dwarsprofiel werd aanvankelijk overwogen het zeer flauwe buitenbehoop te handhaven en de verhoging door middel van een binnendijkse verzwaren uit te voeren. Hierbij werd er van uitgegaan dat bestaande glooiing als onderdeel van de



Figuur 7. Ontwerp nieuwe zeedijk ter plaatse van bochtafsnijding tussen Koehool en Westhoek.



Figuur 8. Doorsnede dijkverhoging tussen Westhoek en Zwarte Haan.



Figuur 9. Doorsneden van buitendijkse verzwaringen.

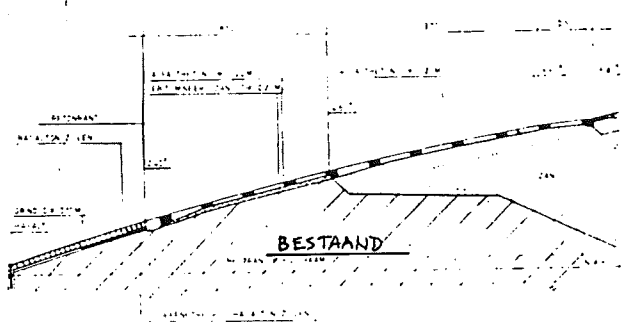
nieuwe glooiing kon worden gehandhaafd door over de baksteenglooiing een laag grindasfaltbeton aan te brengen. Afgezien van het feit dat nader onderzoek nog moest uitwijzen of deze dichte grindasfaltbetonconstructie met het oog op waterspanningen wel uitvoerbaar was, werd de lage nieuwe kruinhoogte — een gevolg van de in de berekening ingevoerde zeer flauwe buitenbeloophelling — als een groot nadeel gezien. Weliswaar zou volgens de Deltanorm, ondanks de afwijkende kruinhoogte ten opzichte van het aansluitende dijkvak en de overige dijkvakken, een even grote veiligheid tegen stormvloed en zijn verkregen, doch bij hogere stormvloed en minder zware golfaanval of anderszins zou dit dijkvak toch de zwakste schakel zijn. Bovendien zou de grindasfaltbetonglooiing vanwege de zeer grote breedte en de grote verschillen in vlakheid van de bestaande baksteenglooiing, een lelijk aanzicht krijgen. Toen dan ook uit eerste laboratorium onderzoek bleek dat over vrij grote breedten aan de onderzijde van de glooiing met overdrukken onder grindasfaltbetonbekleding moest worden rekening gehouden, is dit onderwerp verlaten. Door uit te gaan van de tot dan bij de Friese zeedijkverhoging gebruikelijke buitenbeloophelling van gemiddeld 1:5 ontstond een dwarsprofiel waardoor de nieuwe zeedijk als het ware over de oude heen werd gebouwd.

Uitvoeringstechnisch bleek dit onderwerp tijdens de uitvoering wel de nodige problemen te geven o.a. omdat vanwege ontgravingen van klei voor perskadens en kleibekledingen het waterkerend vermogen van de oude zeedijk sterk werd aangetast, ook al omdat door de aannemer zowel de binnen- als buitendijkse (zand) verzwaringen „in de natte” werden aangebracht.

Ad 4.

Bij het ontwerp van het dwarsprofiel van de zeedijk tussen de Lauwerzeedijk en de veerdam nabij Holwerd werd, uitgezonderd een 3 km lang dijkvak langs de Ternaarderpolder, gekozen voor een buitendijkse verzwaring (zie figuur 9).

In het nieuwe ontwerp zou, vanwege de aanwezige lichte klinkerverdediging op het buitenbeloop, toch een nieuwe taludverdediging volgens Deltanormen



Figuur 10. Doorsnede buitenbeloop verhoogde zeedijk langs de Ternaarderpolder.

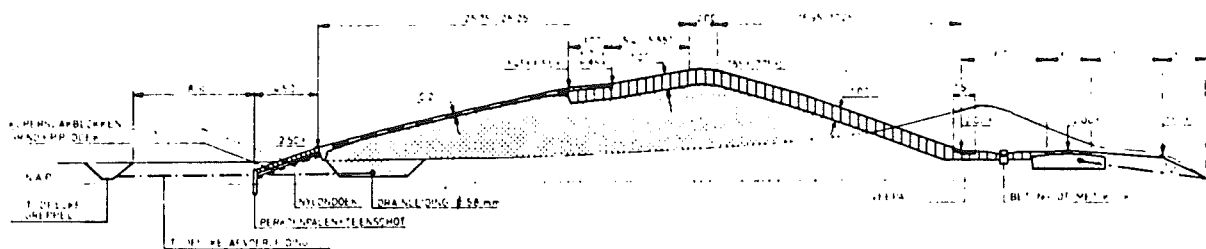
moeven worden aangelegd. Hierdoor kwam een belangrijk argument voor een binnendijkse verzwaring, waarbij de aanwezige glooiing in het algemeen wordt gehandhaafd, te vervallen.

Door de verzwaring aan de zeezijde aan te brengen, was het bovendien mogelijk aan de wensen van de eerder genoemde instellingen en organisaties tegemoet te komen. Aangezien hiertegen uit zeedefensieoogpunt geen overwegende bezwaren bestonden, werd dan ook voor het dwarsprofiel volgens figuur 9 gekozen. Een uitzondering hierop is het tijdvak langs de Ternaarderpolder, waar in 1962 in het kader van het zogenaamde zwake plekkenplan reeds een tijdelijke geringe verhoging was aangebracht middels een binnendijkse verzwaring.

Mede hierdoor — hoewel een buitendijkse verzwaring niet geheel onmogelijk was geweest — werd besloten om in aansluiting op de eerder aangebrachte zandverzwaring aan de landzijde een verdere binnendijkse verzwaring toe te passen. Tijdens de uitvoering deden zich ernstige problemen voor bij de levering van koper-slakblokken waardoor de ontworpen taludbescherming werd gewijzigd en uitgevoerd volgens figuur 10.

Ad 5.

Het dwarsprofiel voor het nog te versterken tracé tussen Zwarte Haan en de veerdam nabij Holwerd zal bij verhoging van de bestaande zeedijk waarschijnlijk



Figuur 11. Ontwerp buitendijkse verhoging volgens tracé A.

worden uitgevoerd middels een buitendijkse verzwaring volgens figuur 11. Echter is een dijkverhoging met een taludverdediging van doorgroeienden in combinatie met een flauwe buitenbeloophelling voor ver van zee afgelegde dijksgedeelten nog een mogelijk alternatief. Wel ontstaat dan het eerdergenoemde bezwaar van een lagere kruin dan de aansluitende dijkvakken. Indien echter de door de provincie Friesland aangevraagde concessie voor het bedijken van de buitendijkse gronden en landaanwinningwerken wordt verleend, wordt de bestaande uit de 14e eeuw daterende dijk ongemoeid gelaten. Figuur 12 toont een voorlopig ontwerp van het dwarsprofiel van de dan voorlangs de landaanwinningwerken aan te leggen nieuwe zeedijk. (De blijvende kruinhoogten in de figuren 11 en 12 zijn inmiddels gewijzigd in resp. n.a.p. +8.55 m en n.a.p. +8.30 m). Uit de dwarsprofielen blijkt dat bij een binnendijkse verzwaring het buitenbeloop onder een gemiddelde helling van 1:5 tot de kruin wordt doorgetrokken. Bij een buitendijkse verzwaring wordt het buitenbeloop tot circa n.a.p. +2.50 m aangelegd met een helling van 1:3 en daarboven tot de kruin met een helling van 1:5. Zowel bij de binnen- als buitendijkse verzwaring krijgt de kruin een breedte van 2 m en een binnenbeloop met een helling van 1:3, steiler is niet verantwoord in verband met het dan aanwezige gevaar van vertrappen door het beweidingsvee.

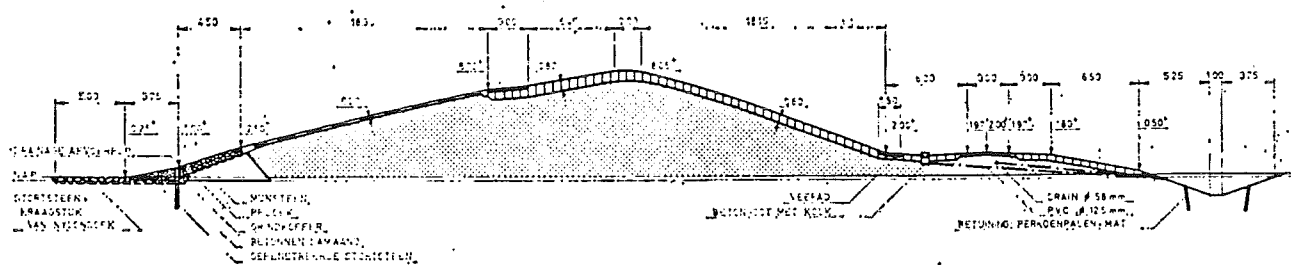
De verzwaring wordt uitgevoerd met uit de Waddenzee gewonnen zand dat voorzover niet afgedekt met een asfaltbeton- of steenbekleding wordt bekleed met een kleibekleding, dik 0.70 m op buitenbeloop en kruin en dik 0.50 m op het binnenbeloop. Op de kleibekleding wordt bovendien, ter verkrijging van een goede grasmat, een 0.10 m dikke grondlaag aangebracht van bij de ontgraving uit de oude zeedijk vrijgekomen teelaarde c.q. betere kleigrond.

Het nieuwe buitenbeloop van de buitendijkse verzwaringen wordt in het algemeen tot n.a.p. +2.50 m bekleed met een steenbekleding en daarboven tot een hoogte halverwege het ontwerppeil en de kruin van de dijk met een asfaltbetonbekleding. Uit dit laatste volgt dat de bij de binnendijkse verzwaringen van het dijkvak Afsluitdijk-Koehool gehandhaafde oude „gezeten” basaltglooiing nog aanzienlijk zal moeten worden verhoogd. Deze verhoging is om financiële redenen niet gelijktijdig met de dijkverhogingen uitgevoerd en zal eerst in de jaren 1980 - 1985 worden aangebracht.

De asfaltbetonglooiing is om reden van kostenbesparing onder een helling van circa 1:4 ontworpen, waardoor het bovenliggende buitenbeloop een flauwere helling verkrijgt. Deze flauwe helling wordt echter weer gedeeltelijk teniet gedaan door de bij de aanleg van de dijk nog, ten behoeve van de zetting van de ondergrond en klink van het ophoogmateriaal, aan te brengen overhoogte in de kruin van de zeedijk.

Bovenlangs de glooiing wordt een 2,5 tot 3 m brede onderhoudsberm aangelegd die om de circa 2 km via op- en afritten in verbinding wordt gebracht met de zogenaamde inspectieweg op de binnenberm van de zeedijk. Langs de nog niet opgetrokken oude basaltglooiing is deze onderhoudsberm tot het tijdstip dat de glooiing zal worden opgetrokken van tijdelijke aard en bestaat dientengevolge uit een klinkerbestrating, breed 3 m op klei. Ook bovenlangs de asfaltbetonglooiing werd de onderhoudsberm aanvankelijk als een klinkerbestrating op klei uitgevoerd. Hierbij werd er vanuit gegaan dat zwaardere lasten over de asfaltbetonglooiing met een helling van 1:4 zouden kunnen worden aangevoerd. Hoewel dit niet geheel onmogelijk bleek, komt het in de praktijk toch voor dat incidenteel met zware lasten over de klinkerbestrating — tevens bedoeld als geleidelijke overgang naar de grasmatbekleding — wordt gereden. Hierdoor ontstaat vooral in natte perioden spoorvorming. Om deze reden werd bij latere ontwerpen de onderhoudsberm in asfaltbeton uitgevoerd. Als overgang naar de grasmat wordt aansluitend een 1 m brede strook klinkers aangebracht. De inspectieweg op de binnenberm van de zeedijk heeft een breedte van 3 m en bestaat uit een dikte van 15 cm grindasfaltbeton. Tussen deze inspectieweg en de binnenteen van de dijk worden voor de afwatering van het hemelwater in de tussenberm betongoten met afvoerkolken geplaatst. Ten behoeve van de beweiding zijn over de dijk om de 750 m dwarsafrasteringen, bestaande uit betonpalen 0.15 m x 0.15 m met gecreosoteerde houten schroten, aangebracht. In de inspectieweg werden ter plaatse van de dwarsafrasteringen veeroosters gesteld.

Door bij de dwarsafrasteringen aan weerszijde een 3 m brede klinkerbestrating aan te brengen wordt de dijk tegen vertrappen door het beweidingsvee — dat zich graag bij hekken en stekken ophoudt — beschermd.



Figuur 12. Ontwerp nieuwe zeedijk volgens tracé D.

Versterken van de Friese zeedijken (II)

door: Ing. L. Phillipse, Provinciale Waterstaat Friesland

Uitvoering

In maart 1963 werd nabij Zurich met de uitvoering van de dijkverhogingen een begin gemaakt, waarna bijna jaarlijks een nieuw dijkvak in uitvoering werd genomen. Doorslaggevend bij de keus om bij de Afsluitdijk nabij Zurich te beginnen was dat dit dijkvak het zwaarst aangevallen gedeelte van de gehele Friese kust was. In urgentie neemt dit naar het oosten tot Zwarte Haan geleidelijk af. Wel werden beoosten van Harlingen, vanwege plannen van de gemeente Harlingen voor de aanleg van een binnendijks gelegen industriehaven enige bestekken van oost naar west uitgevoerd. Op deze wijze werd de gemeente Harlingen in de gelegenheid gesteld de plannen nader uit te werken en daarbij te onderzoeken of het wellicht mogelijk was de haven in combinatie met de dijksverhogingswerken te maken en aldus werk met werk te maken. De vaststelling van het definitieve havenplan werd door allerlei procedures dermate vertraagd dat een gecombineerde uitvoering niet meer mogelijk bleek. De haven is eerst in 1976 aanbesteed en in mei 1978 officieel geopend. Daarna volgde in urgentie het dijkgedeelte tussen de Lauwerszeedijk en de veerдам nabij Holwerd, reden waarom na het in 1973 gereedkomen van het traject Afsluitdijk - Zwarte Haan in mei 1974 met de uitvoering van dit traject nabij de Lauwerszeedijk een begin werd gemaakt. De laatste 7 km van dit traject zijn momenteel in de afwerkfase en kunnen eind 1978 worden opgeleverd. Het resterende dijkvak tussen Zwarte Haan en de veerдам nabij Holwerd was het minst urgente dijkvak, doch de uitvoering hiervan wacht op de uitslag van de concessie-aanvraag van de eerdergenoemde inpoldering.

Aanvankelijk bedroegen de per jaar aan te besteden dijk lengten ± 3 km, hetgeen voornamelijk werd bepaald door de hoeveelheid zand die per bestek in één werkseizoen tussen 1 april en 1 oktober vanuit de Waddenzee in het werk kon worden gebracht. Deze hoeveelheid bedroeg circa 800.000 m³ en kon dan bovendien nog voor het aanbreken van het stormseizoen op het buitenbehoop tot circa n.a.p. +7 m worden afgedekt met klei en teelaarde en voorzien van een tijdelijke bescherming in de vorm van een krammat. Eerst bij het dijkvak Westhoek-Zwarte Haan werd de aan te besteden dijk lengte meer dan verdubbeld tot 6,8 km. Hiertoe werd besloten omdat het uit te voeren werk zeer geïsoleerd was gesitueerd en nauwelijks toegankelijk voor de aanvoer van materialen. Hiervoor moest dan ook niet minder dan 8 km B-wegen vooraf worden versterkt en plaatselijk verbreed.

Bovendien werd een moeilijke zandwinning verwacht op de aangewezen, doch voor schepen nauwelijks bereikbare, zandwinplaats op en nabij het wantij tussen Friesland en Terschelling. Deze veronderstelling werd tijdens de uitvoering bevestigd, want niet minder dan drie zandzuigers moesten worden ingezet om de 1,8 miljoen m³ zand in 1½ werkseizoen tijdig in het werk te kunnen krijgen.

Bij de vaststelling van de dijk lengte per bestek voor het

dijkgedeelte tussen de Lauwerszeedijk en de veerдам nabij Holwerd is opnieuw gekozen voor circa 6 km dijkverbetering per bestek. Hierbij was de wens om een inmiddels opgelopen achterstand in het tijdschema in te lopen door per jaar circa 6 km dijk lengte aan te besteden de voornaamste reden. Doch ook de moeilijke procedures rond het verkrijgen van een ontgrondingsvergunning ten behoeve van zandwinningen op de Waddenzee was bij de vaststelling van de 6 km lange bestekken een belangrijk motief.

Bij uitvoering van een binnendijkse verzwaaring wordt allereerst uit de achter de dijk gelegen dijksvaart de modder verwijderd, dit geschiedde in het algemeen door middel van cutterzuigers die de specie rechtstreeks over de dijk in de Waddenzee spotten. Bij vaarten van geringe omvang wordt de vaart droog gezet en de modderspecie in de droge ontgraven en met dumpers afgevoerd en vaak eveneens in de Waddenzee gedeponeerd. Gelijktijdig worden aanwezige bestratingen, hekwerken, veeroosters enz. opgeruimd, waarna de opgeschoonde dijksvaart met uit de Waddenzee gewonnen zand werd volgespoten. De benodigde hoeveelheden klei en teelaarde voor bekleding van het zandlichaam zijn ter plaatse in de oude dijk met binnenberm voldoende aanwezig en worden zowel op de kruin van de oude dijk als in een perskade op de volgespoten dijksvaart in depot gezet. Ook de klei uit de naast de gedempte dijksvaart te graven nieuwe dijksvaart wordt in de perskade gedeponeerd. Tussen de oude dijk en de perskade wordt vervolgens het zand voor het eigenlijke dijkslichaam gespoten en omhoog gewerkt, verdicht en geprofileerd. Het perswater wordt ondertussen door zuigerspompen terug in zee gepompt. Vervolgens wordt de in depot staande klei en teelaarde op het afgewerkte zandlichaam gebracht en onder vereist profiel afgewerkt. Met het onder profiel afwerken van de dijk worden gelijktijdig de klinkerbestratingen, hekwerken, betongoten enz. aangebracht. Op het buitenbehoop worden tot n.a.p. +7 m de vers aangebrachte klei- en teelaardebekledingen in het stormseizoen tegen uitspoelen bij hoge waterstanden beschermd door kunststofweefseldoek, in het algemeen polypropyleendoek, doch aanvankelijk stromatten en vastgelegd door middel van een beheugeling bestaande uit een draadspanning met houten krampalen.

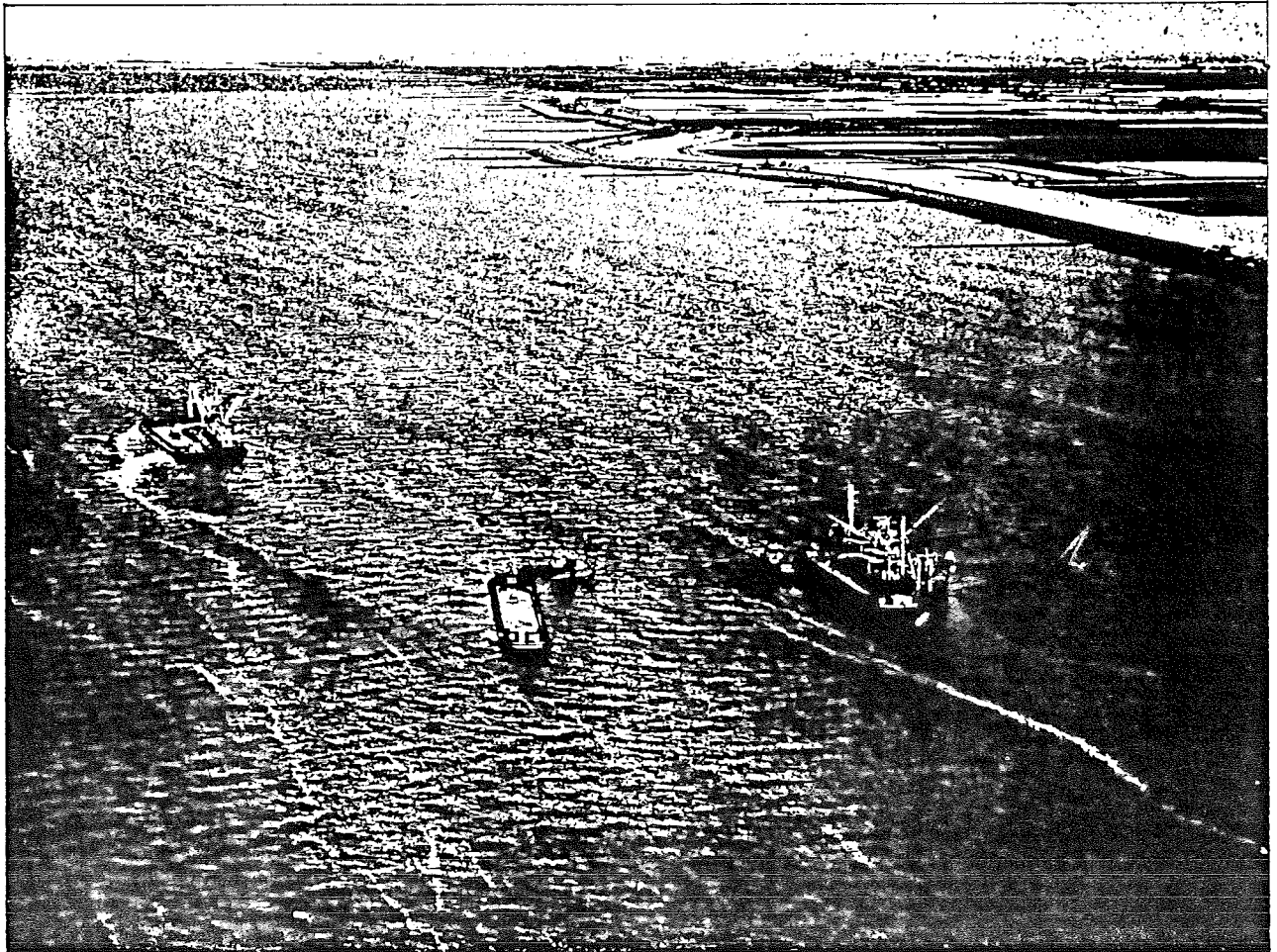
Wanneer het nog aanwezige perswater in het wegcunet voldoende is uitgetreden, kan met afwerken van het wegcunet worden begonnen. Om de ontwatering te bespoedigen worden in het wegcunet p.v.c.-drains met cocosomwikkeling aangebracht met afvoeren om de 25 m.

Bij de uitvoering van een binnendijkse verzwaaring worden in het algemeen weinig uitvoeringsproblemen ondervonden. Wel is een bezwaar dat doordringen van zoute kwel vanuit het zandstort naar de naastliggende polder ondanks afdammingen niet geheel kan worden voorkomen. Met behulp van in de polder opgestelde tijdelijke pompinstallaties kan door middel van doorspoelen dit euvel meestal snel worden verholpen.

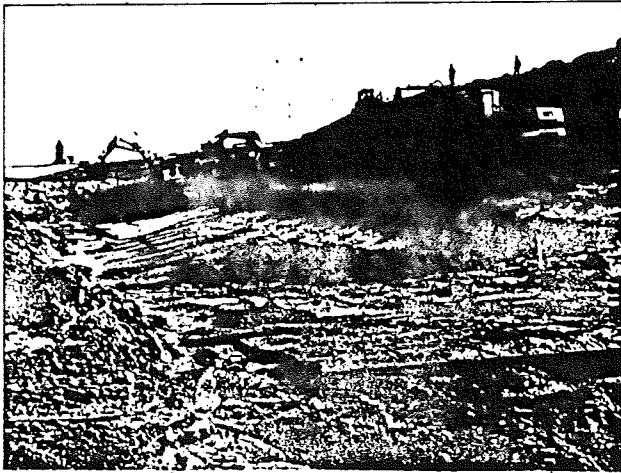
Het voor de dijk benodigde zand wordt in de Wadden-

zee gewonnen en ten behoeve van de binnendijkse verzwaringen „gespoid” door het zand te winnen via elevatorbakken (zie foto). Bij de buitendijkse verzwaringen kan het zand door middel van een profielzuiger rechtstreeks vanuit de Waddenzee in het werk worden gespoten. Dit is mogelijk door met vrij naar zee lozende stortlen te werken en daarnaast de stortlengte niet te groot te kiezen, waardoor slibafzetting binnen het te maken dijkprofiel kan worden vermeden. Alvorens bij een buitendijkse verzwaring zand kan worden gespoten moeten bij vrij aan zee liggende dijkgedeelten de onder de nieuwe dijk vallende 0,5-2 m dikke Wadsliblagen worden verwijderd. Dit geschiedde bij de uitvoering zowel door middel van cutterzuigers als door middel van draglines. Bij de laatste methode werd ongeveer op de plaats waar de teen van de nieuwe zeedijk was ontworpen door middel van rollend materieel evenwijdig met de oude zeedijk eerst een zanddam in het Wad gereden. Met behulp van de op de zanddam staande draglines werden daarna de tussen deze dam en de oude zeedijk liggende sliklagen ontgraven en in de Waddenzee gedeponereerd. Dit geschiedde zodanig dat deze sliklagen tevens als bescherming dienden van de zanddam bij hoogwater of ruwweer. Ter voorkoming van afschuivingen in de ondergrond wordt zowel bij de binnen- als buitendijkse verzwaringen het opgespoten zandpakket zo spoedig mogelijk ontwaterd. Dit geschiedde meestal door met draglines

langs de zijanten van het zandstort ontwateringsleuven te graven. Hierdoor kan het opgespoten zandpakket ook in dwarsrichting ontwateren. Nagenoeg gelijktijdig wordt bij de buitendijkse verzwaring de diepgelegen teenconstructie met de bijbehorende steenbekleding aangelegd, waardoor het zandpakket nog verder en sneller wordt ontwaterd (foto). Niettemin is het hierbij nodig dat continu een open bemaling wordt toegepast, welke meestal wordt uitgevoerd door een centrifugaalpompe te koppelen aan de aftakas van een trekker. Bij een hoog uitvoeringstempo van de hierna aan te brengen asfaltbetonglooiing is het ter verdere ontwatering bovendien noodzakelijk een langsdraainage aan te leggen, die door middel van vacuumpompen wordt bemalen. Vooral bij slibhoudend zand kan het uitreden van het perswater uit het zandpakket zolang na-ijlen dat zonder langsdraainage met vacuumbemaling de voortgang van de asfaltbetonglooiing ernstig zou worden vertraagd. Nadat het zandpakket voldoende is ontwaterd, wordt het zand boven de steenbekleding geprofileerd en verdicht. Op het geprofileerde zand wordt aan de zeezijde de asfaltbetonglooiing, dik 0,20 m, aangebracht met daarboven tot en met de kruin, alsmede op het binnenbeloop de klei- en teelaardebekleding. Evenals bij de binnendijkse verzwaring wordt in de laatste uitvoeringsfase de grindasfaltbetonweg c.a. aangebracht. Eerder is niet noodzakelijk omdat de aanvoer van voor de uitvoering benodigde materialen boven



Zandlevering van uit de Waddenzee door middel van een win- en perszuiger en elevatorbakken.



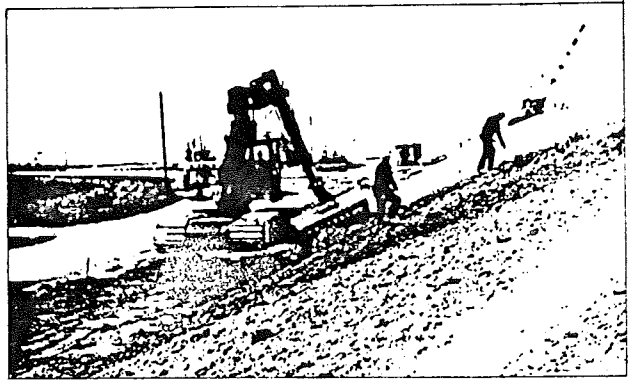
Ontwatering zandstort met aanleg teenconstructie en aansluitende mijnsteenbekleding op nylondoek.

over het opgespoten zandlichaam plaatsvindt. Ook bij het groot grondverzet voor dijkwerken worden draglines langzamerhand verdrongen door hydraulische graafmachines. Wanneer echter te ontgraven of om te zetten grond- of zandspecie in één keer over een grotere afstand dan het maximale bereik van hydraulische graafmachines moet worden verplaatst, blijven de traditionele draglines de aangewezen graafwerktuigen bij uitvoering van dijkwerken. Het onder profiel afwerken van zand, klei en teelaarde geschiedde voornamelijk door draglines met afmakers, terwijl voor de verdichting bulldozers werden ingezet. Hydraulische machines zijn voor het profileren van de meestal lange dijktaalds nog niet geschikt gebleken wegens hun geringe giekbereik, doch ook hier is een ontwikkeling merkbaar die tendert naar het toepassen van hydraulische kranen met groter bereik in combinatie met naar alle zijde kantelbare graaf (profieler) bak (zie foto). De bij de dijkwerken ingezette hydraulische graafmachines blijken steeds voornamelijk te zijn gehuurd van in de regio gevestigde loonbedrijven. Bijna zonder uitzondering zijn deze van oorsprong uitsluitend op de landbouw georiënteerde bedrijven in staat met de exploitatie van hun graafmachines en dumpers te concurreren tegen grote aannemingsbedrijven.

Zandwinning

Het voor dijkverhogingen benodigde zand wordt in de Waddenzee gewonnen. Ten behoeve van de binnendijkse verzwareningen werd daarbij als eis gesteld dat dit zand moest worden gespoeld en derhalve worden gewonnen door middel van hoppers of een bakkenladende bodemzuiger in combinatie met elevatorbakken. Echter kan niet overal op de Waddenzee worden gevaren en de voor de dijk liggende zandwinplaatsen waren dan ook vaak nauwelijks te bereiken. Om met de beladen elevatorbakken van de winzuiger naar de perszuiger te kunnen varen moest dan ook eerst met behulp van een cutterzuiger een winput worden gecutterd. Hierin werd dan tevens de perszuiger gesitueerd, die het zand via een persleiding naar het zandstort op de vaste wal transporteerde.

Indien er ter plaatse of in de nabijheid van het in uitvoering zijnde dijkwerk voldoende waterdiepte aanwezig was, werden voor het winnen van zand vaak hoppers ingezet. Dit was niet altijd een succes, omdat op de Waddenzee slechts op enkele plaatsen zogenaamd winbaar oppervlakte zand voorkomt. Ook



Afwerken binnenbeloop van de zeedijk met behulp van een hydraulische kraan met zwenkbare graafarm.

met behulp van bakkenladende bodemzuigers uitgevoerde zandwinningen bleven vooral bij de werken tussen de Afsluitdijk en Harlingen ver beneden de verwachte produktie. Dit gaf aanzienlijke achterstanden in de werkschema's die slechts door het inzetten van extra of groter materieel en meer draaiuren kon worden ingelopen. De geringe zandwinproducties worden veroorzaakt door de in het zandpakket van het te winnen zand op de Waddenzee aanwezige slibafzettingen. Hierdoor wil het zand in de winput onvoldoende bressen. Ten behoeve van de buitendijkse verzwareningen wordt het zand door middel van profielzuigers rechtstreeks vanuit de Waddenzee in het te maken werk gespoten. In verband met de ongunstige ervaring met de zandwinproducties op de Waddenzee worden door de aannemers i.p.v. profielzuigers ook wel cutterzuigers ingezet. Hierdoor was de zandwinproductie min of meer gegarandeerd, hetgeen het werkschema ten goede kwam. Tot 1972 kon op eenvoudige wijze via het Baggerreglement vergunning voor het winnen van zand op de Waddenzee worden verkregen. Daardoor konden aan de aannemers vlak voor het uit te voeren dijkvak gelegen zandwinplaatsen, op minimaal 300 m uit de wal, worden aangewezen. In 1972 trad de Ontgrondingenwet in werking, waardoor voor elke dijkverhoging ten behoeve van de zandwinning een ontgrondingsvergunning moet worden aangevraagd. Van de aanvraag wordt in de plaatselijke dagbladen melding gemaakt, waarbij staat aangegeven dat de aanvraag ter visie ligt en dat binnen 30 dagen tegen de aanvraag bezwaar kan worden gemaakt.

Door de zandwingebeden met zorg te kiezen wordt getracht bezwaarschriftprocedures te voorkomen, doch dat is niet altijd haalbaar gebleken. Zo is de Minister van C.R.M. tegen zandwinnigen op droogvallende zandplaten, in geulen ondieper dan 3-5 m en in gebieden met slibrijke gronden. Deze eisen, tezamen met eisen gesteld door de Visserij en de Vereniging tot Behoud van de Waddenzee, maken het zeer moeilijk op de Waddenzee nog zandwingebeden in exploitatie te krijgen, die bovendien nog redelijk winbaar zand bezitten. De tegen zandwinning op de Waddenzee aangevoerde bezwaren kunnen als volgt worden samengevat:

1. het gewonnen zand wordt in onvoldoende mate vanuit de Noordzee aangevoerd, zodat een verdieping van de Waddenzee het gevolg is, dan wel deze aanvoer vindt wel plaats, doch gaat ten koste van de buitendelta's van de zeegeten en de Noordzeekust van de eilanden;

2. de zandwinning welke geconcentreerd op enkele plaatsen plaatsvindt — verhoudingsgewijs zijn slechts beperkte delen van de Waddenzee geschikt of toelaatbaar voor zandwinning — kan ongunstige verstoringen geven in het beeld van geulen en platen;
3. voornoemde verstoringen in geulen en platen kunnen leiden tot het verwijderen van bestaande platen en dus van de leven bevattende bovenlaag. De elders wellicht nieuw gevormde plaat zal pas na verloop van tijd weer een volledige levensgemeenschap kunnen opbouwen. Het winnen van zand in of nabij platen kan bovendien het gevolg hebben dat grote oppervlakten organismen bevattende bovengrond in de omgeving in beweging komen bij het op natuurlijke wijze aanvullen van de ontgrondingskuil.

Aangezien over deze problematiek nog te weinig bekend is, wordt momenteel, zolang de studies daarover nog geen resultaten hebben opgeleverd, een contingentering voor de zandwinning in de Waddenzee aangehouden. Dit houdt in dat de jaarlijks in een kombergingsgebied van een zeegat te winnen hoeveelheid zand in relatie wordt gebracht tot de grootte van het getijdebied in dat zeegat.

Als maatstaf wordt daarbij aangehouden de hoeveelheid zand die gemiddeld de laatste jaren in het kombergingsgebied van het zeegat van Terschelling is gewonnen.

Bij deze aanname werd er van uitgegaan dat deze gewonnen hoeveelheid zand in het zeegat van Terschelling geen merkbare schade heeft berokkend.

Eén en ander heeft tot gevolg dat de zandwingebieden steeds verder van de dijk af komen te liggen, waardoor momenteel 4 à 5 km lange pijpleidingen met zinkers in de te kruisen geulen vanaf de zuigers over het Wad naar de wal moeten worden aangelegd. Afgezien van de veel kostbaardere uitvoering, hetgeen tot nu toe door de Minister van Verkeer en Waterstaat ten opzichte van het milieu verantwoord wordt geacht, is een uitvoering met dergelijke lange pijpleidingen met zinkers wel uiterst kwetsbaar gebleken. De tengevolge hiervan opgelopen produktieverliezen zijn aanzienlijk, doch het hierdoor ontstane tijdverlies kan voor in uitvoering zijnde dijkvakken, waar het veiligheidsaspect zo belangrijk is, zeer ernstige gevolgen hebben.

Tengevolge van de eerdergenoemde contingentering bleek het niet mogelijk al het voor één bestek benodigde zand uit de Waddenzee te winnen. Daardoor moest voor het resterende zand een zandwinplaats op de Noordzee worden aangewezen. Het zand moest derhalve door zeewaardige sleephoppers worden gewonnen en nabij de Lauwerszeedijk in diep water worden geklapt om daarna over ruim 15 km naar de te verhogen dijk te worden geperst door middel van een winperszuiger met tussenstations. Bij de aanbesteding bleek de kostprijs van dit zand circa f 11,— per m³ te bedragen, hetgeen door de Minister ten opzichte van de zandwinning op de Waddenzee, kostprijs circa f 3,— per m³, te hoog werd bevonden. Het bestek met een laagste inschrijver van f 28.900.000,— exclusief omzetbelasting, werd dan ook om financiële redenen niet gegund. De minister verstrekke nu een vergunning voor

zandwinning uit het Pinkegat, tweemaal zo groot als volgens de contingentering toelaatbaar was. De overwegingen hierbij waren dat commerciële zandwinning in dit gebied t.g.v. de moeilijke bereikbaarheid nauwelijks te verwachten was en de winning voor de dijkverhogingswerken uit het Pinkegat slechts éénmalig was. Hiertegen werden geen bezwaren aangetekend, zodat de zeer kostenverhogende Noordzeezandwinning achterwege kon blijven.

Bij de voorgenomen zandwinning uit de Noordzee bleken plotseling ook binnendijs gelegen zandwinputten concurrent te worden. Zeker in een gebied waar een toenemend gebrek dreigt te ontstaan aan goede landbouwgrond was dit een merkwaaardige ontwikkeling. Het waren dan ook landbouworganisaties die, gesteund

door de plaatselijke bevolking, in 1973 de Landelijke Vereniging tot Behoud van de Waddenzee wisten te bewegen hun beroep bij de Kroon tegen een zandwinning in de Paesensrede op de Waddenzee in te trekken. Eén en ander had wel tot gevolg dat de aanbestedingen aanzienlijk werden vertraagd, waarvoor uitvoering in hetzelfde seizoen vaak nauwelijks nog mogelijk was.

Nadat de Ontgrondingenwet van kracht werd en veelal eerst na langdurige procedures een ontgrondingsvergunning kon worden verkregen, is het meer dan voorheen — toen bijna overal op de Waddenzee binnen enkele dagen zand mocht worden gewonnen — noodzakelijk reeds voor de ontgrondingsaanvraag te weten of de gekozen zandwinplaats ook inderdaad winbaar zand bezit. Hiertoe worden in de voor een vergunningsaanvraag in aanmerking komende zandwinplaatsen pulsboringen verricht met behulp van een daarvoor uitgeruste boorbak.

Aan de hand van de hierdoor verkregen resultaten wordt de definitieve keuze van de zandwinplaats gemaakt en een ontgrondingsvergunning aangevraagd. Om de aannemers, die op de werken inschrijven, in de gelegenheid te stellen een verantwoorde kostenraming te maken, worden daarna een aantal, afhankelijk van de verkregen resultaten tijdens het boren, doch meestal vijf à zes stuks, continu gestoken boringen uitgevoerd. Deze boringen worden in het laboratorium gefotografeerd en beschreven, waarna zeefanalyses worden verricht waaruit allerlei voor de bepaling van zandwinproducties benodigde gegevens kunnen worden afgeleid. Het volledige rapport van een dergelijk onderzoek ligt — met de uit de boringen „getrokken” representatieve monsters — op de te houden inlichtingen voor de aanbesteding ter inzage.

De kosten van een dergelijk onderzoek bedroegen voor de Waddenzee tot nu toe — exclusief de kosten van vooronderzoek naar geschikte zandwinplaatsen — ca f 50.000,— à f 60.000,— per zandwinplaats. Deze kosten zijn onvermijdelijk geworden nu door het aanwijzen van de zandwinplaatsen door de opdrachtgever deze mede verantwoordelijk is geworden voor de kwaliteit van de zandput; een uitvoerige informatie kan en mag dan ook niet ontbreken.

Versterken van de Friese zeedijken (III)

door: Ing. L. Phillipse, Provinciale Waterstaat Friesland

Ontwerpaspecten dijkbekledingen

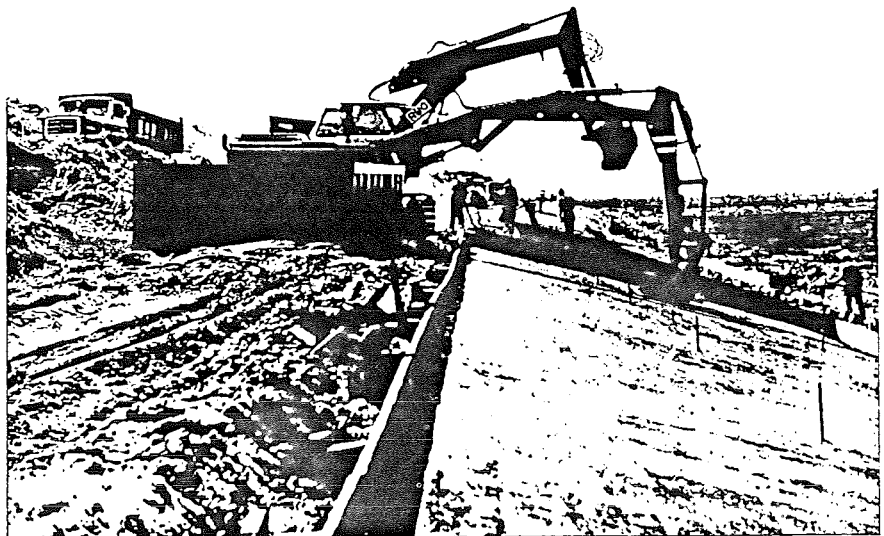
Bij het ontwerp van de glooiingconstructie speelden zowel technische als financiële overwegingen een grote rol. Uit financieel oogpunt is een asfaltbetonglooiing te verkiezen boven een koperslakblok, betonblok- of basaltzuilenglooiing. De onderlinge prijzen voor respectievelijk een asfaltbetonglooiing, dik 20 cm, koperslakblok-glooiing, dik 20 cm, en een basaltzuilenglooiing met zuilen basalt, 20 tot 30 cm, verhouden zich namelijk ongeveer als $f \times : f 2x : f 2,5x$ per m². Bij toepassing van asfaltbeton tot een te laag niveau is evenwel uit theoretische beschouwingen en in de praktijk gebleken dat waterdrukken tegen de onderzijde van de asfaltbetonbekleding zeer hoog kunnen oplopen. Dit leidt onherroepelijk tot bezwijken van de glooiingconstructie daar asfaltbeton geen trekspanningen kan opnemen. De ongunstige overdrukken welke in een bepaalde omstandigheid kunnen worden verwacht zijn voor de Friese zeedijken bepaald door de waterloopkundige afdeling van de Deltadienst met behulp van een elektrisch analogen. Uit dit onderzoek bleek dat geen overdrukken onder de asfaltbetonglooiing optreden als de bovenzijde van de steenbekleding wordt aangelegd op circa n.a.p. +2.50 m. Uiteraard speelt bij dit onderzoek de doorlatendheid van het ophoogzand mede een grote rol. Tot n.a.p. +2.50 m wordt gelet op vorenstaande een steenbekleding toegepast. Deze wordt bij vrij aan zee gelegen dijkvakken aangebracht op een onderlaag van mijnsteen met 0.10 m grind, 5/30 mm en bij aanwezigheid van hoog voorland voor de dijk, b.v. kwelder of zomerpolder, op klei met een kunststofweefsel waarop 0.10 m grind 5/30 mm. In het eerste geval is de dijksteen open, in het tweede geval dicht. De open constructie heeft het voordeel dat water dat door welke oorzaak ook toch in het dijkslichaam is getreden er ook snel uit kan en derhalve geen overdrukken kan veroorzaken. Bovendien kan tijdens de uitvoering het perswater sneller

uittreden, hetgeen de uitvoering van het werk zowel qua tijd als kosten ten goede komt. Een nadeel is echter dat de constructie veel duurder wordt doordat nu een onderlaag van 0.80 m mijnsteen op een zand-dicht kunststofweefsel moet worden aangebracht (zie foto).

De dichte constructie heeft het voordeel dat geen buitenwater in het dijkslichaam kan treden. Om eventueel via de ondergrond of anderszins in het dijkslichaam gedrongen water toch te kunnen afvoeren, wordt in het dijkslichaam achter langs de dichte teenconstructie een langsdrainage aangebracht met aftakkingen dwars door de bestaande zeedijk naar binnen toe. De afvoeren worden dubbel uitgevoerd opdat deze bij verzanden zonodig kunnen worden doorgespoeld. Voor het geval door zetting van de ondergrond de langsdrainage verstoord zou geraken, zijn de afvoeren als drain uitgevoerd en bovendien gelegd in met zand gevulde sleuven. Aangezien dit drainagestelsel moet worden aangelegd voordat het ophoogzand voor de dijk wordt gespoten, worden de drains, ter voorkoming van dichtslibben tijdens het zandsputten, aan palen opgehangen. Tijdens de uitvoering heeft een dichte teenconstructie het nadeel dat het perswater slechts via de ondergrond kan wegzakken, hetgeen afhankelijk van de doorlatendheid van het ophoogzand, weken tot maanden kan duren. Om verweking van de kleikade te voorkomen is het leggen van een extra drain en het door middel van vacuümpompen bemalen van deze drain en het drainagestelsel noodzakelijk.

Steenbekledingen

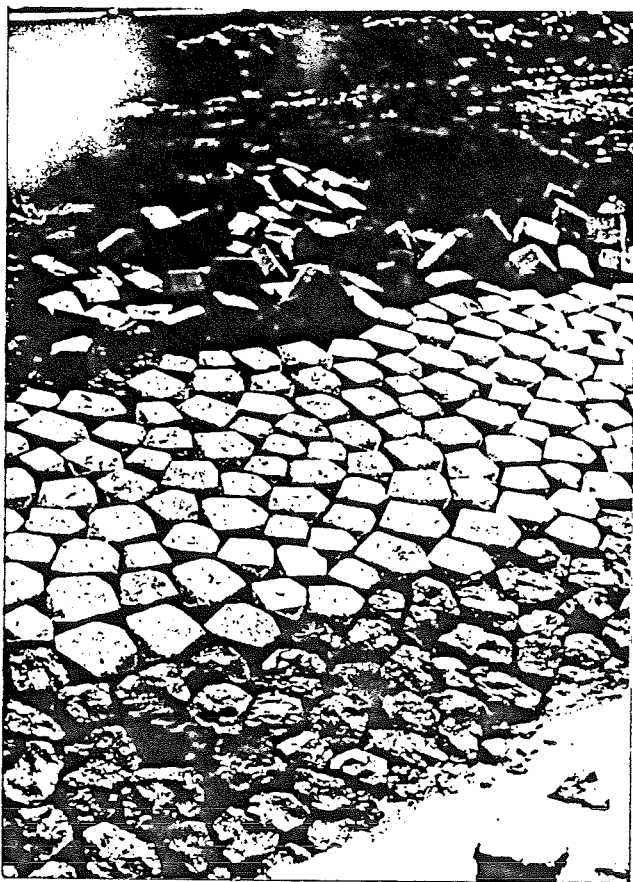
Als steenbekleding werden bij de Friese dijksverhogingen voornamelijk basaltzuilen en koperslakblokken toegepast. Aanvankelijk werd in de bestekken basalt voorgeschreven, maar omdat, zeker tot een peil van n.a.p. +2.50 m, koperslakblokken een vol-



Aanbrengen asfaltbeton op het reeds eerder aangebrachte gebitumineerde zand op klei

waardig equivalent van basalt bleken te zijn en bovendien goedkoper dan een basaltglooiing, werden later uitsluitend koperslabblokken voorgeschreven. Wel werd uiteraard uit het oude werk vrijkomend basalt in het nieuwe werk hierzet. Betonblokken werden niet toegepast vanwege het mindere soortelijke gewicht en de veel minder ogende kleur dan de koperslabblok. Bovendien moet aan de koperslabblokken waarschijnlijk een iets hogere haakweerstand worden toegekend. Bij het plotseling ernstig stagneren van de koperslabblokkenlevering vanuit Oost-Duitsland in 1976, moest dan ook naarstig worden overgeschakeld op alternatieven. Omdat de leveringsmoeilijkheden van koperslabblokken ontstonden tijdens de uitvoering van een bestek waar de ontworpen koperslabblokken aansloten op een bestaande basaltglooiing, kon op eenvoudige wijze een oplossing worden verkregen door circa 6000 m² koperslabblokken te vervangen door de inmiddels op de markt gekomen basaltzuil van ing. Kant (zie foto). Deze konden onmiddellijk uit voorraad worden geleverd. Met deze namaak basaltzuil werden goede ervaringen opgedaan, terwijl bovendien door de gelijke hoogte van de basaltzuilen een 1,5 à 2 keer zo'n hoge zetproductie per man werd bereikt dan met basaltzuilen. Als nadeel van de basaltzuil werd tot nu toe ervaren dat de vier grondvormen van de kopafmeting voor de steenzetter bij het zetten een te geringe keuzemogelijkheid biedt om nauwsluitend zetwerk te maken.

De indruk is echter wel dat als de steenzetters langduriger met deze basaltzuilen werken dit euvel minder wordt.



Basaltzuilen in aansluiting op bestaande basaltglooiing langs de Ternaarderpolder

Naast de nieuw op de markt gebrachte basaltzuil werd als vervanging van de koperslabblok ook het door Pit-beton uit Middelburg sinds kort op de markt gebrachte cementbetonblok met uitgewassen basaltsplittedklaag toegepast. Aan dit blok, dat ook wordt geleverd geheel uitgevoerd met basaltsplit als toeslagstof i.p.v. grind, waardoor een hoger soortelijk gewicht wordt bereikt, werd uiteindelijk voor de Friese situatie de voorkeur gegeven.

Door de uitgewassen deklaag ontstaat een bijzonder fraai en levendig aanzicht van een uit dergelijke blokken samengestelde betonblokglooiing, hetgeen beslist niet kan worden bereikt door aan de betonblokken alleen maar een kleurstof toe te voegen.

Asfaltbetonglooiing

Uitgangspunt bij het ontwerp van de asfaltbetonglooiing voor de Friese zeedijken was dat de asfaltmengsels zoveel mogelijk lucht- en waterdicht dienen te zijn, gemakkelijk verwerkbaar, voldoende stabiel op hellingen en sterk genoeg om golfklappen op te kunnen nemen. Enkele van deze eisen zijn strijdig met elkaar, immers voldoende lucht- en waterdichtheid wordt verkregen door een hoog bitumengehalte toe te passen. Een te hoog bitumengehalte geeft evenwel veelal moeilijkheden tijdens het verwerken van de asfaltmengsels.

Vooraf tijdens het verdichten treden t.g.v. hoge bitumen gehalten vloeiverschijnselen op, hetgeen de inleiding kan zijn van scheurvorming in het asfaltbeton. Ervaring in het samenstellen en verwerken van asfaltmengsels is dan ook van groot belang om zowel via vooronderzoek als begeleiding tijdens de uitvoering goede verwerkbare en verdichtbare asfaltmengsels op de dijkwaluds te kunnen aanbrengen.

In de wegenbouw valt het accent bij asfaltmengsels, in verband met de verkeersbelasting, op stabiliteit. Het bitumengehalte wordt mede hierdoor bepaald en mag dus niet te hoog zijn. Om toch een goede dichtheid te krijgen worden in verband hiermede zware walsen gebruikt en moet een voldoende stijve ondergrond aanwezig zijn. Voor asfaltmengsels op dijkwaluds worden echter juist aan de stabiliteit geringe eisen gesteld. Er behoeft in koude toestand nauwelijks rekening te worden gehouden met vloeiverschijnselen. Deze lichte eisen aan de stabiliteit zijn voor de toepassing van asfaltmengsels voor dijkwaluds een gunstige omstandigheid. Door het toepassen van een hoger bitumengehalte dan in de wegenbouw gebruikelijk is, kunnen de asfaltmengsels — ondanks het moeten verdichten op hellingen — toch zodanig worden verdicht dat een lage holle ruimte wordt verkregen en tevens wordt voldaan aan de belangrijke eis van lucht- en waterdichtheid. Deze eis is van uitermate groot belang voor de levensduur van asfaltglooiingen. Bij een te open asfaltmengsel treedt oxydatie op door binding van zuurstof met de asfaltbitumen met als gevolg verharding en bros worden.

Tevens kan bij een te open asfaltmengsel de asfaltbitumen worden verdrongen door toetredend water. Samenvattend kan dan ook worden gesteld dat de levensduur van asfaltdijkwaluds hoofdzakelijk wordt bepaald door een zo hoog mogelijk bitumengehalte en een zo laag mogelijk holle ruimte. Ter toelichting op deze beide laatste aspecten nog het volgende. De holle ruimte in een verdicht steenskelet, bestaat uit circa 40 volume %. Deze ruimte moet door middel van het

zand, vulstof en bitumen worden opgevuld. Kiest men bij de samenstelling van het asfaltbetonmengsel circa 65 gew. % steenslag, dan is de 40 volume % holle ruimte door de resterende 35 gew. % aan zand, vulstof en bitumen nog juist op te vullen. Een nog verdere verhoging van het steenslagpercentage zou betekenen dat de holle ruimte in het steenskelet niet meer zou kunnen worden gevuld met het uit zand, vulstof en bitumen bestaande zogenaamde asfaltmestiek. De theoretische grens tussen overvulde en ondervulde asfaltbetonmengsels ligt derhalve in de buurt van een steenslagpercentage van circa 65.

Om te voorkomen dat t.g.v. spreidingen in de samenstelling van de asfaltbetonmengsels, in het bijzonder het steenslagpercentage betreffend, het ondervulde gebied wordt bereikt is in het ontwerp mengsel gekozen voor een steenslagpercentage van circa 50 gew. %.

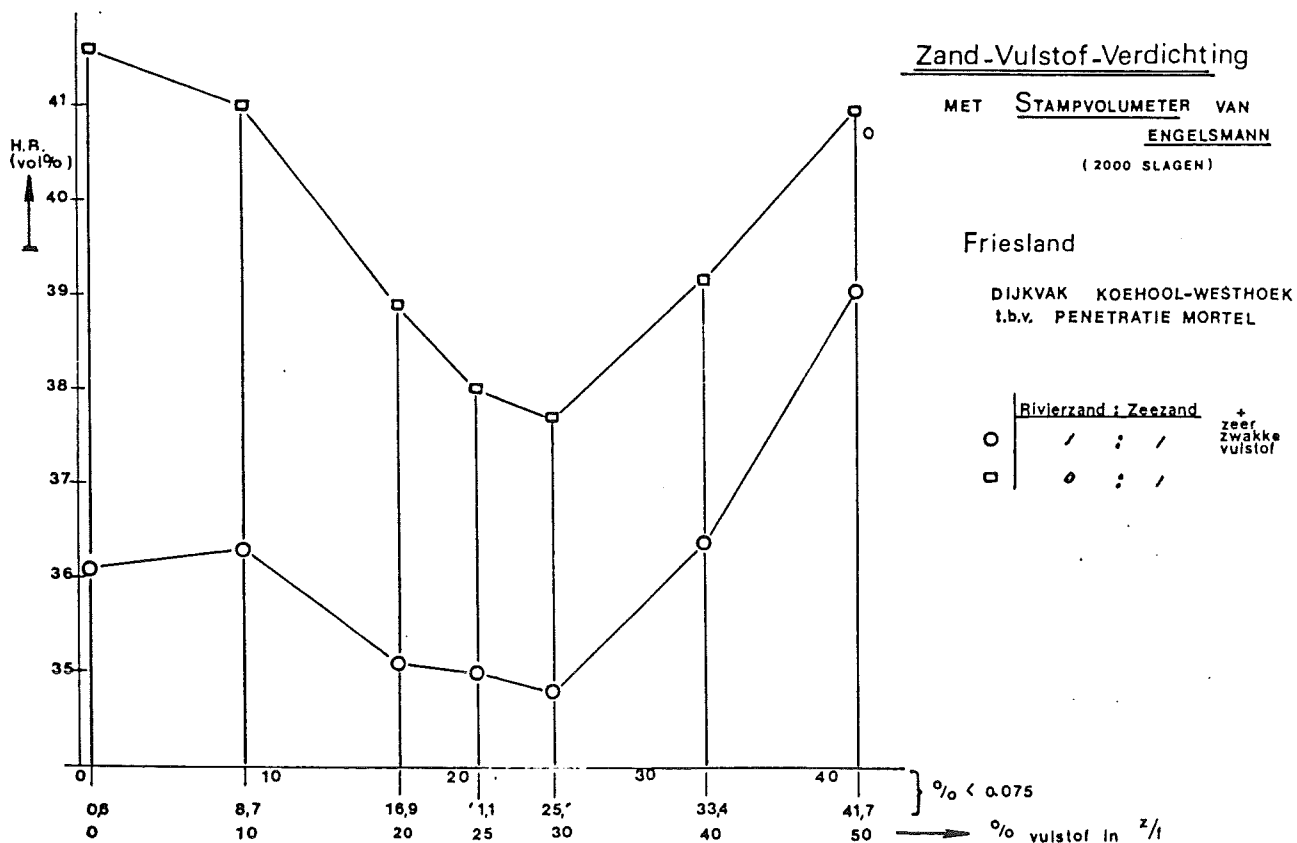
Bij een ideale verdichting waarbij de ruimte tussen de stenen geheel met de mestiek van zand, vulstof en bitumen is gevuld, moet de in het verdichte mengsel overblijvende holle ruimte dan ook worden toegerekend aan de holle ruimte in de mestiek zelf. Deze kan niet door walsen worden verminderd en wordt ook wel rest holle ruimte genoemd. Een erg belangrijke factor in de rest holle ruimte is de onderlinge verhouding tussen de vulstof en het zand. Met de stampvolumemeter van Engelsman wordt een inzicht verkregen in de minimale holle ruimte in het zand-vulstofmengsel. Figuur 14 is een voorbeeld van een dergelijk onderzoek. Hieruit blijkt dat bij een toenemend vulstofpercentage de holle ruimte afneemt, hetgeen betekent dat het asfaltmengsel bij ongewijzigd bitumengehalte t.g.v. de vrijkomende bitumen vetter wordt.

Uit financiële overwegingen wordt niet gekozen voor het bij het minimum van de grafiek behorende vulstof-

percentage, doch voor een percentage links van het minimum. Hiermede wordt, evenals bij de keuze van het steenslagpercentage, tevens rekening gehouden met eventuele spreiding van het vulstofpercentage in de „gedraaide” asfaltbetonmengsels. Ter verkrijging van een goede verwerkbaarheid is het bovendien gewenst te volstaan met een vulstofpercentage van circa 8 à 9%. Het bitumengehalte wordt vastgesteld door het slaan van een serie Marshall-tabletten. Hierbij wordt het mineraalaggregaat samengesteld volgens de hiervoren beschreven wijze. Het juiste bitumenpercentage hangt nu af van de bij de Marshall-proef gevonden waarden voor holle ruimte in combinatie met de uitgeoefende verdichtingsenergie (aantal slagen).

De vulstof moet voldoen aan de eisen, gesteld voor zeer zwakke vulstof. Deze vulstof bezit een lage holle ruimte, waardoor in het asfaltbetonmengsel zoveel mogelijk „vrije” bitumen kan worden behouden. Deze „vrije” bitumen veroorzaakt tijdens het verwerken op de taluds bij de Friese zeedijken overigens de meeste problemen en laten zich gewoonlijk al onderkennen bij het aanbrengen van het asfaltbetonmengsel op het talud. Het mengsel is dan — ondanks een juiste werkings-temperatuur — moeilijk onder profiel te harken t.g.v. de overmaat aan bitumen. Het asfaltmengsel kleeft in verhoogde mate aan de hark. Bij het daarna afrollen met een lichte wasrol (circa 600 kg) treden door de overmaat aan bitumen lichte vloeingsverschijnselen op die vaak na nog slechts één walsgang al kunnen lijden tot scheurvorming en/of afschuiven van het asfaltbeton-talud. Dat deze problemen zich kunnen voordoen ondanks een uitvoerig vooronderzoek, is het gevolg van de nog beperkte mogelijkheden om in het laboratorium het effect van het verwerken van asfaltmengsels op een helling na te bootsen. Hierdoor is het mogelijk dat een

Figuur 14.



via het laboratoriumonderzoek verkregen optimaal mengsel qua holle ruimte en bitumengehalte, waarbij door middel van een voudige vloeioproef op een helling slechts een geringe aanwijzing van de stabiliteit tijdens het verwerken wordt verkregen, in de praktijk in eerste instantie nauwelijks verwerkbaar is. Het asfaltbetonmengsel moet dan worden bijgesteld. Dit geschiedde bij de uitvoering van de Friese zeedijksverhogingen door het vulstofpercentage te verlagen met circa 1%. Hierdoor ontstaat in het zandvulstofmengsel een grotere holle ruimte (zie figuur 14) waardoor het bergend vermogen voor de „vrije” bitumen toeneemt en het asfaltmengsel minder vet wordt. Uiteraard kan door het menegeren van de hoeveelheid vulstof ook minder bitumen door de vulstof worden gebonden, doch dit bleek steeds van minder invloed te zijn dan door deze maatregel verkregen grotere bitumen kunnen bergende holle ruimte.

Bij het bewaken van de kwaliteitscontrole was daarna wel een lichte tendens tot verhoging van de holle ruimte in het totale asfaltbetonpakket merkbaar. Aangezien zich dit beperkte tot 0,1 à 0,3% en daarna overigens holle ruimte percentages werden bereikt van 1-4% werd dit terwille van een vlottere uitvoering en een betere profiel geaccepteerd. Niet altijd bleek deze maatregel afdoende en moest bovendien ook het bitumenpercentage nog met 0,1% worden vermindert. Dit geschiedde als uit de analyses bleek dat met meer dan 7% bitumen werd gewerkt. Indien dit niet het geval was, werd in de zanddriehoek verder van het ideale punt afgeweken door meer fijner wadzand toe te voegen. Dit kwam de verwerkbaarheid door toenemend omhullend oppervlak en vergroting van de beschikbare ruimte voor de ongebonden bitumen evenzeer ten goede. Ook het toepassen van zwakke i.p.v. zeer zwakke vulstof bleek een afdoende oplossing tegen de vloeiverschijnselen op de steile 1 : 4 buitenbelopen. Steeds werd echter via analyses in de bij de asfaltinstallatie aanwezige laboratoria en bij ernstige moeilijkheden in het regionale Noordelijk Wegenbouw Laboratorium te Groningen of middels adviezen van het Rijkswegenbouwlaboratorium te Delft getracht de oorzaak van de moeilijkheden op te sporen.

Niet altijd was tijdens de uitvoering de onderlinge verhouding tussen de gewichtspercentages van de mineralen de oorzaak van de vloeiverschijnselen op het be-loop. Ook het draaien met een grotere capaciteit dan de droogtrommel van de asfaltinstallatie kan verwerken leidde in een natte periode tot de constatering dat de oorzaak alleen hierin moest worden gezocht.

De holle ruimte na verdichting mag maximaal 6% bedragen; in de praktijk werden bij de uitgevoerde dijkwerken holle ruimten bereikt van gemiddeld 3%.

De ontwerpsamenstelling van het asfaltbeton voor de Friese dijktaaluds zijn de laatste jaren als volgt:

Materiaal		Massapercentage			
Door zeef	op zeef	Ontwerp	Min.	Max.	Tolerantie
C 22,5	2 mm	50	48	55	± 5
2 mm	0,063 mm	42	37	47	± 5
0,063 mm	—	8	7	10	± 1
Asfaltbitumen		7	6,5	7,5	± 0,5

Uit deze samenstelling blijkt dat dit mengsel overeenstemt met de in de nieuw verschenen Eisen R.W.S.

1978 opgenomen eisen voor waterbouwkundig asfalt. Het asfaltbeton wordt, na aanvoer vanaf de asfaltmolens, op het werk in silobakken gestort. Hieruit wordt het door een dragline met knijperbak op het talud gestort en door middel van hydraulische kranen, staande op schotten, tezamen met afmakers onder het vereiste profiel afgewerkt. Zo spoedig mogelijk hierna wordt het asfaltbeton afgerold met een rol van circa 600 kg. Dit afrollen heeft tot doel een zo'n dicht mogelijk oppervlakte-textuur te verkrijgen. Na dit voorwalsen wordt de bekleding dichtgewalst met 2-assige tandemtrilwalsen met statische gewichten van 600 tot 1300 kg. Het aantal en het gewicht van de toe te passen walsen varieert met de aan te brengen laagdikte, weersomstandigheden en aanvoer- en verwerkingscapaciteit. De asfaltbetonbekleding wordt afgedicht met een dichtingslaag, bestaande uit 1 kg asfaltbitumenemulsie, type 0 en een oppervlaktebehandeling, bestaande uit 1 kg asfaltbitumenemulsie, type 0, afgestrooid met 10 kg split 3 - 5 mm.

Bijzondere toepassingen asfaltconstructies

Bij de uitvoering van de dijkverhogingswerken in Friesland zijn nog een tweetal ongebruikelijke constructies toegepast, namelijk:

- een met asfaltmestiek gepenetreerde baksteenglooing (zie figuur 8);
- op klei aangebrachte bekleding van gebitumineerd zand waarop een asfaltbetonbekleding (zie figuur 10).

ad A Met asfaltmestiek gepenetreerde baksteenglooing.

Aanleiding tot het ontwerp van deze constructie was de grote hoeveelheid klinkerbestrating, ruim 20.000.000 stuks, die bij de uitvoering van de dijkverhoging tussen Westhoek en Zwarte Haan vrijkwam. Een groot gedeelte hiervan was voor bestrating elders ongeschikt. Dit leidde tot het gebruik van deze klinkers als steenskelet in een te penetreren glooiingsgedeelte tussen een hoogte van n.a.p. +1.15 m en n.a.p. +2 m, waarbij de onderzijde van de klinkers reikte van respectievelijk n.a.p. +0,40 m tot n.a.p. +1.50 m. Het gemiddelde hoogwater bedraagt ter plaatse circa n.a.p. +1 m. De onderzijde van deze penetratieglooing sluit aan op een oude, deels onder het slik van het voorland liggende basaltglooing en aan de bovenzijde op een asfaltbetonglooing. De klinkers werden los in een vooraf op maat gegraven cunet gestort, waarna de bovenzijde van de losgestorte klinkers onder vereist profiel werden geprofileerd. Hierna werden de klinkers met asfaltmestiek in twee à drie keer vol en zat gepenetreerd.

Alvorens dit ontwerp kon worden uitgevoerd, werd in samenwerking met het Rijkswegenbouwlaboratorium een reeks proeven opgezet die tot doel hadden na te gaan of een uit losgestorte klinkers bestaande glooiing en voldoende diep met gietasfaltmestiek kon worden gepenetreerd en welk gietmengsel daarvoor diende te worden toegepast. Dit onderzoek was noodzakelijk aangezien, voorzover was na te gaan, deze wijze van taludbekleding niet eerder voor dijkbouw was toegepast. Een belangrijke overweging daarbij is ook geweest dat het een toepassing betrof van vrij aanzienlijke grootte, namelijk 35.000 m².

In het laboratorium werden allereerst de te gebruiken toeslagstoffen zand, vulstof en bitumen onderzocht en met de stampvolumemeter van Engelsman een zandvulstofverdichtingsonderzoek uitgevoerd. Hierna wer-

den met behulp van de globale asfaltmestiek ontwerp-methode van de Shell in eerste instantie een aantal mengsels c.q. viscositeiten ontworpen en in het laboratorium op enige eenvoudige baksteenstapelings beproefd. Uit deze proeven werden drie mengsels geselecteerd waarvan de ontwerpsamenstelling in de volgende tabel 2 is aangegeven:

TABEL 2.

Mengselnummer	Rivierzand : zeezand = 1 : 1		Zeezand
	1	2	3
Zand	58,5 gew. %	60 gew. %	53,4 gew. %
Zeer zwakke vulstof	19,5 gew. %	20 gew. %	22,9 gew. %
Asfaltbitumen 80/100	22,0 gew. %	20 gew. %	23,7 gew. %
Temperatuur °C	150	170	150
Ontwerp viscositeit in Poise	100	100	100

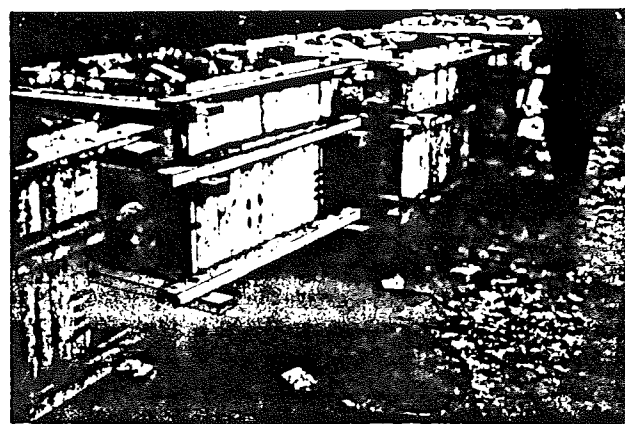
De samenstelling van de componenten was als volgt:

Rivierzand		Zeezand	
Op zeef 2,4	: 5,7 gew. %	Op zeef 2,4	: 0,1 gew. %
0,42	: 30,5 gew. %	0,42	: 0,5 gew. %
0,175	: 57,7 gew. %	0,175	: 16,4 gew. %
0,075	: 5,6 gew. %	0,075	: 81,9 gew. %
< 0,075	: 0,5 gew. %	< 0,075	: 1,1 gew. %
Zand Δ	32,5	Zand Δ	0,5
	61,5		16,6
	6,0		82,9
Dichtheid	2,632 g/cm ³	Dichtheid	2,620 g/cm ³
Zeer zwakke vulstof		Asfaltbitumen 80/100	
> 0,075	: 15,1 gew. %	penetratie	: 87,0,1 mm
poriënvolume	: 19 cm ³ /100 g	temp. R en K	: 48 C.
dichtheid	: 2,678 g/cm ³		

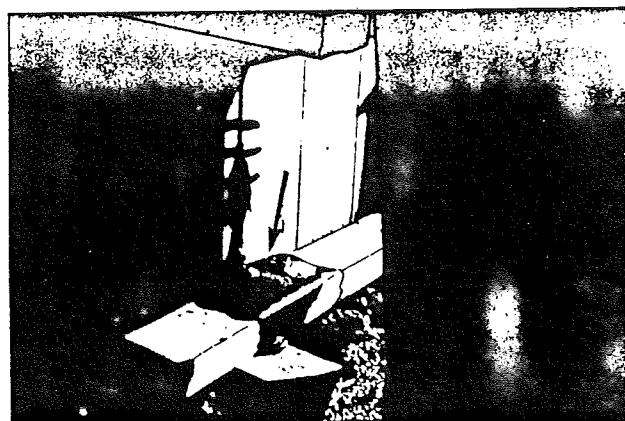
Het materiaalonderzoek is uitgevoerd volgens de „Eisen Rijkswaterstaat 1967”, waarbij nog moet worden opgemerkt dat bij de onderzochte vulstof het bitumengehalte geen maat was voor het opneemvermogen van bitumen, daarom is het poriënvolume bepaald.

De praktijkproeven vonden plaats met welwillende medewerking van de aannemers Van Hattum en Blankevoort (thans Stevin) en de Noord Nederlandse Wegenbouwmij uit Harlingen.

Voor de uitvoering van de praktijkproeven werden hou-



Eerste serie praktijkproeven mengsel no 6 (alleen zeezand).



Eerste serie praktijkproeven mengsel no 2. Mastiek loopt onder uit de kist weg.

ten kisten gemaakt met een inwendige doorsnede van 1 x 1 m², hoog 1 m en één stuk hoog 1.50 m. Deze kisten werden met baksteenklinkers afkomstig uit de glooiing gevuld en gepenetreerd met asfaltmestiek (zie foto). Bovendien werd in een model een gedeelte van het toekomstig klinkertalud van de dijk op ware grootte nagebouwd en als afsluiting van de proeven eveneens met asfaltmestiek gepenetreerd.

Tabel 3 geeft een overzicht van de eerste serie proeven.

TABEL 3.

Mengselnummer		Rivierzand : zeezand = 1 : 1						Zeezand	
		1		2		2-herhaling		3	
Ontwerp	Analyse	Ontw.	Anal.	Ontw.	Anal.	Ontw.	Anal.	Ontw.	Anal.
Zand	2,4-0,075	58,5	66,8	60	68,1	60	62,7	53,4	69,6
Vulstof	< 0,075	19,5	11,7	20	13,3	20	15,8	22,9	12,6
Asfaltbitumen	80/100	22	21,5	20	18,6	20	21,5	23,7	17,8
Penetratiestemp. °C		± 150		± 145		± 155		± 148	
Penetratie diepte in cm		100		± 50		> 100		± 100	
Opmerkingen		de asfaltmestiek vloede onder uit de kist weg		grootste deel van de asfaltmestiek bleef halverwege de kist hangen. Thermometer stuk daardoor temperatuur onbetrouwbaar.		de asfaltmestiek vloede onder uit de kist weg.		asfaltmestiek vloede aan één zijde onder uit de kist weg.	

Uit de resultaten van de analyses bleek dat de werkelijke samenstellingen nogal afweken van de ontwerp-samenstelling. Daarom werd besloten de serie proeven te herhalen, doch nu met een mengsel-samenstelling dat, o.a. gelet op de uitkomsten van de eerste serie proeven en qua prijs, als meest gewenste in aanmerking kwam. Hiervoor werd mengsel no. 2 gekozen. Er werden nu drie met klinkers gevulde kisten gepenetreerd en als afsluiting van de proef eveneens het op ware schaal gebouwde model van de glooiing.

De resultaten van deze proeven zijn vermeld in tabel 4.

TABEL 4.

Rivierzand : zeezand = 1 : 1				
Proef	Kist 1	Kist 2	Kist 3	Model op ware grootte
Analyse:				
Zand 2,4 - 0,075	69,1	70,2	68,8	12,9
Vulstof < 0,075	13,0	12,6	14,0	69,6
Asfaltbitumen	17,9	17,2	17,2	17,5
Penetratietemp. °C	± 140	130-160	150-170	165-185
Penetratiediepte in cm	± 100	± 100	± 100	> 100
Opmerkingen:	Mengsel was iets te dun.			

Uit tabel 4 blijkt dat door de asfaltinstallatie wel redelijk constant maar toch weer niet de ontwerp-samenstelling werd „gedraaid”. De afwijkingen tussen de gewenste en de „gedraaide” mengsels werd veroorzaakt door de kleine hoeveelheden die in de grote asfaltinstallatie gemaakt moesten worden. Ook het op juiste temperatuur afleveren van het mengsel bleek bij deze kleine hoeveelheden lastig te zijn. Tijdens de penetratie van het model werd ook nog de 1,5 m hoge kist gepenetreerd bij een temperatuur van 175°C. Na afloop bleek de kist volledig te zijn gepenetreerd. De penetratiediepte van het bij de laatste proef toegepaste mengsel kan derhalve veilig op groter dan 1 m gesteld worden.

Op basis van de resultaten van zowel het laboratoriumonderzoek als van de praktijkproeven werd gestelling:

rivierzand : 31 gew. %
 zeezand : 31 gew. %
 zeer zwakke vulstof : 19 gew. %
 asfaltbitumen 80/100 : 19 gew. %.

Het gekozen mengsel lag daarmee tussen het ontwerp-mengsel en het in de praktijk toegepaste mengsel, echter wel met meer vulstof. Door het vulstofpercentage

hoger te kiezen dan de in de praktijk „gedraaide” mengsels, werd een „evenwichtiger” mengsel verkregen dat juist door het hogere vulstofpercentage tijdens de uitvoering minder gevoelig was voor variaties in het asfaltbitumengehalte.

Tijdens de uitvoering bleek het gekozen mengsel uitstekend te voldoen en werden met de penetratie nauwelijks moeilijkheden ondervonden. Wel werd in het begin hinder ondervonden door het gaan drijven van een deel van het klinkerpakket waardoor afschuivingen ontstonden. Dit kon echter worden voorkomen door de penetratie in fasen uit te voeren.

Omstandigheden die los stonden van mengselproblematiek, penetratiediepte, temperatuur e.d. veroorzaakten onverwachts veel hinder tijdens de uitvoering van deze constructie. Bij enkele hoogwaters en bij harde wind werd namelijk het klinkerpakket gevuld met slijk vanaf het voor de dijk liggende slikveld. De klinkers moesten dan weer uit het glooiingscunet worden verwijderd en schoongemaakt of vervangen door schone klinkers vanuit een centraal liggend op het werk aanwezig steendepot. Om dit te voorkomen werd de uitvoering getemporeerd en eerst met het aanbrengen van het klinkerpakket begonnen als de penetratie daar direct achterna kon worden aangebracht. Door deze werkwijze ging een belangrijk voordeel van de constructie — een snelle uitvoering — deels verloren. De ondervonden moeilijkheden met het inspoelende wadslak zijn er de oorzaak van dat deze overigens uitstekende constructie bij de verdere dijkverhogingswerken niet meer is toegepast.

ad B Gebitumineerd zand met asfaltbeton op klei

Bij de binnendijkse verzwaring van de zeedijk langs de Ternaarderpolder was het aanvankelijk de bedoeling het buitenbeloop dat slechts plaatselijk met klei moest worden aangevuld, te bekleden met koperslakblokken, dik 0.25 m. Tengevolge van de eerdergenoemde plotselinge stagnatie in de koperslakblokkenlevering, moest deze constructie worden verlaten. Een asfaltbetonbekleding op zand was nauwelijks te realiseren, omdat dan een deel van het kleibuitenbeloop zou moeten worden weggegraven en vervangen door zand. Hierbij geldt echter als bezwaar dat door welke oorzaak ook tot het zandbed toetreden water niet onmiddellijk weer kan uittreden, hetgeen ontoelaatbare overdrukken en een totale verweking met vloeiverschijnselen van het zandbed tot gevolg kan hebben. Om deze redenen wordt dan ook bij binnendijkse verzwaringen op het te versterken buitenbeloop gewoonlijk een steenbezetting van bijvoorbeeld basalt, beton- of koperslakblokken op de „gezeten” kleidijk toegepast.

De blokkenglooiing vervangen door asfaltbeton werd dan ook als bruikbaar alternatief afgewezen wegens de vermeende geringe weerstand (klankbodem) die bij dichtwalsen van het asfaltbeton biedt. Zeker bij verse kleiophogingen is het gevaar niet denkbeeldig van een totaal kapot gewalste asfaltbetonglooiing t.g.v. het plastische gedrag van de onderliggende kleilaag. Bij de verhoging van de zeedijk langs de Ternaarderpolder is ge-

tracht een oplossing voor dit probleem te vinden door eerst een als tussenlaag fungerende gebitumineerd zand bekleding, dik 0.15 à 0.20 m, toe te passen. Hiervoor werd de oude „gezeten” kleidijk onder profiel afgewerkt, waarnodig met 0.10 à 0.40 m droge klei opgehoogd en daarna intensief met trilwalsen dicht en vlak gewalst. Verwacht werd dat het op deze wijze tot stand gekomen kleiprofiel voldoende weerstand zou bezitten om de laag gebitumineerd zand te kunnen verdichten. Tijdens de uitvoering werd deze positieve verwachting bevestigd en wel zodanig dat nagenoeg geen walsscheuren optraden en een verdichtingsgraad — bij een helling van 1 : 4 — van 95 à 97% kon worden bereikt. Op het gebitumineerd zand werd de eigenlijke glooiing van asfaltbeton, dik 0.20 m, aangebracht. Bij het afwalsen van deze laag werd voldoende weerstand van de tussenlaag ondervonden, waardoor geen walsscheuren optraden. De holle ruimte -percentages bleken bij onderzoek zelfs iets lager te zijn dan bij verwerking van asfaltbeton op een zandlichaam.

Omdat aan de binnenzijde van de zeedijk tegelijkertijd met de aanleg van de asfaltbetonglooiing het benodigde zand voor de dijkverzwaring werd gespoten, konden als gevolg van het uitvloeien van perswater uit het zandstort onder de te maken asfaltbetonbekleding waterspanningen worden verwacht. Hierbij was kans op scheurvorming niet uitgesloten. Daarom kan de asfaltbetonbekleding pas worden aangebracht nadat het niveau van het perswater in het dijklichaam voldoende was gezakt en daardoor het gevaar van een te grote waterspanning onder de asfaltbeton geweken was. Gezien het korte tijdsbestek waarin het buitenbeloop voor het stormseizoen diende te worden afgedekt, was het bepalen van het vroegst mogelijke tijdstip op veilig aanbrengen van de asfaltbetonbekleding voor de uitvoering van groot belang.

Teneinde het hiervorengenoemde tijdstip zo goed mogelijk te bepalen, zijn metingen verricht. Hiermede kon het verloop van de grondwaterstand in het dijklichaam worden gevolgd.

In het buitenbeloop van het bestaande dijklichaam werden waterspanningsmeters van het type Bourdonbuis toegepast, aangezien uit verricht grondonderzoek bleek dat de dijk uit weinig doorlatende klei bestond. De Bourdonbuizen gaven, behoudens een korte aanpassingstijd, een veel sneller meetresultaat dan open-peil-buizen. In het zandstort werden open peilbuizen geplaatst. Bovendien gaven de zakbaken, die als peilbuizen waren uitgevoerd, aanvullende informatie.

De metingen zijn niet gebruikt voor het bepalen van het begintijdstip voor het veilig aanbrengen van de onderlaag van gebitumineerd zand. Als gevolg van het krappe tijdschema moest deze bekleding op één plaats zelfs aangebracht worden nog voor het hoogste peil in het klei(dijk)lichaam was bereikt. Noodgedwongen moest een eventuele schade als gevolg van waterdruk onder deze bekleding van gebitumineerd zand worden geaccepteerd. Deze schade is echter niet opgetreden, dankzij het feit dat de grondwaterstanden voldoende laag bleven. Voor het verder aanbrengen van het gebitumineerd zand konden de metingen wel worden gebruikt. De metingen zijn essentieel gebleken voor een verantwoorde besluitname tijdens de uitvoering omtrent het bepalen van het vroegst mogelijke tijdstip op veilig aanbrengen van de asfaltbeton over het gebitumineerd zand en hebben als zodanig aan de verwachtingen voldaan

De gunstige ervaringen met deze constructie waren aanleiding om een te licht gebleken oude basaltglooiing nabij Zurich bij de Afsluitdijk eveneens te vervangen door een laag gebitumineerd zand op het oude „gezeten” dijklichaam met daarop als afsluiting een asfaltbetonglooiing.

Zwarte Haan-veerdam nabij Holwerd plan A of D

Eind 1978 zullen in Friesland de dijkverhogingen zo ver zijn gevorderd dat alleen nog de versterking van de zeekering tussen Zwarte Haan en de veerdam nabij Holwerd resteert.

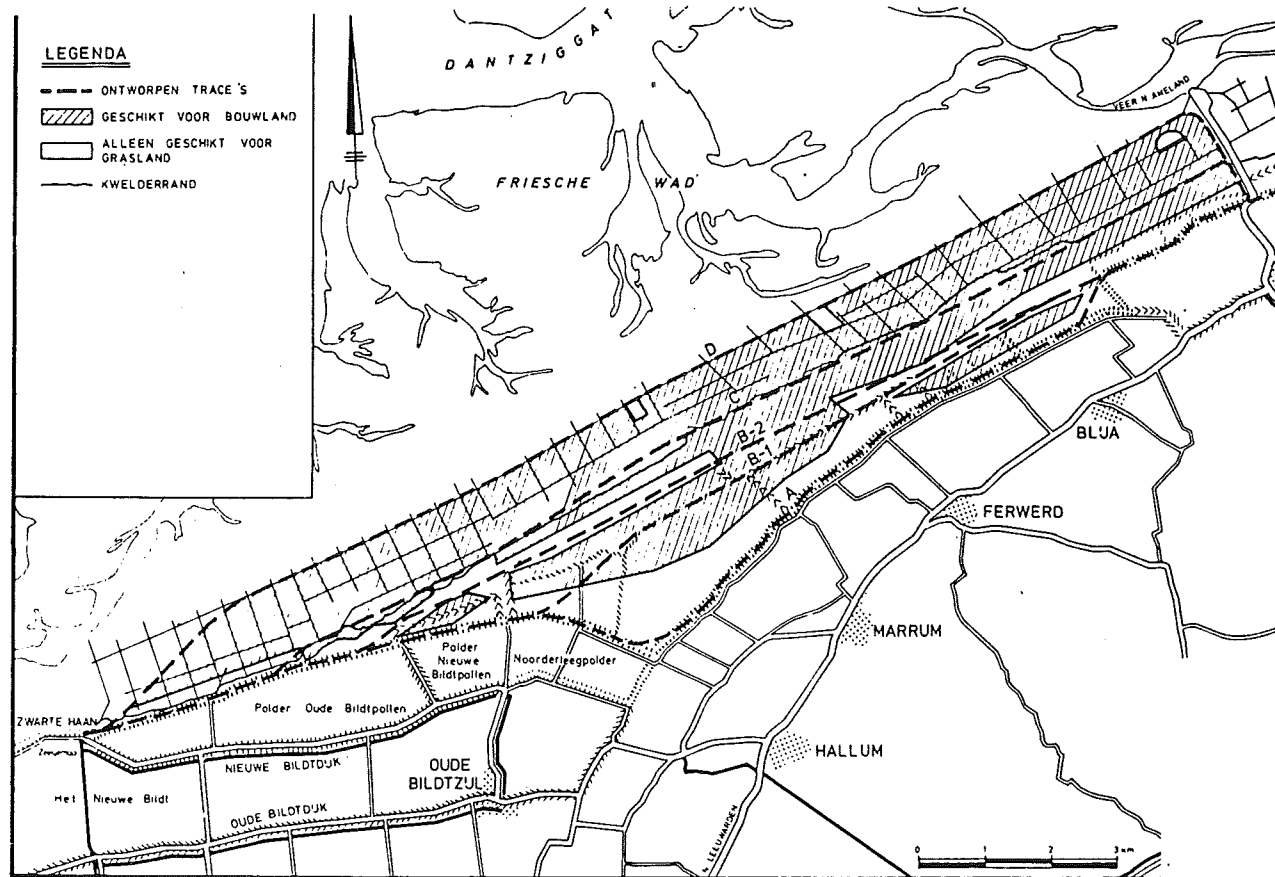
De huidige dijk van dit zeekeringgedeelte bezit een opmerkelijk inspringend tracé en vindt zijn oorsprong in het feit dat zowel aan de westzijde als aan de oostzijde regelmatig inpolderingen hebben plaatsgevonden. Langs het westelijk gedeelte tot 1754 en langs het oostelijk gedeelte tot 1580. Het tussenliggende dijkgedeelte langs Ferwerderadeel kwam daardoor terug te liggen en dateert reeds uit de Middeleeuwen (circa 1375). De beschermende werking van het hooggelegen voorland n.a.p. +1.40 m - n.a.p. + 2 m, dat praktisch over de volle lengte van het dijkvak tussen Zwarte Haan en de veerdam aanwezig is, heeft er toe geleid dat de zeedijk in de loop der tijden in bescheiden mate werd verhoogd. De gemiddelde hoogte bedraagt slechts n.a.p. +5 'm. Slechts een dijkvak aan de westzijde van het tracé is over een lengte van circa 2 km 0.50 m hoger. De verbetering van de zeekering behoort landelijk gezien dan ook tot een hoge urgentieklasse.

Zoals eerder aangegeven bevinden zich voor dit dijkgedeelte uitgestrekte zomerpolders, kwelders en landaanwinningsswerken, samen groot circa 4000 ha. Hierdoor is het mogelijk de dijkverhogingsplannen te combineren met plannen voor inpoldering van de voor de dijk gelegen gronden en landaanwinningsswerken.

Om tot een veratwoorde tracékeus te kunnen komen, werden door de provinciale waterstaat van Friesland in 1974 zeventien tracés opgezet en doorgerekend. Hiervan bleven vijf tracés over als reële mogelijkheid om eventueel in uitvoering te worden genomen. Naast plan A, de verhoging van de bestaande zeedijk, waren dat plan B-I, B-II, C en D (zie figuur 15). De plannen B-I en B-II betroffen inpolderingsplannen met dijktracés over het gebied van de zomerpolders en de kwelders waardoor respectievelijk 815 ha en 1230 ha kunnen worden ingepolderd. Deze tracés zijn ontworpen over hoge kwelgedeelten met behoud van voorland voor de dijk. De afwatering van het ingedijkte gebied is gedacht door duikers en uitmaling naar het oude land.

Hoewel deze plannen de voor de dijk liggende gronden inpolderen moeten beide plannen toch in eerste instantie worden gezien als uit zeedefensie-oogpunt interessante varianten op plan A. Dit vanwege recht-trekken kustlijn, vorming slaperdijk en behoud voordelen voorland. Op de tweede plaats komt het belang van het inpolderen van de zomerpolders, die ook in de huidige situatie reeds nuttig voor de landbouw zijn wegens beweiding door vee. De voordelen die middels deze inpoldering voor de achterliggende streek en de Friese kleibouwstreek als geheel kunnen worden behaald zijn dan ook zo klein dat ze zijn te verwaarlozen.

Plan C betreft een inpoldering met een dijktracé langs de op gemiddeld hoogwater gelegen rand van de kwel-



Figuur 15. Overzicht tracés A t/m D.

der, waardoor circa 2035 ha wordt ingepolderd. Voor de afwatering van het ingepolderde land is een zeegeemaal ontworpen.

Plan D betreft de inpoldering van de voorliggende gronden alsmede de Rijkslandaanwinningswerken met een totale oppervlakte van 3845 ha. Het tracé van de dijk is ontworpen buiten de koppen van de rijzendammen van de landaanwinningswerken. Ook bij dit plan is ten behoeve van de afwatering een geemaal ontworpen die het overtollige water naar zee afvoert. De plannen C en D zijn plannen die zijn opgesteld met als eerst doel het inpolderen van land, waarbij geprofiteerd kan worden vanwege de omstandigheid dat tevens geïnvesteerd moet worden in een dijkverhoging. Plan C is daarbij uit financieel oogpunt aantrekkelijker dan plan D, echter is de positieve invloed op de ontwikkeling van de landbouw en werkgelegenheid bij plan C beperkt, doch bij plan D groot. Beide plannen hebben een groot en nagenoeg gelijkwaardig effect op de waarden verbonden aan het natuur- en landschapsbehoud. Zou plan D om deze laatste reden worden afgewezen, dan ligt dit eveneens voor de hand voor plan C.

Plan C heeft in vergelijking met plan A een beperkt voordeel voor de ontwikkeling van de landbouw en de achterliggende streek, doch een groot nadeel wegens verlies aan waarden van natuur en landschap.

Gelet op vorenstaande zijn nagenoeg alle belanghebbenden het er dan ook over eens dat de B-plannen en plan C als alternatief voor zowel plan A als plan D moeten worden afgeraden.

Uitvoering van een inpoldering volgens plan D is geraamd op een uitgave van f 212.117.000,— tegen f 103.606.000,— bij een uitvoering volgens plan A. Het hoofddoel van de inpoldering is het winnen van akkerbouwgrond ten behoeve van het versterken van de centrumfunctie van de kleibouwstreek in het bijzonder als pootaardappel-producerend gebied.

Met de inpoldering wordt de oppervlakte aan landbouwgrond in de Friese kleibouwstreek vergroot met circa 3845 ha. Hiervan resteert na aftrek van circa 6% ten behoeve van wegen, waterlopen, beplantingen op overhoeken enz. 3614 ha, waarvan circa 1084 ha alleen geschikt is voor grasland en circa 2530 ha ook geschikt is voor bouwland.

Uitgaande van ongeveer 26% pootaardappelen in het bouwplan zou het jaarlijks beschikbaar komende areaal pootaardappelen ongeveer 660 ha zijn tegen een jaarlijks beschikbaar areaal in de Friese kleibouwstreek van 3000 - 4000 ha. Derhalve een toename van wezenlijke betekenis. Bovendien zal het gebied wegens zijn bijzonder gunstige klimatologische omstandigheden (ligging aan zee), goede bodemkwaliteit en de ter plaatse aanwezige grote vakkennis een zeer hoogwaardig produkt leveren. Een produkt dat bij uitstek geschikt zal zijn voor de export. Hierbij moet worden bedacht dat Nederland veruit het belangrijkste pootaardappelen exporterende land ter wereld is met een jaarlijks beschikbare Nederlandse pootaardappelareaal van rond de 20.000 ha. Hiervan neemt Friesland circa 3000 à 4000 ha voor zijn rekening.

Als neveneffecten van de inpoldering mag een belang-

rijke verbetering van de bedrijfsstructuur en de werkgelegenheid worden verwacht.

De organisaties en belangengroeperingen op het gebied van natuur en milieu stellen daarentegen dat inpoldering moet worden afgeraden en dat plan A moet worden uitgevoerd. Weliswaar gaat dan de te verhogen zeedijk in zijn huidige historisch gegroeide vorm verloren, maar het gehele buitendijkse gebied kan dan worden behouden. Immers, zo stellen ze, het onderhavige buitendijkse gebied is niet alleen binnen het gehele Waddengebied, doch ook nationaal en internationaal van zeer grote biologische, ornithologische en botanische betekenis. Evenzo is de functie voor mariene organismen, vooral gelet op de functionele betekenis van deze organismen in het mariene ecosysteem in de Waddenzee en het aangrenzende deel van de Noordzee van regionale, nationale en internationale betekenis. Verder betekent een inpoldering met de omvang volgens plan D, waarbij ook de kwelders worden ingepolderd, een belangrijke landschappelijke verarming. De landelijke Vereniging tot behoud van de Waddenzee, van regionale, nationale en internationale betekenis het grootste overgebleven buitendijkse gebied in Nederland is. Inpolderen zou betekenen dat het totale areaal aan dergelijke buitendijks gelegen gebieden in één klap met 40% zou verminderen.

Reeds bij de door de provinciale waterstaat verrichte studie naar de meest verantwoorde tracékeuze kwam vast te staan dat naast uitsluitend zeedefensiebelangen ook vele andere belangen bepalend waren voor de tracékeuze.

Gedeputeerde staten van Friesland verzochten dan ook op 4 februari 1975 een aantal ambtelijke en semiambtelijke diensten en instellingen in Friesland een werkgroep te vormen teneinde rapport uit te brengen over de aspecten die verbonden zijn aan de tracékeuze voor de aanleg van een nieuwe dijk tussen Zwarte Haan en de veerdam nabij Holwerd gepaard gaande met inpolderingen als alternatief op de verhoging van de bestaande dijk in het kader van de Deltawet. Hierbij werd gedacht aan de technisch-economische, agrarische, agrarisch-economische, milieutechnische, landschappelijke, natuurwetenschappelijke, planologische en financiële aspecten.

December 1975 bracht deze werkgroep een rapport uit aan gedeputeerde staten van Friesland. De conclusie van de werkgroep was dat gekozen moest worden of voor een verdere ontwikkeling van de landbouw in de Friese kleibouwstreek en als afgeleide daarvan een meerdere werkgelegenheid en de ontwikkeling van de streek in zijn algemeenheid (plan D) of voor het behoud van landschap en natuur (plan A).

Inmiddels waren allerlei groeperingen en belangengroeperingen te hoop gelopen en werden talrijke bij-

eenkomsten georganiseerd waar voor- en tegenstanders van plan A en D elkaar trachten te overtuigen. Zelfs werd een streekcomité A en een streekcomité D opgericht om respectievelijk de belangen van voorstanders van plan A en plan D te behartigen.

Op 17 maart 1976 spraken de provinciale staten uit dat de zeekering moest worden versterkt volgens tracé D. Op 6 september 1976 daaraanvolgend hebben gedeputeerde staten op grond van de Wet van 14 juli 1904, Staatsblad 147, inhoudende bepalingen omtrent het ondernemen van de droogmakerijen en indijkingen, een concessie aangevraagd voor het bedijken van de eerdergenoemde buitendijkse gronden. De bedijkingsplannen zijn daarna ter inzage gelegd. Naar aanleiding van de hierop binnengekomen 48.437 stuks bezwaarschriften hebben gedeputeerde staten op 23 maart 1977 een hoorzitting gehouden en de ingediende bezwaren onderzocht. Hiervan is op grond van voornoemde wet inmiddels op 31 maart 1978 aan de Minister van Verkeer en Waterstaat mededeling gedaan. Geheel Friesland wacht nu af wat het antwoord zal zijn op de concessie-aanvraag. De indruk bestaat dat de beslissing hierover in nauwe samenhang met de planologische kernbeslissing over de Waddenzee zal worden genomen.

TABEL 1.

Datum stormvloed	Windrichting	Stormvloed te Harlingen in m + n.a.p.	Opwaaiing te Harlingen in m.	Opwaaiing te Lauwersoog in m.
31-1-'53	W-NW ¹⁾	3.66	2.76	
1-2-'53	NNW ¹⁾	3.34	2.69	
22-12-'54	NW	3.71	2.86 ²⁾	
23-12-'54	NW	3.73	2.93 ²⁾	
20-1-'60	NW	3.21	2.58	
16-2-'62	NW	3.44	2.62	
17-2-'62	NW	2.95	2.43	
23-2-'67	W-WNW	2.99	2.01	
3-4-11-'70	WNW	3.06	2.07	
13-14-11-'73	W'NW-W	2.97	2.04	1.91
19-11-'73	NW	2.75	2.12	2.67
6-12-'73	WNW-W	2.68	2.12	2.20
13/14-12-'73	NW	3.30	2.14	2.09
3-1-'76	NW	3.17	2.36	2.38
3-1-'76	NNW	3.70	2.57	2.58
20/21-1-'76	WNW	3.52	2.32	2.04

Opmerkingen: WNW = 292,5° NW = 315° NNW = 337,5°

De gegevens zijn ontleend aan de stormvloedverslagen van de rijkswaterstaat, directie waterhuishouding en waterbeweging.

1) Vlieland.

2) Max. opwaaiing resp. 3.10 en 3.15 m 1 à 2 uur voor astronomisch hoogwater.

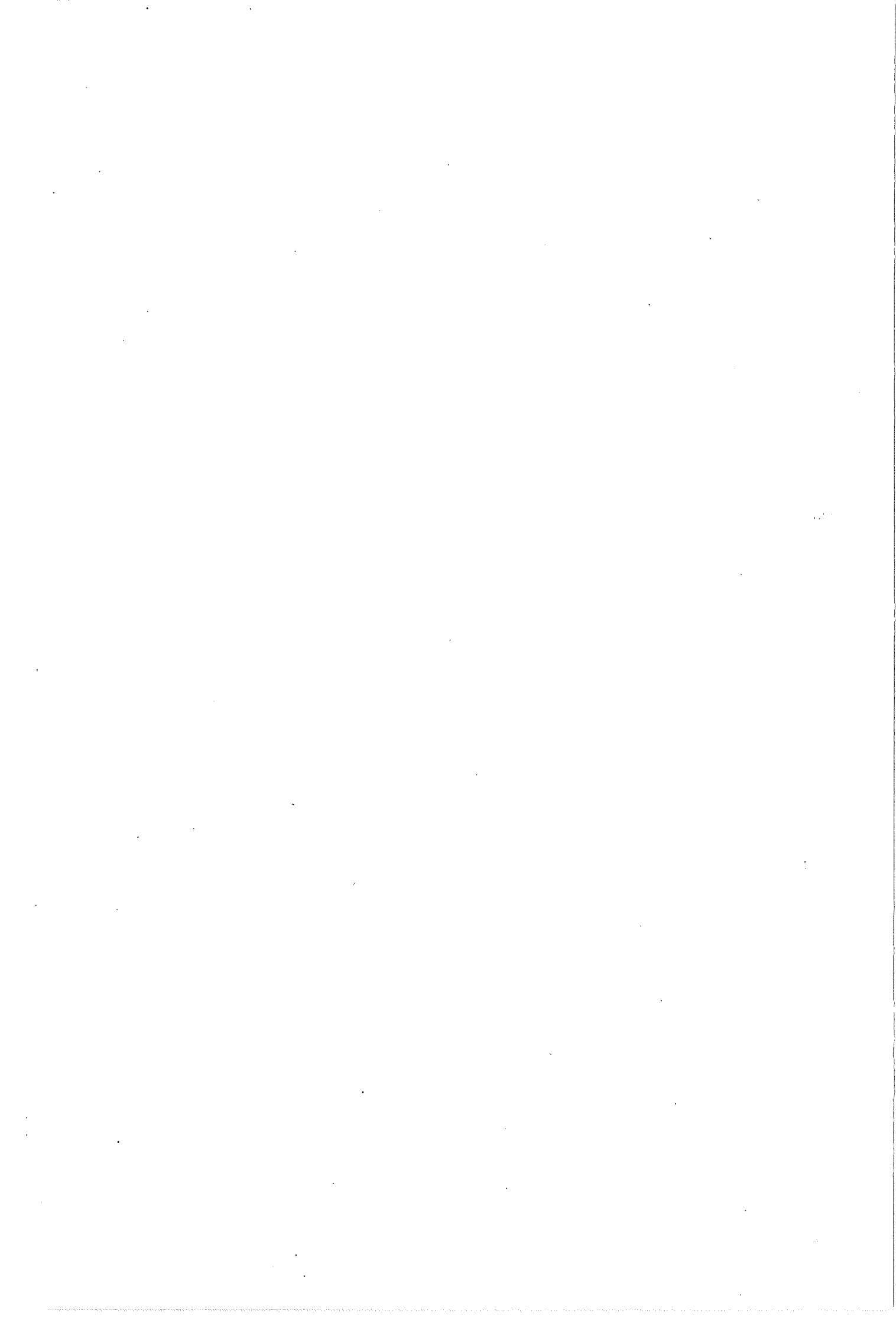
11. Literatuur

1. D. van Dantzig en J. Hemelrijk
Over de mogelijkheid van statistische voorspelling van extreem hoge waterstanden en haar grenzen
Mathematisch Centrum, Statistische Afdeling, Rapport S144, Amsterdam, 1953
2. D. van Dantzig
Nota voor de Deltacommissie, Samenvatting der uitkomsten van het econometrische decisieprobleem der dijkverhogingen
Mathematisch Centrum, Statistische Afdeling, Rapport S149, Amsterdam, 1954
3. D. van Dantzig
Schets ener oplossing van het dijkverhogingsdecisieprobleem
Mathematisch Centrum, Statistische Afdeling, Rapport S149A, Amsterdam, 1954
4. T. Edelman
Doorbraakvrije zeedijken
R.W.S.-Studie, december 1954
5. J. van der Kley / H.J. Zuidweg
Polders en Dijken
Agon Elsevier, 1969
6. R.W.S.
Waakzaam bij hoog water
Voorlichting Verkeer en Waterstaat, Den Haag
7. R.W.S., Studiedienst Vlissingen
Bijzondere objecten in de hoogwaterkeringen rond de Oosterschelde
december 1974
8. G.D. v.d. Heide
Dijkbouw in de historie
Land en Water, december 1959
9. J.C. van der Lippe
Oeverwerken in het verleden
Land en Water, juni 1959
10. J.A. Battjes
Een oude golfoploopformule gezien in het licht van moderne theorieën
De Ingenieur, Bouw en Waterbouwkunde 12, 6 november 1970
11. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen
Golfoploop en Golfoverslag
1972
12. Laboratorium voor Grondmechanica
Advanced Methods in Groundwaterflow Computation
LGM-mededelingen, Part XIX, 1978
13. P.Ph. Jansen
Principles of River Engineering
ed. Pitman, 1979

14. K.H. Brösskamp e.a.
Seedeichbau, Theorie und Praxis
Vereinigung der Nassbaggerunternehmen E.V.,
Hamburg, 1976
15. H.A.M.C. Dibbits
Nederland Waterland, een Historisch-Technisch Overzicht
Oosthoek's Uitgeversmaatschappij, 1950
16. T. Huitema
Dijken
Ed. Kosmos, Amsterdam 1947
17. R.W.S., Deltacommissie
Rapport Deltacommissie (6 delen)
1960
18. W.J. Pierson en L. Moskowitz
A proposed spectral form for fully developed wind seas based on
the similarity theory of S.A. Kitaigorodskii
Journal of Geophysical Research, Vol. 64, no. 24, december 1964
19. Shore Protection Manual
U.S. Army Coastal Engineering Research Center
1973
20. W.G. Boltje e.a.
De Hondsbossche Zeewering
Land en Water, april 1970
21. S.H. Gillebaard
i 64 Mechanisch Grootgrondverzet
22. J. de Koning
i 82A Randvoorwaarden voor het inzetten van baggerwerktuigen
1978
23. J.P.Th. Kalkwijk
De analyse der getijden
1979
24. H.H. Thomas
The engineering of large dams
John Wiley and Sons, reprinted in 1979
25. R.W.S., Directie Zeeland, Studiedienst Vlissingen
Over het berekenen van deltaprofielen
1972
26. L. Philipse, Provinciale Waterstaat Friesland
Versterken van de Friese zeedijken
Otar, december 1978, januari 1979, februari 1979
27. A. Volker
Tidal land reclamation
1974

28. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW)
Leidraad voor de toepassing van asfalt in de waterbouw
1984

29. CUR-VB/TAW
Leidraad cementbetonnen dijkbekledingen
rapport 119, september 1984



=====
APPENDIX
=====

BENAMINGEN

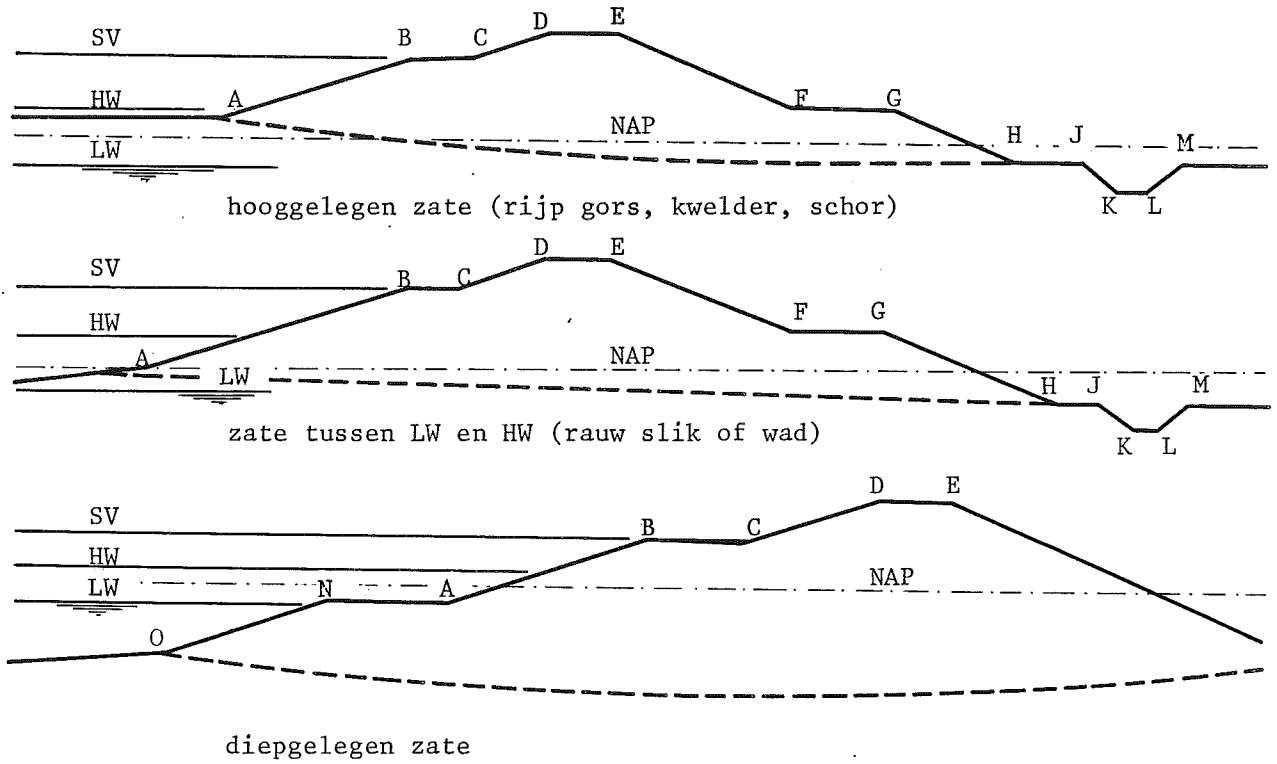
De dijken worden aangelegd op een grondslag die zool, zate of staal wordt genoemd en die op verschillende hoogten kan liggen. De allereerste dijken langs de bovenrivieren zijn gebouwd op de uiterwaarden of op de hoge oeverwallen. In het tijgebied zullen ze zijn gebouwd op een hoog opgewassen voorland: een rijp gors, kwelder of schor, dat tot de hoogte van HW en soms nog hoger kan zijn opgewassen. Later bouwt men ook dijken op een lager liggende grondslag. De zate kan daarbij liggen tussen LW en HW (rauw slik of wad), maar ook beneden LW, zelfs tot op grote diepte daaronder (b.v. bij de Deltadammen). In het algemeen worden dijken van grond geconstrueerd. De zijdelingse begrenzingsvlakken van een dijklichaam, die dus hellend zijn, zijn de belopen of taluds. Het beloop dat de hoogste waterstanden keert, is het buitenbeloop, het beloop aan de landzijde waar minder hoge waterstanden worden gekeerd (dammen) is het binnenbeloop. Het buitenbeloop wordt wel onderbroken door een berm (op stormvloedshoogte): de stormvloedsberm. Het deel van het buitentalud boven deze berm is het bovenbeloop, het deel er beneden het beneden- of waterbeloop. Het binnentalud wordt wel onderbroken door één of meer binnenbermen, vooral wanneer het een grote lengte zou verkrijgen. De onderrand van het buitenbeloop heet de teen en die van het binnenbeloop de hiel of voet van de dijk. Het bovenbeloop wordt aan de bovenzijde begrensd door de buitenkruinlijn, het binnenbeloop door de binnenkruinlijn. Tussen de binnen- en buitenkruinlijn ligt de kruin. Indien het voorland lager dan LW ligt, dan brengt men daarop, op het niveau van LW of iets daarboven, een verdedigde buiten-, laagwater-, plas- of kreukelberm aan. Ligt het voorland tussen LW en HW, dan kan men volstaan met een verdediging over enige afstand op het voorland voor de teen.

In de figuur op de volgende pagina is een aantal van de genoemde onderdelen aangegeven.

Voor wat betreft de hoogte van de dijk zijn van belang:

- de dijktafelhoogte = ontwerppeil + waakhoogte
- de aanleghoogte = dijktafelhoogte + overhoogte.

De hier gedefiniëerde aanleghoogte behoeft niet de hoogte te zijn, waarop de dijk ook werkelijk wordt aangelegd. Men kan, bijvoorbeeld in het geval dat grote zettingen verwacht worden, besluiten om de dijk lager te maken (maar wél hoger dan de dijktafelhoogte) en later één of meer dijkverhogingen uit te voeren. De werkelijk aanwezige kruinhoogte dient steeds tussen de dijktafelhoogte (minimum) en de aanleghoogte in te liggen.



Profielen van dijken op zaten van verschillende hoogten

- AB buitenbeloop (beneden- of waterbeloop)
- BC stormvloedberm
- CD buitenbeloop (bovenbeloop)
- DE kruin
- EF binnenbeloop
- FG binnenberm (inspectieweg)
- GH binnenbeloop
- HJ binnenberm
- JKLM bermsloot
- NA buiten-, laagwater-, plas- of kreukelberm
- NO onderzees beloop
- A teen
- D buitenkruinlijn
- E binnenkruinlijn
- H hiel of voet

WATERSTANDEN AFKORTINGEN

De hoogten van waterstanden worden waargenomen aan peilschalen, al of niet zelfregistrerend, die de waterhoogten aangeven t.o.v. een bepaald vergelijkingsvlak.

In onderstaand overzicht wordt een opsomming gegeven van de meest voorkomende vergelijkingsvlakken en peilen, met de daarvoor gebruikelijke afkortingen.

A.P. Amsterdams Peil

Dit is het vergelijkingsvlak ter hoogte van de gemiddelde zomervloedstand van het IJ voor Amsterdam toen dit nog in vrije gemeenschap stond met de Zuiderzee. Het A.P. is in 1891 vervangen door het N.A.P..

N.A.P. Normaal Amsterdams Peil

Aan de hand van de uitkomsten van de nauwkeurigheidswaterpassing van 1875-1887 werden met ingang van 1891 nieuwe hoogten voor de hoogtemerken uitgevoerd, waarvoor de aanduiding N.A.P. werd aangenomen. (Deze hoogten geven nauwkeuriger hoogtecijfers dan die ten opzichte van het oorspronkelijke vergelijkingsvlak, aangeduid met A.P.).

N.N. Normal Null

Dit is het vergelijkingsvlak dat in Duitsland geldt. Het is in 1897 zo goed mogelijk in overeenstemming gebracht met het Amsterdams Peil. Het verschilt nu 1 à 2 cm met het N.A.P.

E.M. État Major

Dit is het vergelijkingsvlak dat in België geldt. Dit vlak, het "Zéro du Dépôt de la Guerre", ligt 1,65 m hoger dan de slagdrempel van de sluis aan het Bassin du Commerce te Ostende. Het komt overeen met N.A.P. - 2,32 m (= NKD, Nul Krijgsdepot).

H.W.-L.W. Hoog Water - Laag Water

Dit is de top, resp. het dal van de getijkromme. De hoogte varieert ten gevolge van systematische astronomische oorzaken en van willekeurige meteorologische invloeden, in het Nederlandse kustgebied tussen 2 à 3 m boven gemiddeld H.W. en L.W. en 1 à 2 m beneden gemiddeld H.W. en L.W.

In het Nederlandse getijgebied komen in elke periode van 12 u. 25 min. een hoogwater en een laagwater voor. Het tijdstip valt op een vrijwel constante tijdsinterval na maansculminatie.

M.R. Middelbare rivierstand

Dit is het gemiddelde der 8 u. waarnemingen over de zes zomermaanden mei t/m oktober.

Voor de Rijn heeft de berekening en de toepassing van het M.R. weinig waarde, omdat de Rijn in de zomermaanden vaak vrij hoge afvoeren heeft ten gevolge van het smelten van sneeuw. Het gevolg is, dat de zomergemiddelden vaak weinig van de jaargemiddelden verschillen.

Voor de Maas is er een uitgesproken verschil tussen de wintermaanden november t/m april en de zomermaanden mei t/m oktober.

N.R. Gemiddelde of Normale Rivierstand

Dit is het jaargemiddelde der te 8 u. waargenomen standen langs de grote rivieren.

L.L.W.S. Laaglaagwaterspring

Dit is het reductievlak voor de zeekaarten en de peilingen in de riviermonden. Het wordt berekend als het meerjarig gemiddelde (in de regel over vijf jaar) van het laagste springlaagwater van elke maand. Voor Nederland wordt onder springlaagwater verstaan het L.W., voorafgaande aan of volgende op het H.W. na de maansculminatie welke het dichtst is gelegen bij 1 u. 50 min. Het L.L.W.S. is in ons land 15 tot 40 cm lager dan gemiddeld springlaagwater.

O.L.R. Overeengekomen Lage Rivierstand

Dit is het reductievlak op de Rijn en zijn takken tot aan het tigggebied. Het is de waterstand die optreedt bij de O.L.R.-afvoer te Lobith, groot $984 \text{ m}^3/\text{s}$. Deze afvoer is in de periode 1906-1930 op gemiddeld 20 ijsvrije dagen per jaar niet bereikt.

O.L.W. Overeengekomen Lage Waterstand

Dit is het reductievlak op de benedenrivieren, waarvan de onderschrijdingsfrequentie een geleidelijke overgang vormt van die van het O.L.R. der bovenrivieren (ongeveer 20 dagen per jaar) tot die van het L.L.W.S. aan de riviermond (35 à 45 daglaagwaters per jaar).

Springtij

De getijden welke optreden $1\frac{1}{2}$ à $2\frac{1}{2}$ dag na volle en nieuwe maan, worden springtijden genoemd. Bij deze springtijden wordt het hoofdmaansgetij versterkt door het zonsgetij. Zij kenmerken zich door hoge hoogwaters en lage laagwaters. De getijamplitude bij springtij is in het Nederlandse getijgebied in het algemeen gemiddeld $1\frac{1}{2}$ x de getijamplitude bij dootij.

Dootij

De getijden welke optreden $1\frac{1}{2}$ à $2\frac{1}{2}$ dag na de kwartierstanden van de maan, worden dootijden genoemd. Bij deze dootijden wordt het hoofdmaansgetij verzwakt door het zonsgetij. Zij kenmerken zich door lage hoogwaters en hoge laagwaters.

Grenspeil

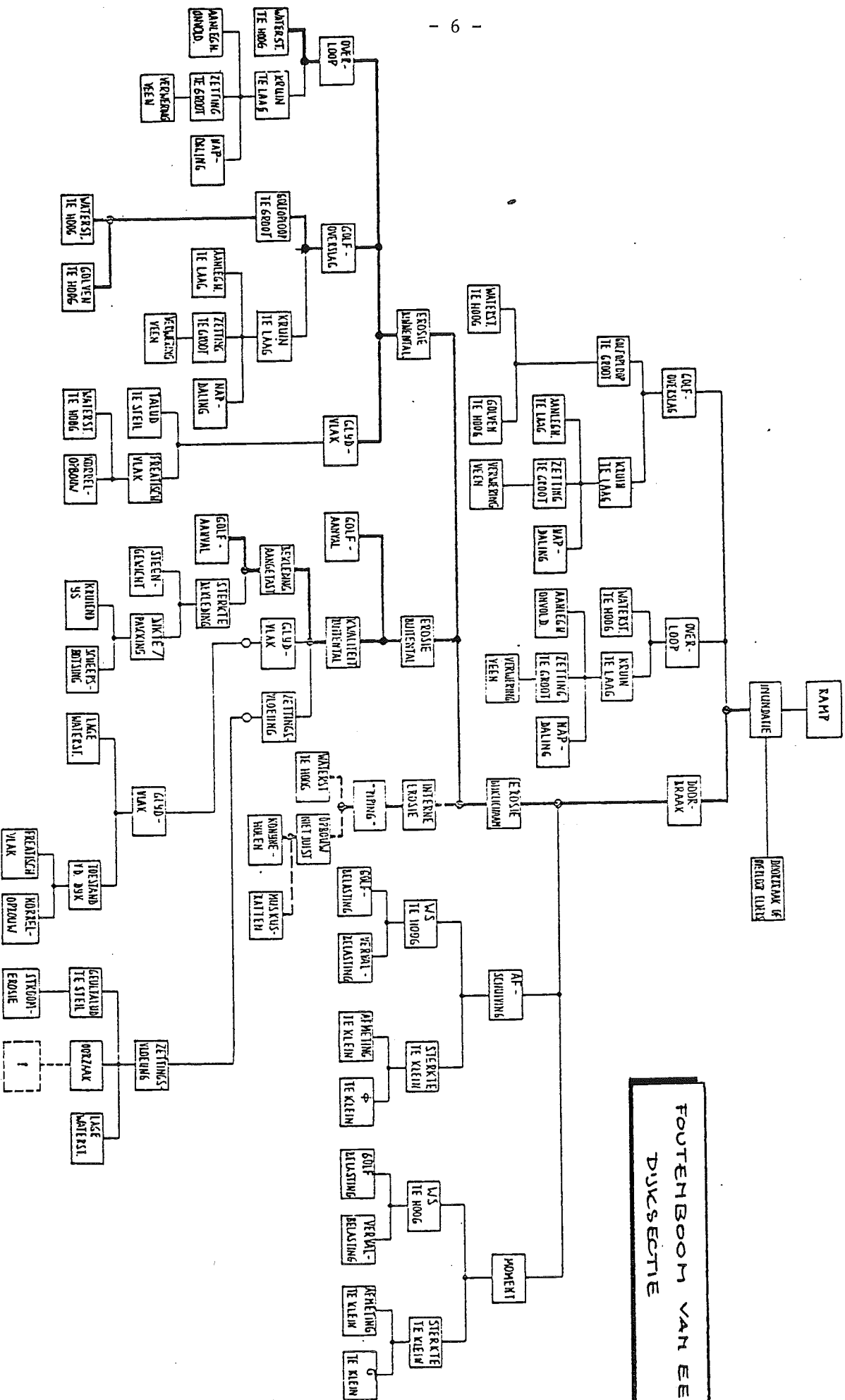
Voor plaatsen aan de kust en in het getijgebied der rivieren zijn grenspeilen vastgesteld voor de stormvloeden. Deze peilen worden gemiddeld eenmaal per twee jaar bereikt of overschreden en hebben dus een overschrijdingsfrequentie van $\frac{1}{2}$. Het grenspeil is dus de onderste grens van het stormvloedgebied.

DIJKFUNKTIES

Naar hun funktie laten de dijken zich onderscheiden in:

- a. kaden, lage dijkjes, die het water keren van kanalen, boezems of meren;
- b. zomerkaden, lage dijkjes, die de uiterwaarden aan de rivierzijde begrenzen; zij sluiten het zomerbed in en voorkomen, dat de uiterwaarden bij hoge zomerstanden van de rivier onderlopen;
- c. perskaden, lage dijkjes opgeworpen ten behoeve van opsputtingswerken;
- d. kanaal-, boezem-, meer- en polderdijken, van zwaardere afmetingen dan de eerdergenoemde kaden;
- e. bandijken, zware dijken langs de landzijde van de uiterwaarden; zij sluiten het winterbed van de rivier in;
- f. schaardijken, zware dijken onmiddellijk aan de rivier grenzende, dus zonder voorliggende uiterwaard;
- g. zeedijken, langs de zee, de zeearmen of de wadden;
- h. wakerdijken, de primaire keringen;
- i. slaperdijken, de secundaire keringen achter de wakerdijken;
- j. inlaagdijken, de dijken achter door opdringende stroomgeulen bedreigde dijkvakken van primaire waterkeringen en ter weerszijden van die vakken aansluitend aan die primaire keringen;
- k. dijken ten behoeve van reservoirs voor drinkwater of irrigatiedoeleinden;
- l. dammen, dijken die aan beide zijden door water worden begrensd;
- m. nollen, dijkgedeelten ter weerszijden van een dijkbreuk tussen het dijkgat en de aansluitingen van inlaagdijken of binnendijken;
- n. overlaten, verlaagde gedeelten in rivierdijken, dienende om in tijden van hoge rivierstanden rivierwater te doen afvloeien naar bergingsgebieden;
- o. kwelkaden en -dijken, aangelegd achter sterk kwellende rivierdijken; het zich tussen rivierdijk en kwelkade verzamelend water geeft een tegendruk tegen de rivierdijk;
- p. reservoirdijken;
- q. bouwputdijken
- r. binnendijken
- s. verkeersdammen
- t. compartimenteringdijk

**FOUTENBOOM VAN EEN
DUKSECTIE**

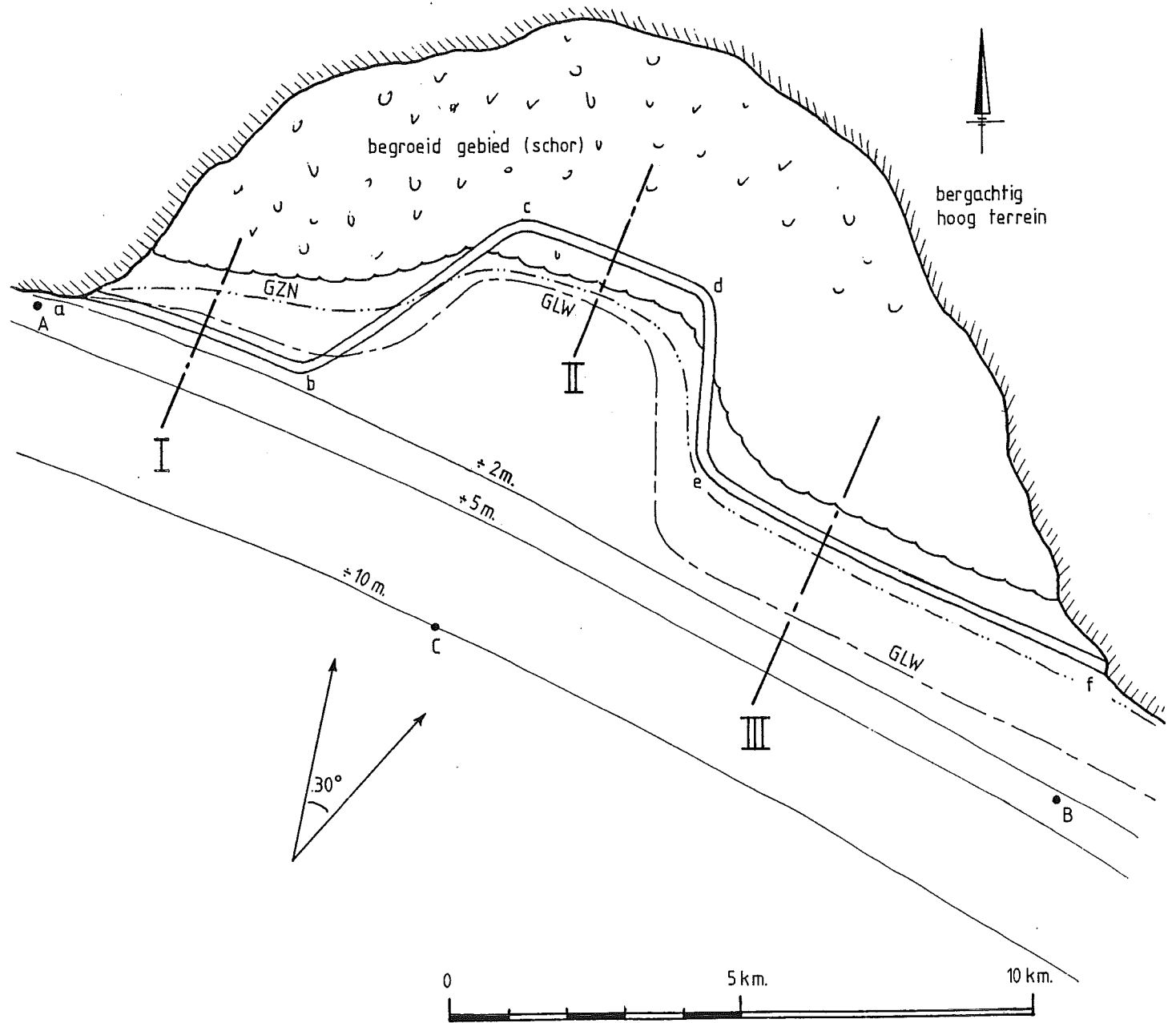


VOORBEELDOPGAVE

gebaseerd op het tentamen van 12 juni 1984.

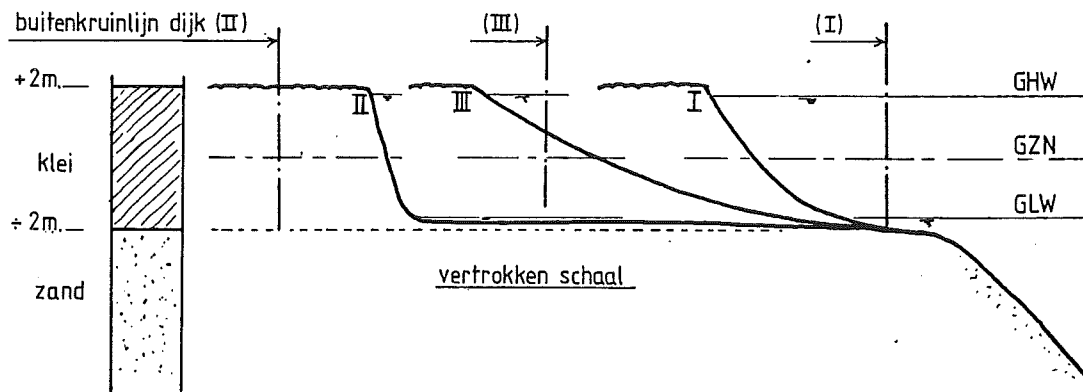
Men wil een tot 2 m boven de gemiddelde zeestand opgewassen schor (met lage begroeiing) gaan indijken om landbouwgrond te winnen (zie figuur 1, situatie).

Het tracé van de aan te leggen dijk is volgens de lijn a-b-c-d-e-f. De langs de kust lopende onderwater-oever (de -2 m lijn) dringt ter plaatse van het traject a-b in de richting van de kust op; de verplaatsing bedraagt gemiddeld 1 m/jaar. Over het traject e-f is de onderwater-oever stabiel.



Figuur 1 Situatie

De ondergrond bestaat uit een dik zandpakket. Ter plaatse van het schor bestaat de bodem beneden -2 m uit zand en er boven uit klei. Voor de dwarsprofielen van het bestaande terrein ter plaatse van de raaien I, II en III zie figuur 2.



Figuur 2 Dwarsprofielen van het terrein

Als referentievlak wordt het gemiddelde zeeniveau (G.Z.N.) aangehouden. Het getij voor de kust wordt gekarakteriseerd door:

	punt A	punt B
gemiddeld hoogwater = G.H.W. = G.Z.N.	+ 1,75 m	+ 1,90 m
gemiddeld laagwater = G.L.W. = G.Z.N.	- 1,75 m	- 1,90 m

De maximale getijstroom langs de kust bedraagt ongeveer 1,5 m/s. Van de peilschalen in de punten A en B is een meetreeks van waterstanden over 100 jaar beschikbaar. De hieruit verkregen overschrijdingsfrequenties voor de waterstanden zijn in onderstaande tabel vermeld.

Overschrijdingsfrequentie per jaar	punt A	punt B
1/2 (5.10 ⁻¹)	+ 1,90 m	+ 2,10 m
1/10 (1.10 ⁻¹)	+ 2,25 m	+ 2,60 m
1/100 (1.10 ⁻²)	+ 2,75 m	+ 3,30 m

In het punt C (op de -10 m lijn) ligt een golfmeetboei. Hiervan zijn metingen over 25 jaar beschikbaar. Deze zijn representatief voor het gehele gebied langs de 10 m dieptelijn. In onderstaande tabel zijn de uit de metingen afgeleide overschrijdingsfrequenties van de significante golfhoogte H_s weergegeven.

Overschrijdingsfrequentie per jaar	H_s in m
1/2 (5.10 ⁻¹)	0,9
1/10 (1.10 ⁻¹)	1,6
1/25 (4.10 ⁻²)	2,0

Hierbij zijn globaal de volgende verbanden gevonden tussen de piekperiode T_p respectievelijk de golflengte L en de significante golfhoogte H_s :

$$T_p = C_1 \cdot H_s \quad \text{met } C_1 = 4 \text{ (s/m)}$$

$$L = C_2 \cdot H_s \quad \text{met } C_2 = 60 \text{ (dimensieloos)}$$

Zowel de dominerende wind- als golfrichting liggen in de, in figuur 1, aangegeven sector. Van de waargenomen windsnelheden is het volgende bekend:

Overschrijdingsfrequentie per jaar	windsnelheid in m/s
1 (1.10 ⁰)	10
1/10 (1.10 ⁻¹)	15
1/100 (1.10 ⁻²)	20

De zeespiegelrijzing bedraagt 2 dm per 100 jaar. Voor de levensduur van de dijk dient 50 jaar te worden genomen.

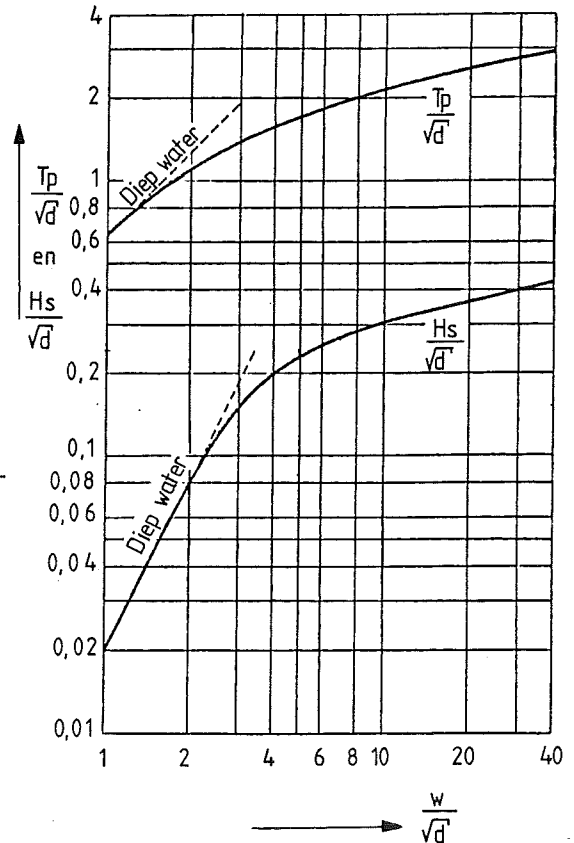
Met buistoten en dergelijke behoeft geen rekening te worden gehouden.

Voor de veiligheid van het in te polderen gebied wordt een overschrijdingsfrequentie van 1/5000 per jaar (2.10⁻⁴) aangehouden.

----- vragen:

- 1.a. Bereken de ontwerpwaterstanden voor de dijkvakken a-b, c-d en e-f.
- b. Bepaal de bij 1.a. behorende ontwerp golfhoogte H_s .
- c. Bereken de aanleghoogte van de dijk resp. voor de doorsneden I, II en III voor de grenstoestanden overlopen en overslag. Teken voor elk der drie doorsneden het dwarsprofiel van aanleg, met vermelding van de bij de berekening aangenomen randvoorwaarden. Hierbij zij gegeven dat voor de zetting van de ondergrond plus de klink van het dijklichaam het volgende kan worden aangehouden:
 - voor de dijkvakken a-b en e-f: 0,40 m
 - voor het dijkvak c-d : 0,60 m.
- 2.a. Indien de kern van de dijk uit zand wordt opgebouwd, geef dan een constructieve uitwerking met motivering van de dwarsprofielen voor de doorsneden I en II, met inbegrip van de opbouw van de dijk met bekleding, teenconstructie en aansluitende oever. Het geheel dient te zijn voorzien van peilen en globale maten.
- b. Uitgaande van dwarsprofiel I aan te geven welke functie(s) le de eigenlijke teenconstructie 2e de daarop aansluitende verdediging (plasberm) vervullen.
3. Indien milieu- en landschapseisen zwaar tellen, hoe zou dan de bekleding in samenhang met het dwarsprofiel, in doorsnede II, eruit kunnen zien?
4. Geef voor dwarsprofiel I aan welke uiteindelijke grenstoestanden een rol spelen voor het ontwerp, evenals de bouwfase-grenstoestanden.

Grafiek ter bepaling van de maximale significante golfhoogte H_s (m) en periode T_p (s) in zeeegang onder invloed van een windsnelheid w (m/s) op water van een beperkte diepte d (m), volgens gegevens van het K.N.M.I.



Beknopte uitwerking

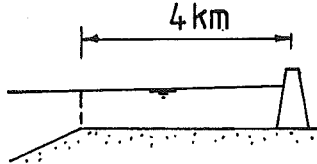
Rechtlijnig extrapoleren van de beschikbare gegevens op half-logaritmisch papier geeft bij een overschrijdingsfrequentie van 1/5000 per jaar de volgende ontwerpgegevens:

- waterstand bij punt A : G.Z.N. + 3,60 m
- waterstand bij punt B : G.Z.N. + 4,50 m
- significante golfhoogte bij punt C: 4,30 m
- windsnelheid : 28,5 m/s.

1.a. Dijkvak a-b (dsn. I, punt A) : G.Z.N. + 3,60 m

Dijkvak e-f (dsn. III, punt B): G.Z.N. + 4,50 m

Dijkvak c-d (dsn. II): gemiddeld tussen A en B geeft G.Z.N. + 4,05 m; hier moet echter de lokale opwaaiing nog bij worden geteld. Strijklengte ca. 4 km, gemiddelde diepte ca. 6 m d.w.z. opwaaiingsverhang i:



$$i = 4 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{w^2}{g \cdot d} = 54 \cdot 10^{-6}, \text{ dus de opwaaiing}$$

$$\text{bedraagt } 54 \cdot 10^{-6} \cdot 4000 = 0,22 \text{ m.}$$

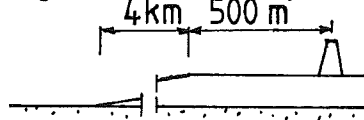
Ontwerpwaterstand: G.Z.N. + 4,3 m

b. De uit extrapolatie verkregen significante golfhoogte $H_s = 4,3$ m kan niet zondermeer worden aangehouden. Rekening moet worden gehouden met de beperking $H_s(\text{max}) = 0,5 \cdot d$

Dijkvak a-b: $d \approx 6,4$ m $\rightarrow H_s(\text{max}) = 3,2$ m $\rightarrow H_s = 3,2$ m

Dijkvak e-f: $d \approx 5,5$ m $\rightarrow H_s(\text{max}) = 2,75$ m $\rightarrow H_s = 2,75$ m

Dijkvak c-d: $d \approx 2,3$ m $\rightarrow H_s(\text{max}) = 1,15$ m; het voorland is echter lang



genoeg om opnieuw (boven de gebroken golven) een windgolf te laten ontstaan. Met behulp van de grafiek op de voorgaande bladzijde vinden we: $w/d = 18,8 \rightarrow H_s(\text{wind}) = 0,36 \cdot 2,3 = 0,83$ m.
 $H_s = \sqrt{H_{sbr}^2 + H_s(\text{wind})^2} = 1,42$ m.

NB: Deze betrekkelijk lage H_s is het gevolg van de voor de dijk liggende schor op G.Z.N. + 2 m. Men dient geregeld te controleren of deze schor niet verdwijnt. Omdat de schor bij normaal getij boven water ligt, zal dit niet veel problemen opleveren.

c. Golfoploop: $z_{2\%} = f \cdot \cos \beta \cdot \left(1 - \frac{B}{L}\right) \cdot 0,7 \cdot T_p \cdot \sqrt{g \cdot H_s'} \cdot \tan \alpha$

Hier geldt niet $H_s = 0,078 \cdot T_p^2$ dus de formule $z_{2\%} = \text{RED} \cdot 8 \cdot H_s \cdot \tan \alpha$ kan niet worden toegepast.

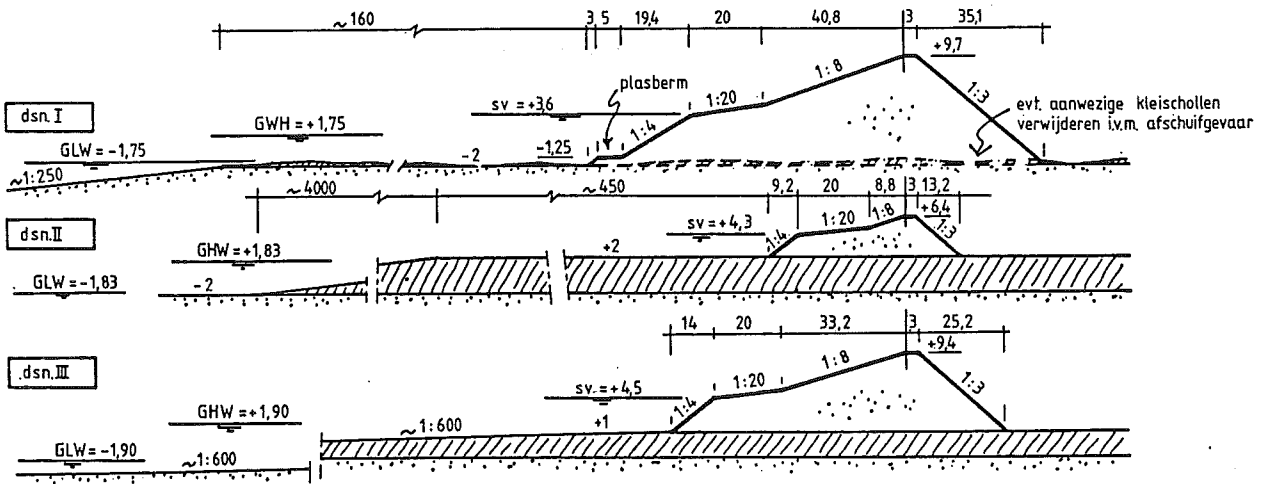
Gekozen wordt voor een stormvloedsberm met $B = 20$ m. Verder geldt $\cos \beta = 1$ (golven vallen loodrecht in), $f = 1$ (gezette elementen) en $\tan \alpha = 1/8$ (flauw talud geeft kleine golfoploop).

	H_s	T_p	L	$B_{\text{max}} = L/4$
Dsn. I	3,2 m	12,8 s	192 m	48 m
Dsn. II	1,42 m	5,7 s	85 m	21 m
Dsn. III	2,75 m	11,0 s	165 m	41 m

Dus:

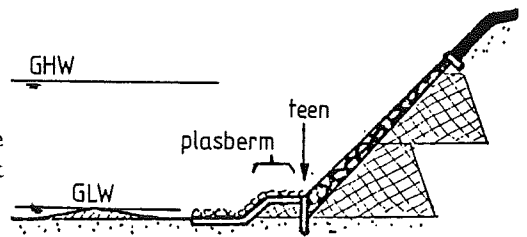
	dsn. I	II	III	
Dijktafelhoogte	• ontwerpwaterstand	3,6	4,3	4,5
	• waakhoogte: -golfoploop	5,6	1,4	4,4
	(min. 0,5 m)-buiosc. e.d.	-	-	-
Overhoogte	• relatieve zeespiegelrijzing	0,1	0,1	0,1
	• zetting + klink	0,4	0,6	0,4
AANLEGHOOGTE in m t.o.v. G.Z.N.		9,7	6,4	9,4

De dwarsprofielen zien er als volgt uit:



2.a. Zie volgende bladzijde.

b. 1e Teenconstructie: bv. houten damwand.
 Dient om kleine ontgravingen bij de teen tegen te gaan, om de bovenliggende bekleding te steunen, om evt. kraagstuk aan te bevestigen, als overgang tussen plasberm en glooiing, en (afhankelijk van de lengte) om de kwelweg te verlengen.

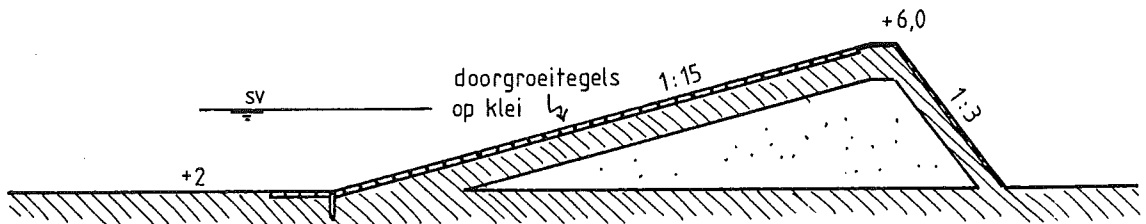


2e Plasberm: bv. kraagstuk met bestorting.

Dient ter bescherming van de teen en om ontgravingen voor de teen tijdig te kunnen signaleren.

3. Onopvallend, d.w.z. laag en met natuurlijke bekledingsmaterialen. Bv. talud 1:15, geen SV-berm, groene dijk d.w.z. bekleding van doorgroeitegels.

$$z_{2\%} = 0,7.5.7.\sqrt{9,81.1,42} / 15 = 1,0 \text{ m} \rightarrow \text{aanleghoogte G.Z.N.} + 6,0 \text{ m.}$$



4. Grenstoestanden dwarsprofiel I

- Eindfase:
- overlopen
 - overslag
 - erosie buitentalud
 - mechanische beschadiging buitentalud
 - afschuiven buitentalud
 - afschuiven binnentalud
 - lokale instabiliteit binnentalud
 - interne erosie
 - erosie onderzees beloop

- Bouwfase:
- erosie perskaden (instabiliteit)
 - opbarsten dichte bekleding (t.g.v. perswater)
 - erosie buitentalud
 - beschadiging bekleding
 - erosie onderzees beloop

