324.1 VEL 1505

Technische Hogeschool Delft
Afdeling der Civiele Techniek

Polders en Waterkeringen

college f3

Gedeelte Waterkeringen

prof. ir. P.A. van de Velde

Delft, februari 1976

f. 2,20

L.S.

Bij de samenstelling van elk diktaat wordt er uiteraard naar gestreefd om fouten te voorkomen en de inhoud zo overzichtelijk mogelijk aan te bieden.
Niettegenstaande dat kunnen toch onduidelijkheden voorkomen en kunnen fouten zijn ingeslopen.
Indien U dan ook bij de bestudering van dit diktaat:

- onjuistheden ontdekt
- op onduidelijkheden stuit
- of gedeelten ontmoet, die naar Uw mening nadere uitwerking behoeven, verzoeken de samenstellers U dringend hen daarvan mededeling te doen.

Bij de volgende drukken kunnen dan op- en aanmerkingen worden verwerkt ten gerieve van toekomstige gebruikers.
Zonodig kan ook nog in de lopende cursus voor verduidelijking worden gezorgd.

750879

Inhoudsopgave

Hoofdstuk		bladz.
1.	Inleiding	1
2.	Benamingen	4
3.	Waterstanden	6
4.	Golven en golfoploop	18
5.	Het dwarsprofiel	29
	a. Waterstand en golfoploop	29
	b. De kruinhoogte	41
	c. De stabiliteit	46
	d. De opbouw	57
	e. De bekledingen	60
6.	Dijkdoorbraken	75
7.	Verbeteren van bestaande dijken	81
8.	Dijkbewaking bij dreigend gevaar	84
9.	Voorbeeld ontwerp	87

Waterkeringen

Naar het college van prof.ir. P.A. van de Velde

1. Inleiding

Overal ter wereld waar de mens zijn leefgebied wil beschermen tegen overstroming van meren, rivieren of zeeën, treft men dijken aan. Het waren vooral de gebieden aan de monden van de rivieren, de delta's die, wegens hun vruchtbaarheid, voor vestiging van de mens in aanmerking kwamen. Het door de rivieren meegevoerde slib heeft daar vlakke gebieden gevormd die gemakkelijk te bewerken zijn.
De jaarlijkse overstromingen, in verleden en heden, brachten weliswaar veel vruchtbaar slib aan, maar veroorzaakten ook enorme verliezen aan mensenlevens, oogsten enz. Het is duidelijk dat men door het bedijken van deze gebieden aan die overstromingen paal en perk wilde stellen.
Ook in Nederland, voor een groot gedeelte deltagebied van Rijn, Maas en Schelde, zijn veel dijken gebouwd om het land bewoonbaar te maken en te houden. Door en vanwege het Rijk, de Provincies en de Waterschappen wordt aan de dijken veel zorg besteed.
In deze eeuw werd naast de Staatscommissie Lorentz, die de invloed van de afsluiting van de Zuiderzee op de getijstromen, waterstanden en stormvloedstanden in de Waddenzee onderzocht, nog een drietal commissies ingesteld dat zich met de dijken bezighield en -houdt:
in 1939 werd een commissie ingesteld tot onderzoek van de dijken, vooral van de zeedijken. Tot de opdracht van deze commissie behoorde o.m. het nagaan op welke stormvloedstanden zou moeten worden gerekend. Voorts moest worden nagegaan welke dijken niet aan de gestelde eisen voor wat betreft de constructie en hoogte voldeden en hoe ze verbeterd konden worden.
Een door de commissie ingesteld onderzoek naar de voorgekomen hoogwaterstanden bracht aan het licht dat er een statistisch verband bestond tussen hoogwaterstanden en frequenties (ir. Wemelsfelder).
Tot dan toe was men voor de bepaling van kruinhoogten uitgegaan van de hoogst bekende waterstand. Dit systeem faalde echter doordat er steeds hogere waterstanden bleken voor te komen. Nu bleek dat aan de stormvloedstanden een overschrijdingsfrequentie kon worden toegekend. Het werd nu mogelijk om, door extrapolatie, in het gebied van de lagere overschrijdingsfrequenties waterstanden te bepalen die als basis voor het vaststellen van kruinhoogten konden dienen.

Later zal hierop worden teruggekomen.
Uit het onderzoek van de commissie bleek verder dat de meeste dijken te laag waren en de kans op calamiteiten groot was.
Na de tweede wereldoorlog is een aantal dijken verhoogd, waarbij men rekende met waterstanden die een gemiddelde overschrijdingsfrequentie van 1 maal per 500 jaar hadden.
Na de stormramp van 1953 werd de Deltacommissie ingesteld die de opdracht kreeg om na te gaan hoe een herhaling van de ramp van 1953 kon worden voorkomen. Het werk van de commissie resulteerde op 5 november 1957 in het aannemen van de Deltawet door de Tweede Kamer der Staten Generaal. De wet beoogt het sluiten van de zeegaten in het zuidwestelijk deel van Nederland, met uitzondering van de Westerschelde en de Nieuwe Waterweg.
In 1965 werd opnieuw een commissie ingesteld: de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, die een meer permanent karakter heeft. De commissie bestudeert alle aspecten van het ontwerpen, bouwen en onderhouden van dijken en streeft ernaar meer eenheid te brengen in het beheer van dijken en algemene richtlijnen daartoe op te stellen.

In verband met hun functie kunnen de dijken worden onderscheiden in drie groepen:

1. dijken die het land beschermen tegen het water van kanalen, boezems, meren, bovenrivieren, getijrivieren en zeeën;
2. dijken die dienen voor het vormen van reservoirs (b.v. drinkwaterbekkens);
3. dijken die niet zozeer water keren, dan wel water scheiden. In dit geval spreekt men van dammen (b.v. dammen tot afsluiting van zeearmen.

De onder 1. genoemde dijken zijn of worden aangelegd om

a. bestaande gronden tegen overstroming te beschermen i.v.m. de belangen die beschermd moeten worden: bewoning, industrie, verkeer, recreatie enz.
b. nieuw land te creëren ten behoeve van landbouw, bewoning, enz. Voorbeelden: de dijken van de talloze kleinere polders in Zeeland, maar ook de dijken van de grote droogmakerijen in Noord-Holland en van de IJsselmeerpolders. Dit inpolderen is echter niet bij uitstek een Nederlandse activiteit. Ook in het buitenland is het bouwen van dijken ten behoeve van landwinning bekend (b.v. Japan, Korea e.a.).

Niet altijd zal nieuw gewonnen land aan het bestaande land worden verbonden. Men kan ook geïsoleerd land creëren: b.v. een eilandpolder t.b.v. de recreatie, de industrie of een vliegveld.

De onder 2. genoemde dijken worden gebouwd teneinde reservoirs te vormen t.b.v. drinkwater, irrigatie e.a. Deze reservoirs worden veelal geheel of gedeeltelijk in ophoging gemaakt en dienen dan, om hun functie te vervullen, door een dijk te worden omringd. Voorbeeld: de drinkwaterbekkens van de gemeente Rotterdam in de Biesbos.

De onder 3. genoemde dijken worden gebouwd tot afsluiting van zeearmen of binnenzeeën (b.v. de Deltadammen, de afsluitdijk van de Zuiderzee) teneinde het binnendringen van stormvloeden te verhinderen of om een scheiding tot stand te brengen tussen zout en zoet water.

Met het bouwen van dijken introduceert men echter tevens het gevaar van doorbraak. In de geschiedenis van Nederland, dat voor een groot deel niet zou kunnen bestaan zonder zijn dijken, zijn circa 100 belangrijke doorbraken opgetekend, d.w.z. 15 à 16 doorbraken per eeuw.
In 1916 vond een grote overstromingsramp plaats rondom de Zuiderzee. Deze ramp was aanleiding tot de aanleg van de afsluitdijk van de Zuiderzee.
De ramp van 1953 was aanleiding tot de afsluiting van de zeegaten in het zuidwesten van Nederland en verhoging en verzwaring van bestaande dijken.
De dijkdoorbraken in het verleden werden veelal veroorzaakt doordat de dijken te laag waren, te steile belopen of een te lichte bekleding hadden. Vaak was gebrek aan kennis, geld en zorg er oorzaak van dat een dijk niet in de vereiste conditie verkeerde.
In tijden van oorlog en revolutie werd vaak schade toegebracht aan de waterkeringen en werd onvoldoende zorg aan het herstel en aan het onderhoud besteed.
Soms ook ontstonden hogere waterstanden door veranderingen in het regime van een rivier tengevolge van b.v. ontbossing, bochtafsnijding, wegnemen van bergingsgebied (Biesbos) o.a. In het tijgebied ontstonden soms hogere waterstanden als gevolg van de uitbouw van de delta in zee.
Ook ontstaan wel dijkbreuken niet als gevolg van een slechte conditie van de dijk, maar door veranderingen in de grondslag waarop de dijk rust. Zijn b.v. in de ondergrond lagen aanwezig van losgepakt zand, sterk ge-

voelig voor veranderingen in de grondspanningen, dan kunnen oevervallen ontstaan die een dijkbreuk als gevolg kunnen hebben.
Met het uitvoeren van werken langs rivieren, die een verandering in het regime tot gevolg kunnen hebben dient men dus uiterst voorzichtig te zijn. Steeds zal men dienen na te gaan wat de gevolgen zijn en hoever deze zich uitstrekken. Eventueel zal men door het doen van modelproeven trachten zich een beeld te vormen van de gevolgen van een ingreep. Bovendien dient men zich te realiseren dat rivieren door meerdere landen stromen en dat ingrepen in het buitenland invloed in het eigen land kunnen hebben.

2. 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 op 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) 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 tussen LW en HW ligt, dan brengt men daarop een verdedigde buiten-, laagwater-, plas- of kreukelberm aan. Ligt het

voorland lager dan LW dan brengt men eveneens deze berm aan, op het niveau van LW of iets daarboven.

In onderstaande figuur is een aantal van de genoemde onderdelen aangegeven.

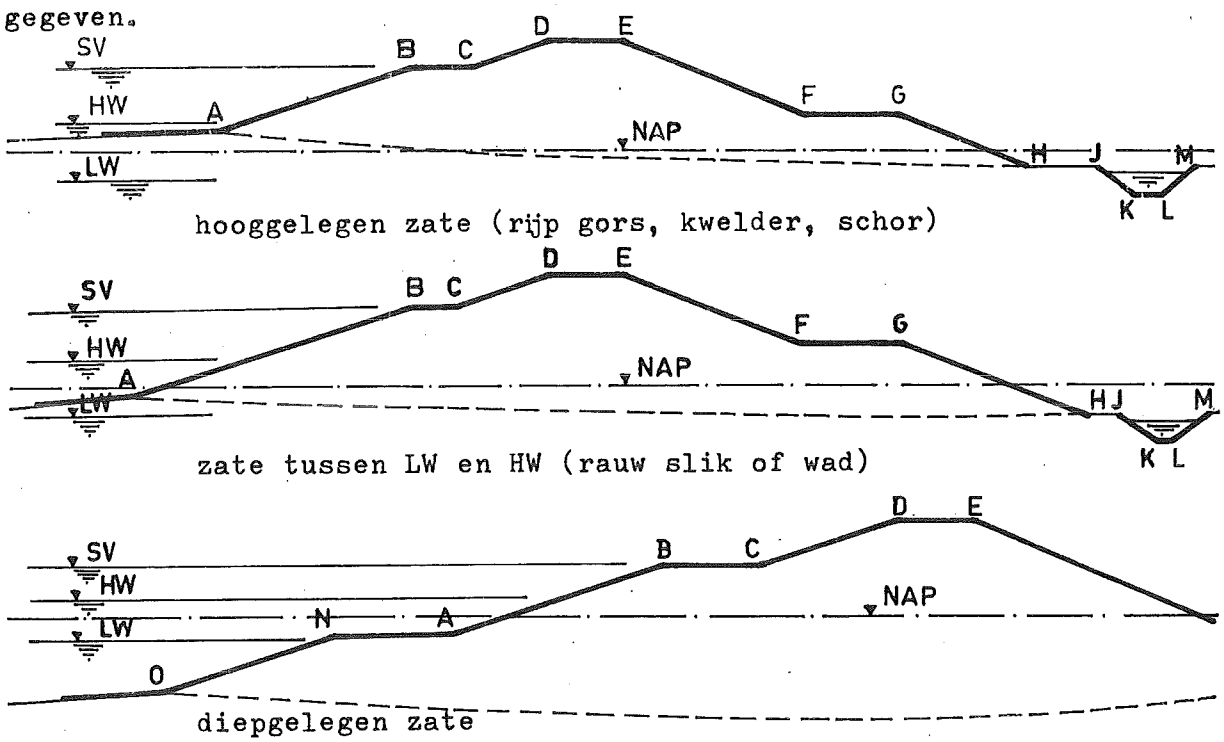


fig. 2.1. profielen van dijken op zaten van verschillende hoogten.

AB	buitenbeloop (beneden- of waterbeloop)
BC	stormvloedsberm
CD	buitenbeloop (bovenbeloop)
DE	kruin
EF	binnenbeloop
FG	binnenberm
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

Naar hun functie laten de dijken zich onderscheiden in:

kaden, lage dijkjes die het water keren van kanalen, boezems of meren;

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;

perskaden, lage dijkjes opgeworpen ten behoeve van opspuitingswerken;

kanaal-, boezem-, meer- en polderdijken, van zwaardere afmetingen dan de eerdergenoemde kaden;

bandijken, zware dijken langs de landzijde van de uiterwaarden; zij sluiten het winterbed van de rivier in;

schaardijken, zware dijken onmiddellijk aan de rivier grenzende, dus zonder voorliggende uiterwaard;

zeedijken, langs de zee, de zeearmen of de wadden;

wakerdijken, de secundaire keringen achter de primaire: de zeedijken;

slaperdijken, de tertiaire keringen, achter de wakerdijken;

inlaagdijken, de dijken achter door opdringende stroomgeulen bedreigde dijkvakken van primaire waterkeringen en ter weerszijden van die vakken aansluitend aan die primaire keringen;

dijken ten behoeve van reservoirs voor drinkwater of irrigatiedoeleinden;

dammen, dijken die aan beide zijden door water worden begrensd;

nollen, dijkgedeelten ter weerszijden van een dijkbreuk tussen het dijkgat en de aansluitingen van inlaagdijken of binnendijken;

overlaten, verlaagde gedeelten in rivierdijken, dienende om in tijden van hoge rivierstanden rivierwater te doen afvloeien naar bergingsgebieden;

kwelkaden en -dijken, aangelegd achter sterk kwellende rivierdijken; het zich tussen rivierdijk en kwelkade verzamelend water geeft een tegendruk tegen de rivierdijk.

3. Waterstanden

In het volgende schema is aangegeven hoe de waterstandsverschillen zijn die voor de verschillende soorten dijken optreden, hoe lang de duur van de te keren hoge waterstand is, hoe snel de waterstand in de tijd verandert en hoe de golven en de stroom zijn.

dijktype	waterstands-verschil h	duur van het hoge water	dh/dt	golf	stroom-snelheid
kanaaldijk	klein	-	klein	-	klein
boezemdijk	klein	-	klein	-	klein
meerdijk	variabel	kort	groot	groot	klein
reservoirdijk	groot	lang	klein	matig	klein
bovenrivierdijk	groot	lang	variabel	-	groot
getijrivierdijk	groot	kort	groot	groot	groot
zeedijk	groot	kort	groot	groot	matig

De waterstandsverschillen op kanalen en boezems zijn relatief klein. Ze worden veroorzaakt door schutwater, kwelwater, afwatering, opwaaiing enz. De waterstand op een meer kan variëren tengevolge van opwaaiing, toe- of afvoer van water, verdamping enz.
De waterstand op een reservoir kan sterk variëren tengevolge van lediging of vulling van het bekken, maar ook neerslag en opwaaiing kunnen een rol spelen.
De waterstand op een bovenrivier wordt in hoofdzaak bepaald door de afvoer van de rivier.
De waterstand op een benedenrivier wordt bepaald door de afvoer van de rivier, het getij en de opwaaiing.
De waterstand voor een zeedijk wordt bepaald door het getij en de opwaaiing.

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. <u>Amsterdams Peil</u>
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 ingevoerd, 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 1 à 2 cm met het N.A.P.

E.M. Etat Major

Dit is het vergelijkingsvlak dat in België geldt. Dit vlak, het "Zéro du Dépot 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.

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 h 25 m een hoogwater en een laagwater voor. Het tijdstip valt op een vrijwel constant tijdsinterval na maansculminatie.

M.R. Middelbare rivierstand

Dit is het gemiddelde der 8 h 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 tengevolge 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 h 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 5 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. ná de maansculminatie welke het dichtst is gelegen bij 1 h 50 m. Het L.L.W.S. is 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 tijgebied. Het is de waterstand die optreedt bij de O.L.R. afvoer te Lobith, groot 984 m^3/sec.
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 getijen welke optreden 1½ à 2½ dag na volle en nieuwe maan, worden springtijen genoemd. Bij deze springtijen 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 1½ x de getijamplitude bij doodtij.

Doodtij

De getijen welke optreden 1½ à 2½ dag na de kwartierstanden van de maan worden doodtijen genoemd. Bij deze doodtijen 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 2 jaar overschreden en hebben dus een overschrijdingsfrequentie van ½.
Het grenspeil is dus de onderste grens van het stormvloedgebied.

De waterstand op de bovenrivieren is afhankelijk van de afvoer, die een sterk variabele grootheid is.
De laagste afvoer van de Rijn b.v. is in 1947 gemeten: 620 m^3/sec; de normale lage afvoer is 1400 m^3/sec, de normale afvoer 2200 m^3/sec en de grenspeilafvoer, die een kans van optreden van 5 x per 10 jaar heeft, 7000 m^3/sec.
De afvoeren met frequenties van $1 \cdot 10^{-1}$, $1 \cdot 10^{-2}$ en $1 \cdot 10^{-3}$ per jaar bedragen resp. 9750 m^3/s, 13250 m^3/s en 16500 m^3/s.
De Maas heeft een normaal lage afvoer van 20 m^3/s, een normale afvoer van 250 m^3/s en een grenspeilafvoer van 1500 m^3/s. De afvoeren met frequenties van $1 \cdot 10^{-1}$. $1 \cdot 10^{-2}$ en $1 \cdot 10^{-3}$ per jaar bedragen resp. 2000 m^3/s, 2700 m^3/s en 3500 m^3/s.
De afvoeren en hun frequenties zijn van groot belang bij de bepaling van de kruinhoogten van de rivierdijken.
De waterstanden in het gebied van de benedenrivieren en langs de kust zijn afhankelijk van de afvoeren van de bovenrivieren, het getij en de opwaaiing tengevolge van storm.
Het verschijnsel getijde zal hier niet diepgaand worden behandeld. Er zal worden volstaan met een summiere behandeling.
Tengevolge van de aantrekkingskrachten die zon, aarde en maan op elkaar uitoefenen en tengevolge van de slingering van het stelsel aarde-maan om een gemeenschappelijk zwaartepunt, zal het op aarde aanwezige water de vorm van een ellipsoïde trachten aan te nemen.

Daarbij is de maansinvloed belangrijk groter dan de zonsinvloed. De invloeden verhouden zich ongeveer als 5 : 2.
De invloed van de maan is in fig. 3.1 aangegeven.

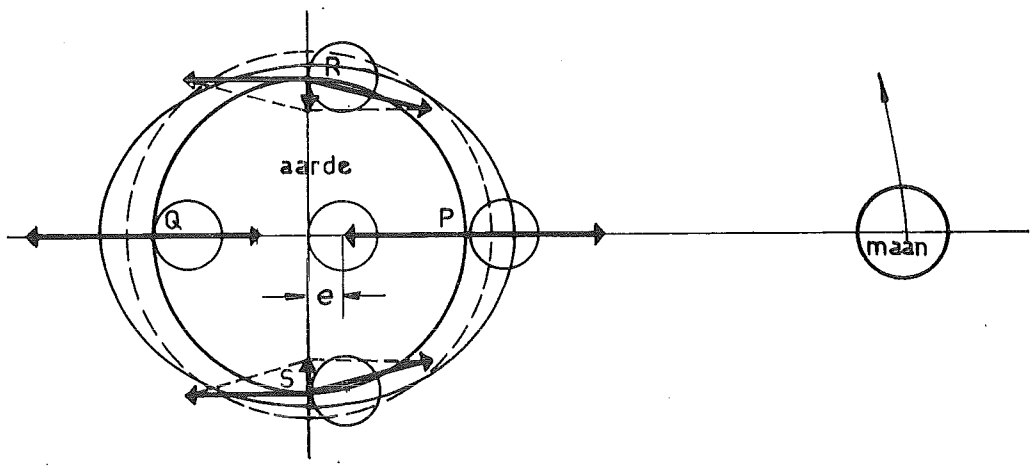


fig. 3.1

Z is het gemeenschappelijk zwaartepunt waarom de aarde transleert. Elk punt van de aarde beschrijft een cirkel, met een straal e en ondervindt een centrifugale versnelling van een constante grootte gelijk $\omega^2 \cdot e$.
In het zwaartepunt van de aarde is de centrifugale, naar links gerichte kracht even groot als de naar rechts gerichte aantrekkingskracht.
In het punt P is de aantrekkingskracht groter en in het punt Q kleiner dan de centrifugale kracht.
De werklijnen van de aantrekkingskrachten zijn gericht naar het zwaartepunt van de maan en die van de centrifugale krachten zijn evenwijdig aan de verbindingslijn van de zwaartepunten van aarde en maan.
Als gevolg hiervan ontstaan resulterende krachten die waterdeeltjes in de richtingen P en Q zullen doen stromen.
Op deze wijze zal het op aarde aanwezige water de vorm van een ellipsoïde willen aannemen.
In de punten P en Q treedt een maximaal hoogwater op en langs de omtrek van de aardedoorsnede door R en S gaande, loodrecht op de lijn aarde-maan een maximaal laagwater.
Ook onder invloed van de zon zal het op de aarde aanwezige water de ellipsoïde-vorm willen aannemen.
Dit heeft tot gevolg dat wanneer zon, aarde en maan in één lijn staan, de beide invloeden samenwerken en een verhoogde getijwerking veroorzaken. Dit is het geval bij nieuwe maan (maan tussen aarde en zon) en bij volle maan (aarde tussen zon en maan). Men spreekt dan van springtij.

De getijlijn, d.i. de lijn die het verloop van de waterstand in de tijd weergeeft, vertoont dan een hoog hoogwater en een laag laagwater. Maken echter de lijnen zon-aarde en maan-aarde een rechte hoek met elkaar (eerste en laatste kwartier), dan werken de invloeden van zon en maan elkaar tegen. Men spreekt dan van doodtij. De getijlijn vertoont dan een laag hoogwater en een hoog laagwater. Het springtij treedt om de 14 dagen op, het doodtij eveneens, een week na springtij.
In fig. 3.2 is het verloop van de getijbeweging te Vlissingen weergegeven van nieuwe maan tot nieuwe maan.

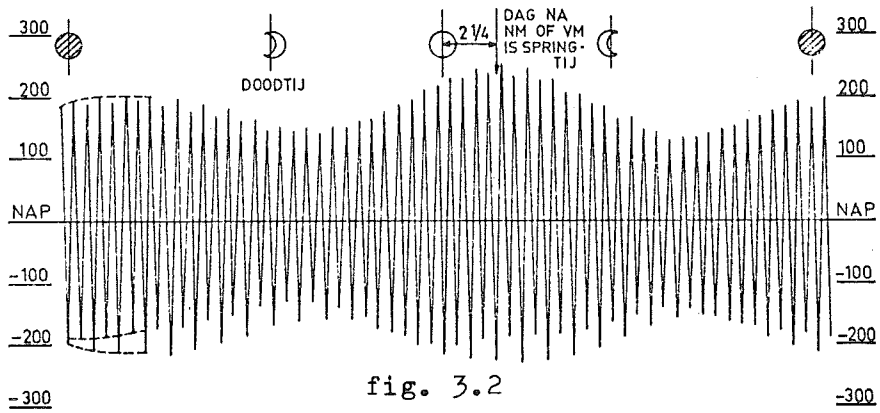


fig. 3.2

Naast de effecten van aantrekking en slingering heeft ook de stand van de aardas t.o.v. het maanvlak invloed zoals in fig. 3.3 is aangegeven.

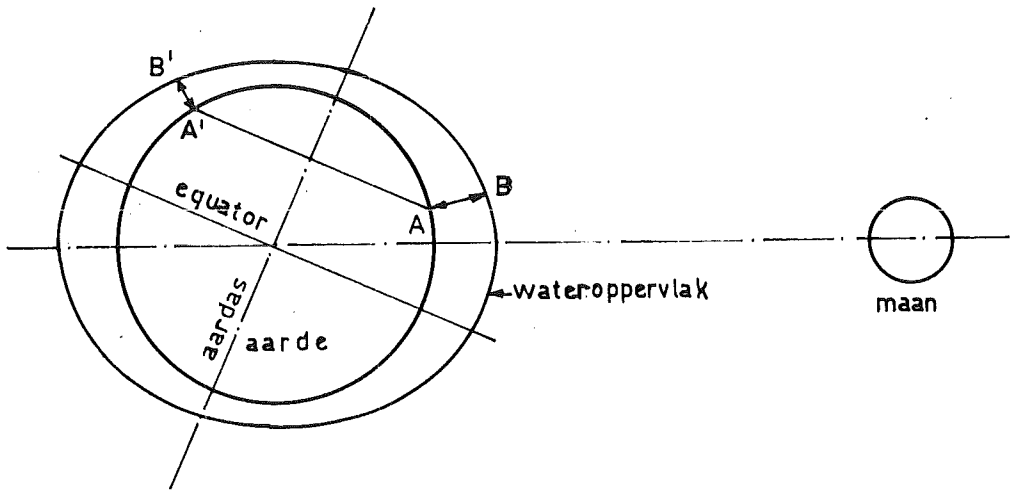


fig. 3.3

Het punt A heeft op een bepaald moment een hoogwater AB; 12 h 25' later (de maanperiode duurt ongeveer 24 h 50') is A in A' gekomen en treedt er een hoogwater A'B' op, dat duidelijk verschilt van AB. Dit verschijnsel noemt men de dagelijkse ongelijkheid.

In fig. 3.4 zijn voor enkele plaatsen langs de Nederlandse kust de getijlijnen weergegeven voor gemiddeld tij.

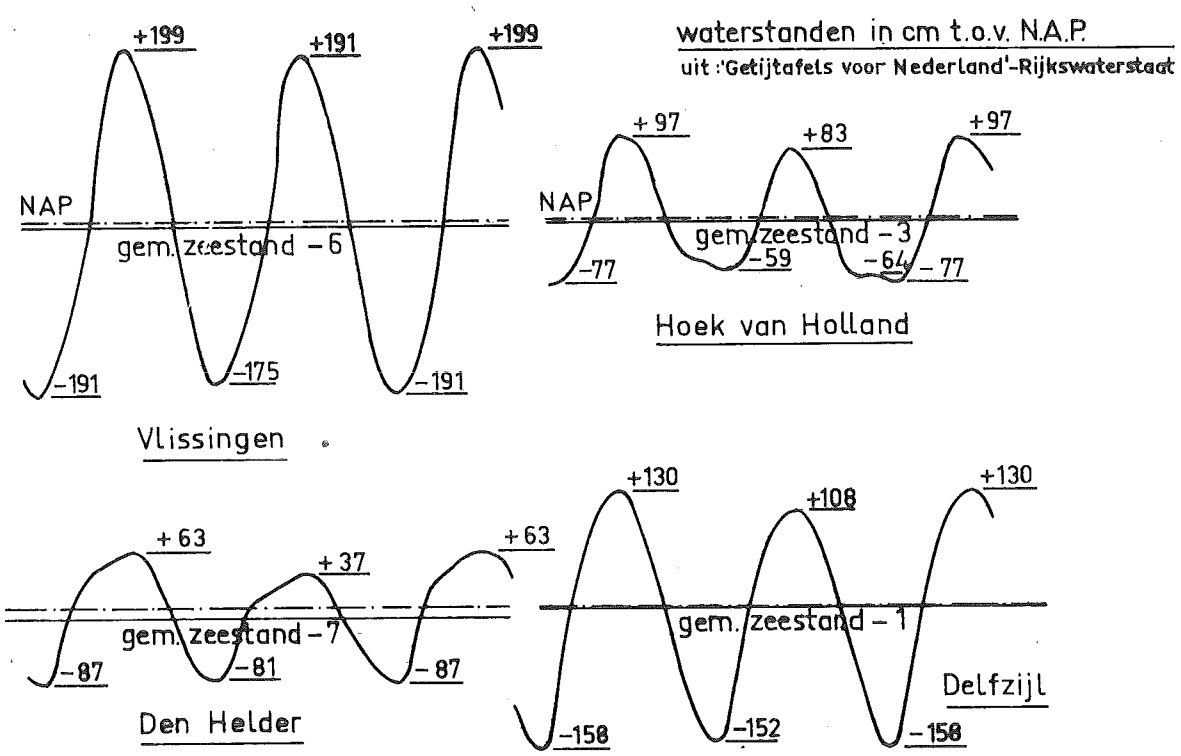


fig. 3.4

Ten opzichte van de zwaartekracht is de getijkracht zeer klein; ze verhouden zich ongeveer als 1 : 10^{-7}.
Ondanks de geringe kracht is de getijbeweging groot te noemen.
De getijgolf kan zich alleen ten zuiden van de continenten ongehinderd voortbewegen. Vanuit die zône plant ze zich voort in de noordelijke oceanen, waar de getijkrachten evenzeer een rol spelen en waar, mede tengevolge van terugkaatsing, splitsing, absorptie e.d., een vaak zeer gecompliceerd getijbeeld kan ontstaan. Op sommige plaatsen op aarde treedt een ééndaags-getij op, op andere plaatsen een halfdaags-getij.
Op de Noordzee ontwikkelt zich tengevolge van terugkaatsing een staande golf.
Onder invloed van de Corioliskracht ontstaat een waterbeweging om z.g. punten van amfidromie.
In fig. 3.5 is het getijverloop langs de Nederlandse kust aangegeven.
Het gemiddeld getijverschil is maximaal bij Vlissingen (3,78 m), is minimaal bij Den Helder (1,34 m) en neemt weer toe tot Delfzijl (2,74 m).

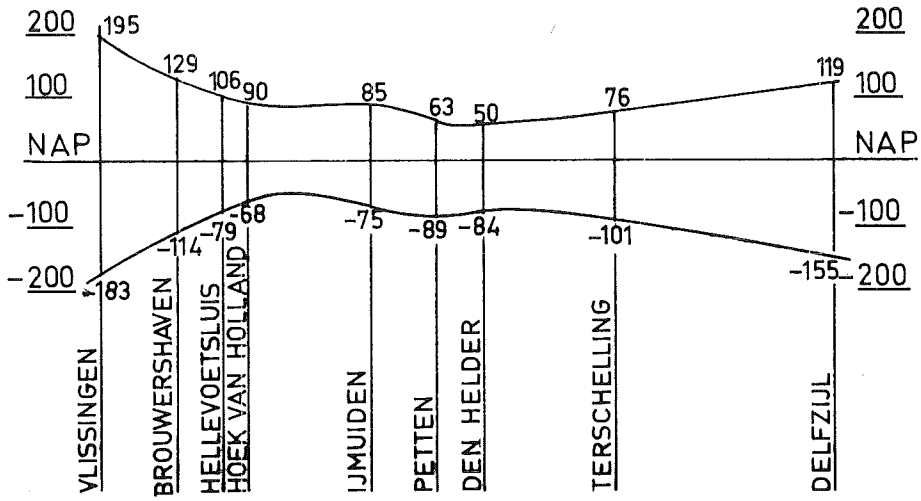


fig. 3.5

In de monden van de zeearmen treedt de getijgolf als een sinusoïdaal lopende golf binnen. In de zeearmen vindt gedeeltelijke of gehele terugkaatsing plaats, waardoor een gecompliceerd beeld ontstaat van de combinatie van een lopende en een staande golf.
Bij een lopende golf treden de grootste horizontale snelheden op in de top en in het dal van de golf. Bij een staande golf treden de grootste snelheden op in de middenstand.
De kenteringspunten, dat zijn de punten waarin de horizontale snelheid tot nul is afgenomen en van richting gaat veranderen, liggen bij de lopende golf in de middenstand en bij de staande golf in de top en in het dal.
Bij een combinatie van een lopende en een staande golf zal de kentering kortere of langere tijd na het moment van hoog- of laagwater optreden.
De vloedperiode is de periode tussen de laagwaterkentering en de hoogwaterkentering, de ebperiode die tussen de hoogwater- en de laagwaterkentering.
Naast de astronomische - hebben ook meteorologische verschijnselen invloed op de waterstanden langs onze kust en in het gebied van de benedenrivieren. De depressies die over de noordelijke oceaan oostwaarts koersen spelen daarbij een grote rol. Zij hebben een tweeledig effect: een rijzing van de zeespiegel t.g.v. de verminderde druk (1 millibar komt overeen met 1 cm waterhoogte), die als een golf met de depressie meebeweegt en een opwaaiing van het water tegen de kust.
De vanaf de oceaan het Noordzeegebied binnendringende depressies veroorzaken de voor onze kust zo gevaarlijke Noordwesterstormen.

Indien de wind voldoende sterk is en voldoende lang waait ontstaat een opwaaiingsverhang i (fig. 3.6).

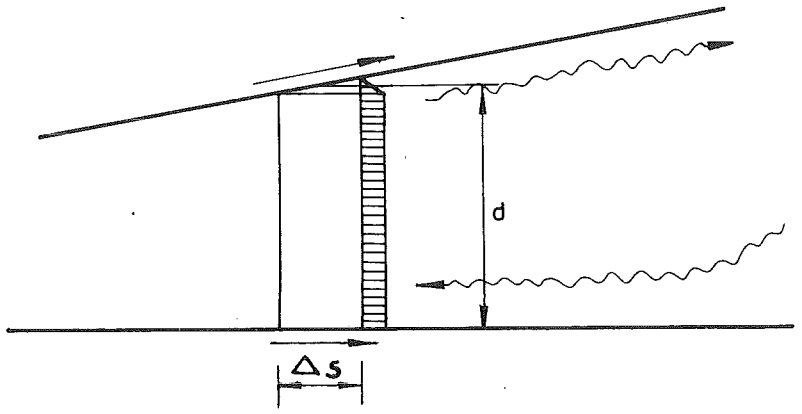


fig. 3.6

De aan de oppervlakte van een waterkolom met lengte Δs door een wind met snelheid w uitgeoefende kracht is $\rho_1 \cdot w^2 \cdot c_1 \cdot \Delta s$,

waarin ρ_1 de dichtheid van de lucht
w de windsnelheid in $m.s^{-1}$
c_1 een constante
Δs de lengte van de waterkolom in m

Het opgestuwde water stroomt langs de bodem terug onder invloed van een kracht groot $i \cdot \Delta s \cdot \rho_w \; gd$

waarin i het opwaaiingsverhang (dimensieloos)
Δs de lengte van de waterkolom in m
ρ_w de dichtheid van het water in kg/m^3
g de versnelling van de zwaartekracht in $m.s^{-2}$
d de waterdiepte in m.

Indien de opwaaiing volledig tot ontwikkeling is gekomen zijn beide krachten gelijk (de wrijving langs de bodem wordt hierbij verwaarloosd), dus

$$i \cdot \Delta s \cdot \rho_w \cdot gd = \rho_1 \cdot w^2 \cdot c_1 \cdot \Delta s$$

of
$$i = \frac{\rho_1}{\rho_w} \cdot \frac{w^2 \cdot c_1}{gd} = c \cdot \frac{w^2}{gd}$$

De constante c heeft een waarde van 3,5 à 4 . 10^{-6}.

In tegenstelling tot de waterstanden die door het astronomisch getij worden bepaald en die door berekening kunnen worden voorspeld (getijtafels) zijn de waterstanden door meteorologische invloeden veroor-

zaakt niet of nauwelijks voorspelbaar.
De opwaaiing tijdens storm zal geringer zijn naarmate de waterdiepte groter is. Voor kusten waarvoor een grote diepte aanwezig, zoals bij rotskusten wel voorkomt, vindt weinig of geen opwaaiing plaats. De retourstroom kan zich daar gemakkelijker ontwikkelen.
In ondiepe zeeën, zoals de Noordzee en de Waddenzee, kan de opwaaiing van grote betekenis zijn. De waterkeringen langs de Nederlandse kust worden gedimensioneerd op een opwaaiing van circa 4 m.
Ook op meren, langgerekte kanalen en bekkens kan de opwaaiing een grote rol spelen .
In fig. 3.7 is weergegeven hoe het verloop van de waterstand in Vlissingen was tijdens de stormramp van februari 1953.

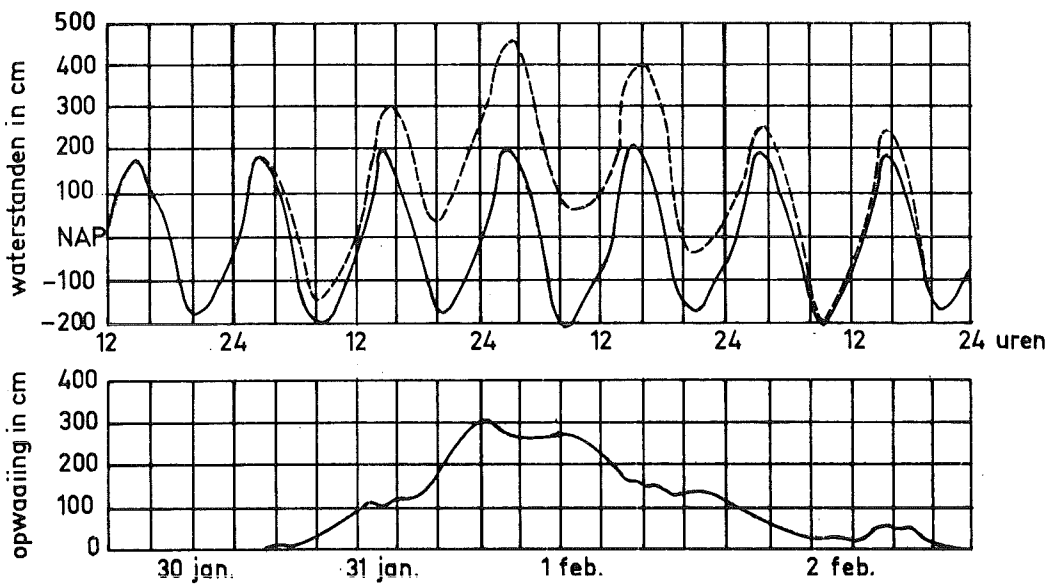


fig. 3.7

Ingrepen van de mens, door de uitvoering van werken langs en nabij de kust (bedijkingen, afdammingen), zullen in het algemeen weinig of geen invloed hebben.
Anders ligt dit in het gebied van de boven- en benedenrivieren.
In fig.3.8 is een bergingsgebied langs een bovenrivier aangegeven dat door een bedijking van de rivier zal worden afgesloten.

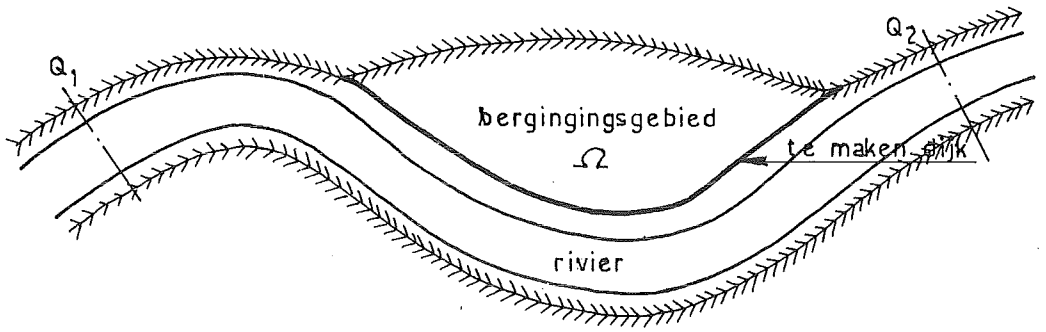


fig. 3.8

In fig.3.9 is met een getrokken lijn het verloop van de afvoer in de tijd aangegeven zoals dat vóór de bedijking verliep en met een streeplijn na de bedijking.

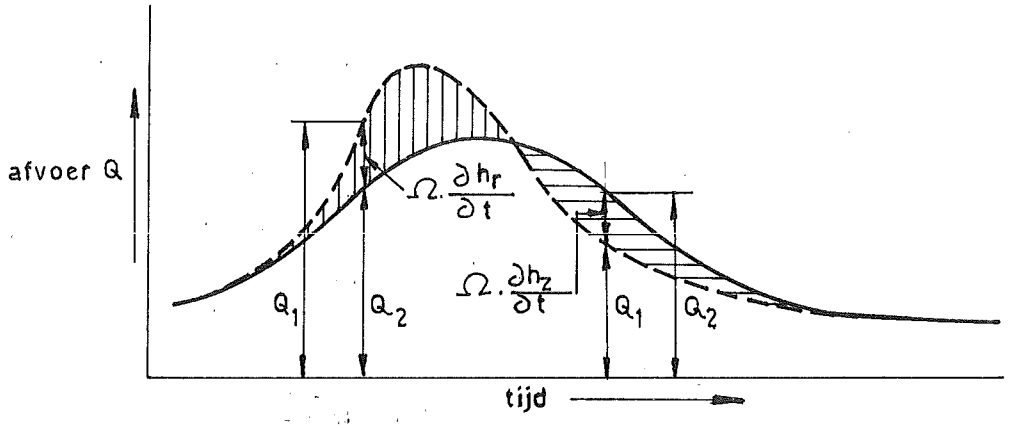


fig. 3.9

Bij wassende rivier is bij benadering $Q_1 = Q_2 + \Omega . \frac{\partial h_r}{\partial t}$

waarin Ω het bergingsoppervlak en h_r de waterstand bij wassend water is.
Bij vallende rivier is $Q_1 + \Omega . \frac{\partial h_z}{\partial t} = Q_2$,
waarin Ω weer het bergingsoppervlak en h_z de waterstand bij vallend water is.

Door de bedijking blijkt de afvoer tijdelijk toe te nemen, tengevolge waarvan hogere waterstanden zullen optreden.
Een ander voorbeeld, in het tijgebied, was de Biesbos. Tijdens de Sint Elizabethsvloed van 1421 ging dit gebied geheel verloren, doch werd in latere eeuwen weer gedeeltelijk bedijkt. Het gebied was bestemd als inundatiegebied, daarmede als nooduitlaat fungerende teneinde de stormvloedstand in tal van omliggende plaatsen te verlagen.
In fig.3.10is aangegeven hoe de waterstand in een aantal plaatsen verliep (getrokken lijn) en hoe die zou zijn verlopen indien de Biesbos niet als bergingsgebied had kunnen fungeren (streeplijn).

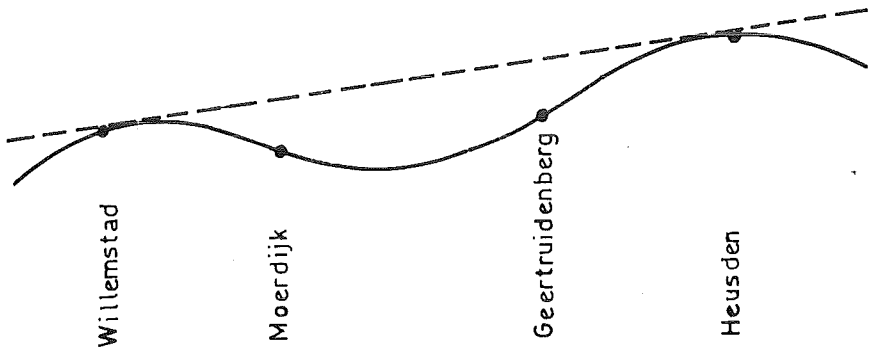


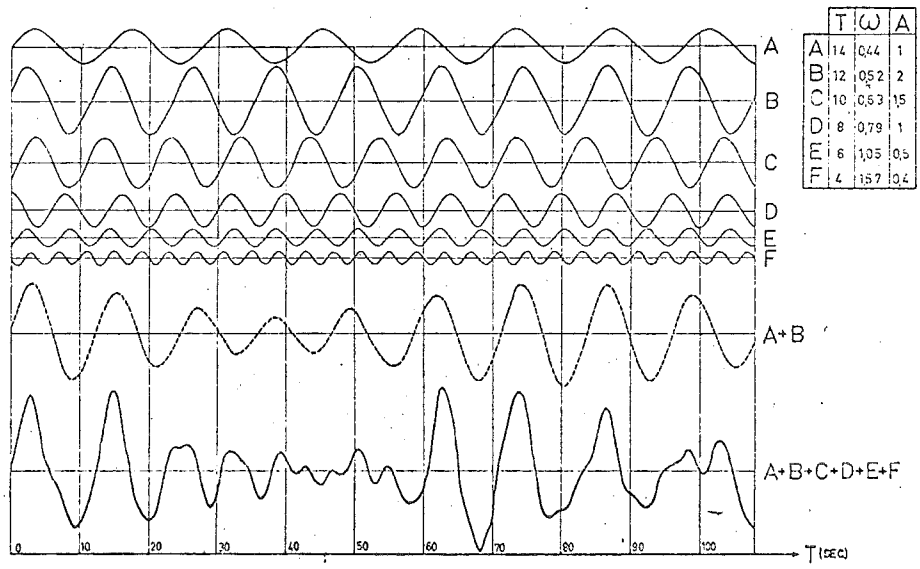
fig. 3.10

Andere voorbeelden waarbij ingrijpen van de mens invloed heeft op de waterstanden zijn het maken van bochtafsnijdingen, ontbossingen, het maken van spaarbekkens e.a.
Een natuurlijke oorzaak voor het verhogen van de waterstanden vindt men in deltagebieden. Naarmate een delta zich meer in zee uitbouwt wordt hij ook hoger en stijgen ook de waterstanden.
Uit het voorgaande blijkt hoe voorzichtig men moet zijn bij het maken van plannen voor dijkbouw gezien de verstrekkende gevolgen. Ten aanzien van plannen voor rivieren die door meerdere landen stromen zijn de problemen nog meer gecompliceerd. Dan kan men alleen door internationaal overleg tot een oplossing komen.

4. Golven en golfoploop

De stormwinden die er oorzaak van zijn dat het water tegen de kust en in de zeearmen wordt opgestuwd, veroorzaken tevens de golven die een belangrijke rol spelen bij het bepalen van de kruinhoogte van een dijk.
Aan het begin van de baan,waarover de wind het water beroert, ontstaan rimpelingen die naarmate die windbaan, ook fetch of strijklengte ge-

naamd, langer is, uitgroeien tot steeds hogere golven. De wind draagt energie over aan de golven, die daardoor sneller gaan lopen totdat de wind afneemt, de loopsnelheid van de golven even groot is als de windsnelheid of de diepte beperking aan de snelheid gaat opleggen.
Een golfspectrum, zoals dat in meetstations wordt waargenomen, bestaat niet uit een reeks van monotone, eenvormige golven, maar vertoont een scala van golven van verschillende hoogten en perioden, die door en over elkaar heen lopen.
In fig.4.1 is aangegeven hoe uit een zestal verschillende monotone golfreeksen een golfspectrum ontstaat van onregelmatige golven, zoals dat in de natuur wordt waargenomen.



	T	ω	A
A	14	0,44	1
B	12	0,52	2
C	10	0,63	1,5
D	8	0,79	1
E	6	1,05	0,5
F	4	1,57	0,4

fig. 4.1

Wanneer een golfspectrum buiten invloed van de wind komt, hetzij doordat de wind gaat liggen, hetzij doordat de wind draait, loopt het in de oorspronkelijke richting door, waarbij de kleinste golven daaruit gaan verdwijnen. De gemiddelde golflengte van het golfpatroon wordt groter en doordat de windinvloed ontbreekt gaan de windgolven de gedaante van de symmetrische deininggolf aannemen die een meer sinusoïdaal verloop heeft, in tegenstelling tot de windgolf die meer een trochoïdaal beeld vertoont.
Bij de sinusoïdale vorm van de golf heeft de steilheid, d.w.z. de verhouding van zijn hoogte H tot zijn lengte L een waarde $\leqq \frac{1}{40}$.
Bij een trochoïdale golfvorm heeft de steilheid een waarde $> \frac{1}{40}$. Op zee heeft de golf een steilheid die zelden groter is dan $\frac{1}{10}$. Bij een steil-

heid van $\frac{1}{7}$ is de golf niet meer stabiel en gaat breken.
De voortplantingssnelheid van een golf wordt gegeven door de formule

$$c = \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \cdot \text{tgh}\, \frac{2\pi d}{L}}$$

waarin c de voortplantingssnelheid (m/s)
g de versnelling van de zwaartekracht (m/s^2)
L de golflengte (m)
d de waterdiepte (m)

Voor waarden van $\frac{2\pi d}{L} \leqq 1/4$ is $\text{tgh}\, \frac{2\pi d}{L} \approx \frac{2\pi d}{L}$

$$\frac{2\pi d}{L} \leqq 1/4 \longrightarrow d \leqq 1/25\ L$$

De algemene formule gaat dan over in

$$c = \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \cdot \frac{2\pi d}{L}} = \sqrt{gd} \quad \text{(ondiep water).}$$

De loopsnelheid blijkt nu alleen afhankelijk van de diepte te zijn.
Voor waarden van $\frac{2\pi d}{L} > \pi$ is $\text{tgh}\, \frac{2\pi d}{L} = 1$.

$$\frac{2\pi d}{L} > \pi \longrightarrow d > \frac{L}{2}.$$

De algemene formule wordt dan

$$c = \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \cdot 1} = \sqrt{\frac{gL}{2\pi}} \quad \text{(diep water).}$$

Naast bovenstaande formules geldt nog de formule

$$L = c \cdot T$$

waarin T de golfperiode is (s).
Zowel in de situatie van ondiep als van diep water beschikt men nu over twee formules, met drie onbekenden (c, T en L). Wanneer men in staat is één van deze drie te meten, zijn de andere twee te berekenen.
In een monotoon golfbeeld is het eenvoudig om T te meten.

$$T = \frac{L}{c} = \frac{L}{\sqrt{\frac{gL}{2\pi}\, \text{tgh}\, \frac{2\pi d}{L}}} =$$

$$= L\sqrt{\frac{2\pi}{gL}\, \text{cotgh}\, \frac{2\pi d}{L}} = \sqrt{\frac{2\pi L}{g}\, \text{cotg}\, \frac{2\pi d}{L}}$$

Hieruit is, indien T bekend, L te berekenen.
In de genoemde formules komt de golfhoogte H niet voor; de loopsnelheid is daarvan onafhankelijk.
De golfhoogte is afhankelijk van de volgende factoren:

1. de strijklengte of fetch
2. de waterdiepte d
3. de windsnelhеid w
4. de duur van de wind t.

Uit waarnemingen en berekeningen zijn tal van grafieken ontwikkeld die alle een verband aangeven tussen de genoemde grootheden.
Tot de meest bekende behoren die van Groen, Brettschneider, Thijsse en Schijf.
In een aantal grafieken heeft men de grootheden F, H, t en d uitgedrukt in de dimensieloze grootheden:

$$F' = \frac{gF}{w^2}$$

$$H' = \frac{gH}{w^2}$$

$$t' = \frac{gt}{w}$$

$$d = \frac{gd}{w^2}$$

De grafieken zijn in het algemeen van de volgende gedaante:

bij een zeer grote t'

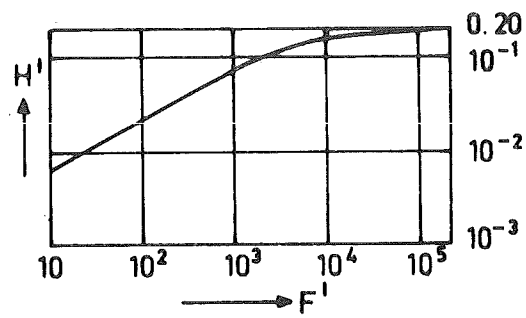


fig. 4.2a

bij een zeer grote F'

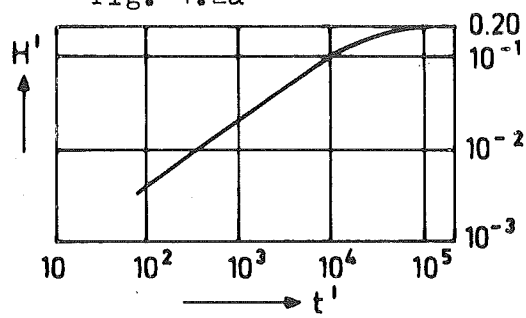


fig. 4.2b

In een bepaald punt kan een golf met een hoogte H_1' op twee manieren ontstaan: hetzij door een beperkte strijklengte F_1' en een lange tijdsduur t', hetzij door een grote strijklengte F' en een beperkte tijdsduur t_1'. F_1' is equivalent met t_1'.

Uit fig. 4.3 blijkt dat een tijdsduur van 6 uur equivalent is met een strijklengte van ca. 100 km en een tijdsduur van 30 uur met ca. 1000 km. Indien t voldoende groot is, tenminste 6 uur en de strijklengte niet meer bedraagt dan 100 km, geldt voor diep water de volgende formule:

$$H_s \approx 25 \cdot 10^{-4} \cdot w \sqrt{\frac{F}{g}}$$

In fig. 4.3 is een door het KNMI ontwikkelde grafiek gegeven die het verband tussen de strijklengte, de golfhoogte en de golfperiode aangeeft voor golven op diep water.

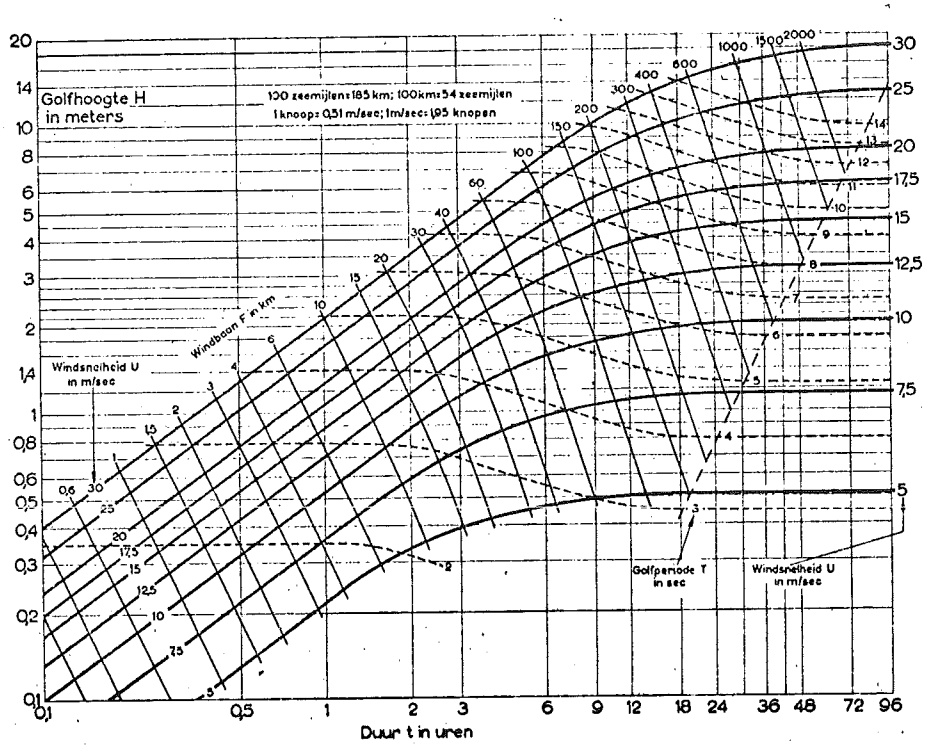


fig. 4.3

Met behulp van deze grafiek kan de hoogte en de periode worden bepaald bij een bepaalde strijklengte en windsnelheid van golven op diep water. In fig. 4.4 is in een eveneens door het KNMI ontwikkelde grafiek het verband aangegeven tussen windsnelheid, waterdiepte, golfhoogte en -periode voor golven in ondiep water.

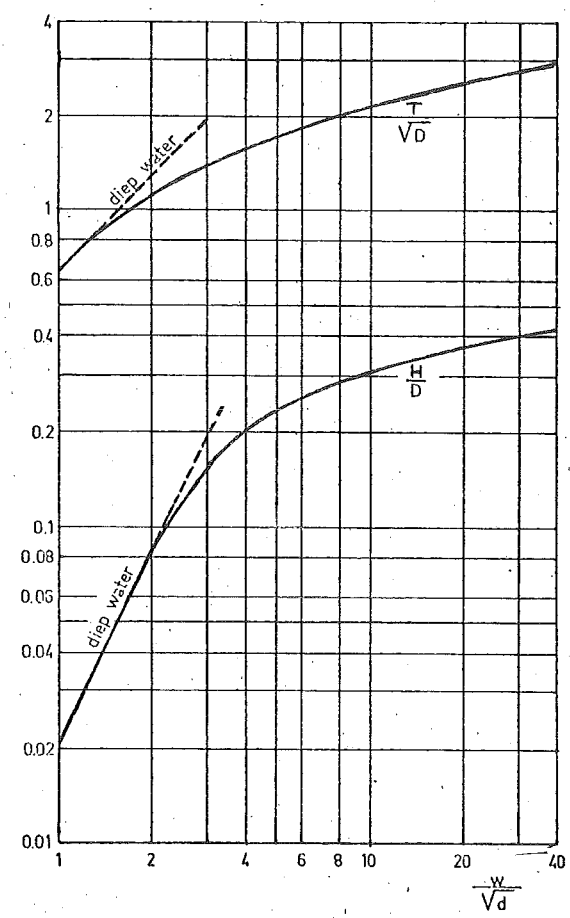


fig. 4.4

De golfhoogten die in beide grafieken worden gehanteerd zijn de dominerende of significante golfhoogten.
De significante golfhoogte is het gemiddelde van het hoogste derde deel van alle golven die in een spectrum voorkomen. De significante golf wordt door circa 13,4% van alle golven van dat spectrum overschreden en wordt aangeduid met H_s of $H_{1/3}$.
In fig. 4.5 is de golfhoogteverdeling (in %) aangegeven van een golfspectrum bestaande uit 14 golven.

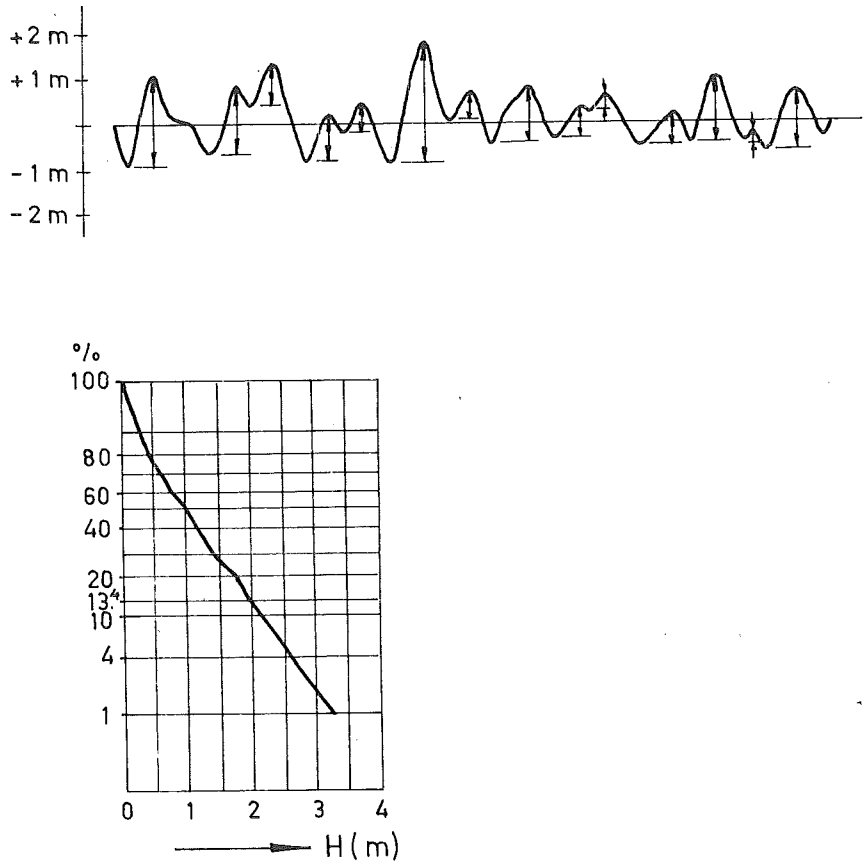


fig. 4.5

De hoogste golf van een spectrum gaat bij flauw oplopende bodem breken indien H_{max} = 0,7 à 0,75 d. De significante golf gaat breken wanneer H_s = 0,4 à 0,5 d.

In fig. 4.6 is H' uitgezet tegen F' en is de invloed van de diepte aangegeven.

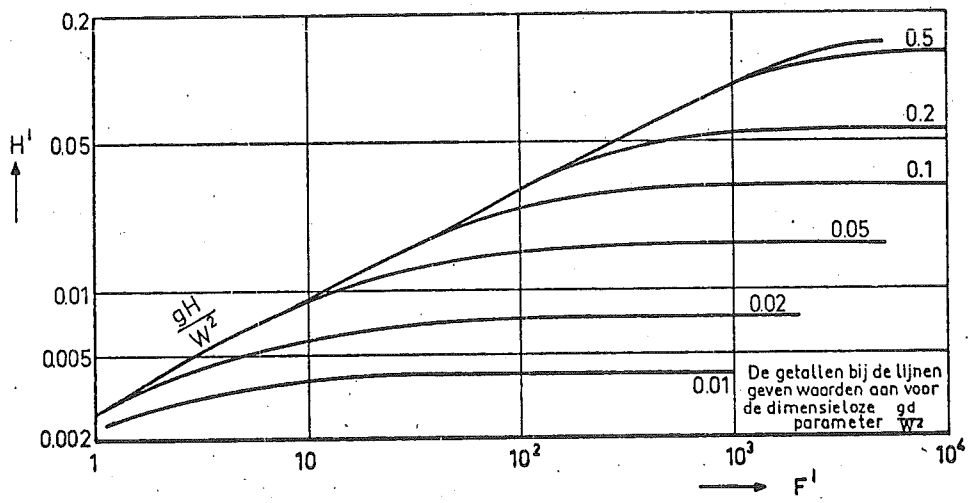


fig. 4.6

In de volgende tabel zijn voor een aantal waarden van $\frac{W}{\sqrt{d}}$ de corresponderende waarden van H/d bepaald:

$\frac{w}{\sqrt{d}}$	$\frac{H}{d}$
4	0,15
6	0,25
10	0,30
30	0,40

Bij een diepte van b.v. 25 m kan bij een windsnelheid van 20 m/s, dus bij een waarde van $\frac{w}{\sqrt{d}} = \frac{20}{\sqrt{25}} = 4$, blijkbaar geen grotere golf worden opgewekt dan 0,15 . 25 = 3,75 m.
Vanuit een voorliggend gebied met grotere diepte kunnen echter wel grotere golven het minder diepe gebied binnendringen, mits de significante golfhoogte niet groter is dan 0,4 à 0,5 d.
Uit de formule $c = \sqrt{gd}$ blijkt dat de voortplantingssnelheid afneemt bij kleiner wordende diepte. Nadert een golfspectrum een kust, waarvan de vooroever regelmatig dieper wordt en met dieptelijnen evenwijdig aan de kust, onder een hoek $< 90^{\circ}$, dan zal de snelheid van de golfkammen dichter 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. Fig.4.7 geeft dit verschijnsel weer.

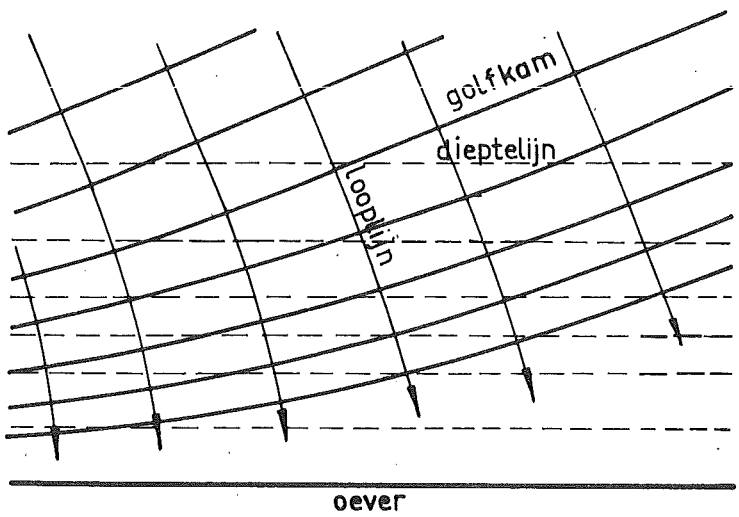


fig. 4.7

In fig. 4.8 is aangegeven hoe, tengevolge van het refractieverschijnsel, een uitwas aan een kust sterker wordt aangevallen dan de kust ter weerszijden daarvan.

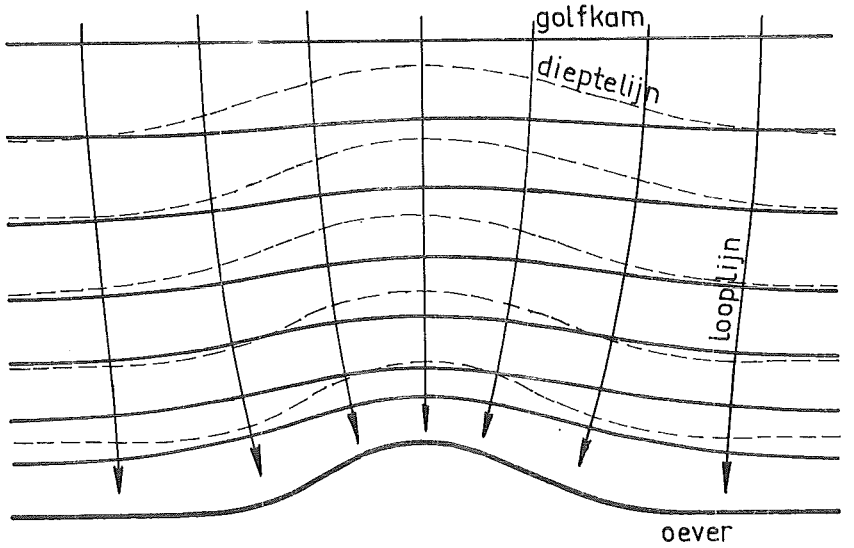


fig. 4.8

De golven van een spectrum dat vanuit zee een zeearm of een riviermond binnenloopt zullen, wanneer die door flauwe onderwatertaluds worden begrensd, naar die belopen toedraaien, zoals in fig. 4.9is weergegeven en geleidelijk hun energie daaraan afgeven.

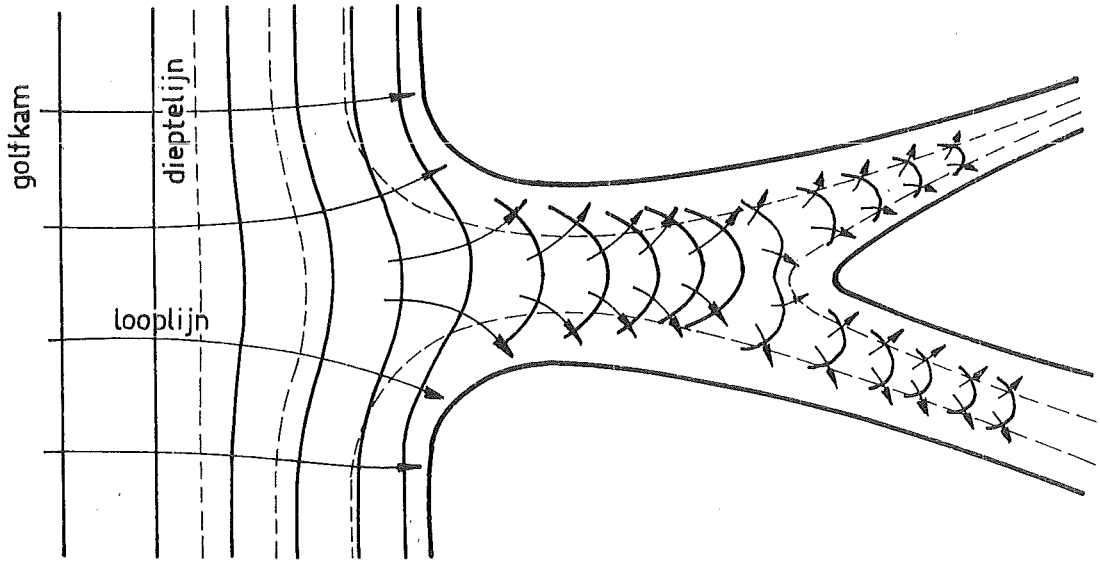


fig. 4.9

Het diffractieverschijnsel treedt op wanneer een schaduwgebied achter

b.v. een havenhoofd wordt beïnvloed door langs gaande golven. De golven geven energie af aan het schaduwgebied waar de wind geen of weinig invloed heeft.

Een golf die een dijk nadert zal door de afnemende diepte op zeker ogenblik gaan breken. Bij die breking wordt niet alle energie omgezet. De in het water na de breking achtergebleven energie doet dat tegen het talud oplopen. Dit verschijnsel heet de golfoploop en is zeer gecompliceerd. Uit modelproeven is de z.g. Delftse formule afgeleid:

$$u = 8\ f\ H\ \mathrm{tg}\,\alpha\ \cos\beta\ (1 - \frac{B}{L})$$

waarin u de verticaal gemeten golfoploop in m

f een factor die samenhangt met de ruwheid van het beloop, variërend van ca. 0,75 (ruw beloop) tot ca. 1,20 (glad beloop

H de golfhoogte in m

α de hellingshoek van het talud met de beperking dat $1/8 < \alpha < 1/3$

β de hoek die de looplijn van de golven maakt met de normaal op de dijk

B de breedte van een eventuele stormvloedsberm in m

L de golflengte in m.

De reductie $\cos\beta$ geldt voor waarden van $\beta < 30^{\circ}$.
Met de factor $(1 - \frac{B}{L})$ wordt de golfoploop gereduceerd indien in het dwarsprofiel van de dijk een stormvloedsberm wordt toegepast. De reductie geldt voor waarden van $\frac{B}{L} \leqq 1/4$.
Gebruikt men in bovenstaande formule voor H de hoogte van de significante golf H_s, dan wordt ze door 2% van de golven overschreden:

$$u_{2\%} = 8\ f\ H_s\ \mathrm{tg}\,\alpha\ \cos\beta\ (1 - \frac{B}{L}).$$

Men neemt aan dat voor de Nederlandse dijken een golfoverslag van 2% aanvaardbaar is indien het binnenbeloop niet verdedigd is.
Een andere formule voor golfoploop is door Hunt ontwikkeld:

$$u = \sqrt{H\ L_o}\ \mathrm{tg}\,\alpha\ ,$$

waarin H de golfhoogte en L_o de lengte van de golf op diep water voorstellen.
De formule van Hunt blijkt meestal lagere waarden voor de golfoploop

te geven dan de Delftse formule.
De golfhoogte H, die men in de formule hanteert, is afhankelijk van de schade, ontstaan door het over de kruin stromende water, die men wenst te aanvaarden. Uiteraard wordt deze schade mede bepaald door de aard van de bekleding van het binnentalud. Een dichte bekleding b.v. kan zeer veel overslag verdragen.
De graad van overslag waarbij een dijk dreigt te bezwijken is moeilijk vast te stellen. Men neemt voor een aanvaardbare overslag een hoeveelheid water van b.v. 0,2 l/s/m' aan.
Uit waarnemingen is de volgende formule gevonden:

$$\frac{h}{H_{50}} (\text{cotg}\ \alpha)^{3/2} = 3 - 4 \log \frac{2\pi\ q\ T}{H_{50}\ L}$$

in welke formule q de hoeveelheid water voorstelt die gemiddeld per seconde en per m' over de dijk stroomt.
Verder is uit waarnemingen vastgesteld dat voor een golfoverslag van 2% de volgende formule geldt:

$$\frac{2\pi\ q\ T}{H_{50}\ L} = 10^{-4}$$

Hoge en lange golven geven derhalve meer overslag dan korte en lage. Behalve in het gebied waar de golven sterk worden beïnvloed door de diepte, in de brekingszône, vindt geen of weinig transport van water door de golven plaats in de looprichting. De waterdeeltjes beschrijven op diep water een vrijwel cirkelvormige baan: de orbitaalcirkel, die een diameter heeft gelijk aan de golfhoogte en die in de tijd T wordt doorlopen (fig. 4.10).

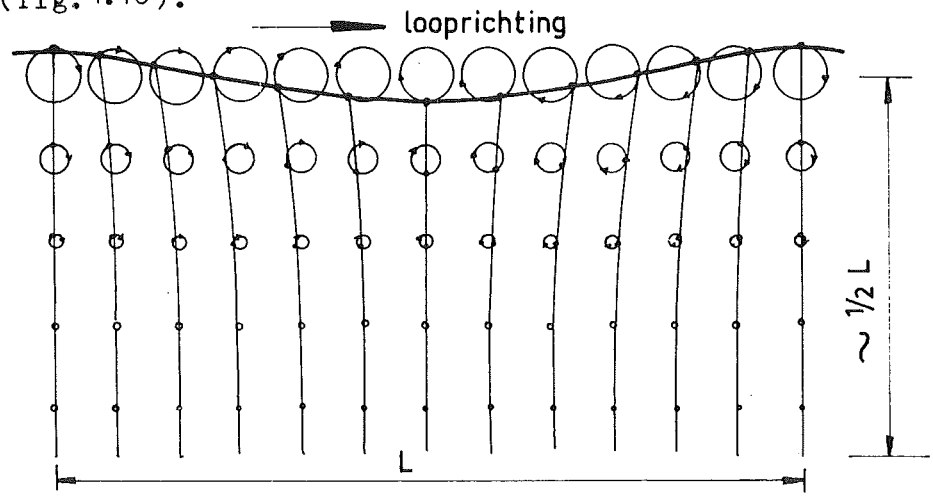


fig. 4.10

De orbitaalbeweging dempt naar de bodem toe uit, de diameter van de orbitaalcirkels neemt af en is op een diepte van $\frac{1}{2}$ L tot nul gereduceerd.
Wanneer de golf de bodem gaat voelen ($d < \frac{1}{2} L$) gaat de orbitaalbeweging vervormen en gaan de cirkelvormige bewegingen in ellipsvormige over. Naar de bodem toe worden deze ellipsen platter. Op de bodem vindt nog alleen een heen en weergaande beweging plaats. In het brandingsgebied en in de oploopzône is van orbitaalbeweging geen sprake meer.
In de golf is zowel potentiële als kinetische energie aanwezig: potentiële in de vervorming van het wateroppervlak t.o.v. het middenvlak en kinetische in de orbitaalbeweging. Op eenvoudige wijze is te berekenen dat de in een lopende golf aanwezige potentiële energie E_p gelijk is aan de kinetische energie E_k en dat

$$E_p = E_k = 1/16 \rho g H^2 L \text{ per m breedte.}$$

De totale in een golf aanwezige energie is dus

$$1/8 \rho g H^2 L$$

en per eenheid van oppervlak $1/8 \rho g H^2$.

5. Het dwarsprofiel

Voor het ontwerpen van het dwarsprofiel van een dijk, omsloten door de zate, de belopen met bermen en de kruin, is het noodzakelijk een aantal facetten nader te bezien:

a. de waterstand en de golfoploop die de dijk moet keren
b. de kruinhoogte
c. de stabiliteit
d. de opbouw
e. de bekledingen

a. Waterstand en golfoploop

Tot bepaling van de kruinhoogte van een dijk dient vastgesteld te worden welke waterstand de dijk zal moeten keren, het z.g. ontwerppeil of de maatgevende waterstand, waarin het golfeffect, de golfoploop niet is begrepen.
Voor wat betreft de dijken in het tijgebied en langs de zee is ir.

Wemelsfelder in de jaren 1930-1940 met het idee gekomen de waterstanden als een stochastisch verschijnsel te beschouwen en daarvan een verdeling op te zetten.
Men gaat uit van uit peilschaalwaarnemingen verkregen gegevens van voorgekomen stormvloedstanden over een zo lang mogelijke periode. De stormvloedstanden worden naar hoogte gerangschikt en nagegaan wordt hoeveel malen in de waarnemingsperiode een bepaalde waterstand is bereikt of overschreden. Zodoende ontstaat, op een half-logarithmische schaal, een frequentielijn als is aangegeven in fig. 5.1.

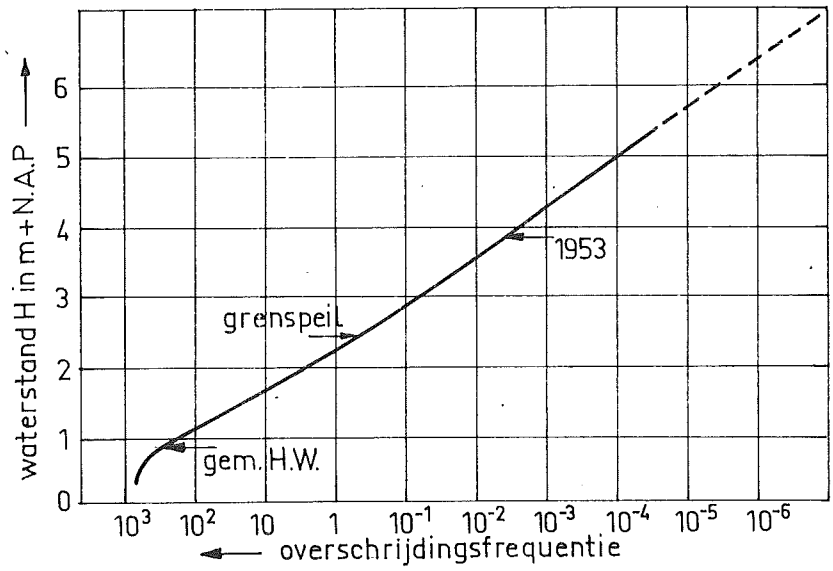


fig. 5.1

De grafiek geeft voor elke waterstand de frequentie van overschrijding aan.
Voor de in Hoek van Holland waargenomen stormvloedstanden blijkt de frequentielijn ongeveer recht te zijn.
Door extrapolatie is het mogelijk enig inzicht te verkrijgen in stormvloedstanden met een lagere frequentie.
Teneinde het z.g. basispeil voor Hoek van Holland vast te stellen heeft men de betreffende frequentielijn rechtlijnig verlengd. Het is echter een vraag of de extrapolatie op deze wijze mag geschieden. Door de relatief korte periode, waarvan men de stormvloedstanden heeft gebruikt om de frequentielijn vast te stellen, is het verloop daarvan slechts benaderd en kan extrapolatie een twijfelachtig resultaat geven. Helaas beschikt men (nog) niet over een methode die een betrouwbaarder resultaat oplevert.

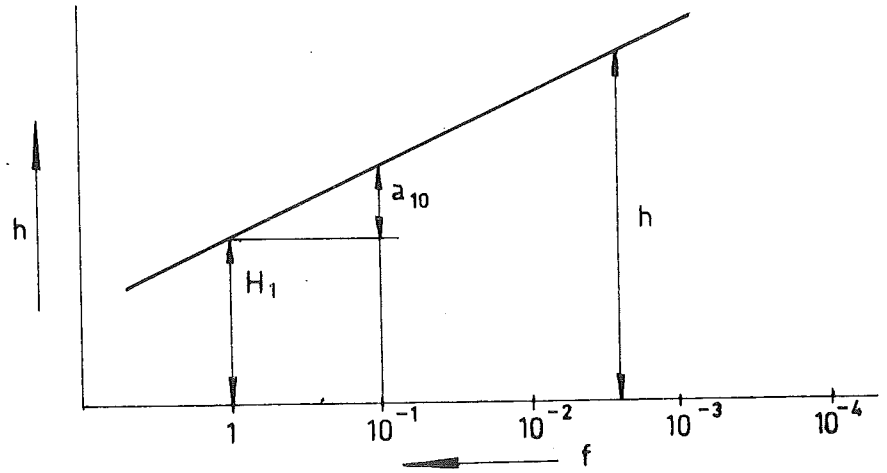


fig. 5.2

De frequentie kan worden weergegeven (fig. 5.2) door:

$$f_{(h)} = e^{-\alpha (h-H_1)} = 10^{-\frac{h-H_1}{a_{10}}}$$

waarin α en H_1 beide constant zijn.

$$\log f_{(h)} = -\frac{h-H_1}{a_{10}}$$

$$h - H_1 = - a_{10} \log f_{(h)}$$

$$a_{10} = \frac{1}{\alpha} \ln 10 = \frac{2,3}{\alpha},$$ de z.g. decimeringshoogte.

In Hoek van Holland bedraagt $H_1 \approx 1,90$ m
en $a_{10} \approx 0,78$ m

Bij het vaststellen van de frequentielijnen dient men uit te gaan van homogene waarnemingen.
Gegevens van waterstanden die door gewone stormen en die door cyclonen o.d. worden veroorzaakt dienen in afzonderlijke frequentielijnen te worden verwerkt.
Het begrip frequentie dient niet te worden verward met het begrip kans. Treedt een bepaald verschijnsel, b.v. een stormvloedstand, gemiddeld a maal per periode op dan is de frequentie f = a maal per periode. Indien gedurende een periode van b.v. 10 jaar 10 stormvloedstanden voorkomen, is de frequentie 1 maal per jaar. De kans dat die stormvloed jaarlijks optreedt is echter $\neq 1$.
De verdeling van de 10 stormvloedstanden over die 10 jaar zou er als volgt uit kunnen zien

x	xx			xx	x		xxx		x

Beschouwt men een periode van N jaren en de stormvloedstanden hebben een frequentie van f maal per jaar, dan is de frequentie in N jaren N . f.

De kans k_o dat een stormvloed gedurende een jaar niet optreedt volgt uit $k_o = \frac{N-1}{N}^{fN}$. Voor $N \rightarrow \infty$ wordt $k_o = \frac{1}{e^f}$. De kans k_+ dat een of meer stormvloeden in een jaar optreden $= 1-k_o = 1-\frac{1}{e^f}$.

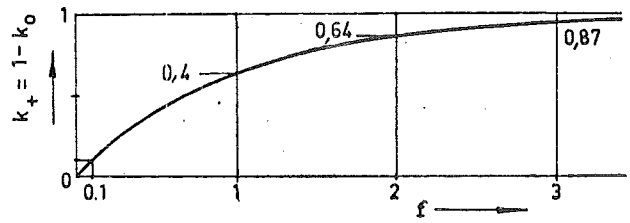


fig. 5.3

In fig. 5.3 is de kans dat een verschijnsel optreedt uitgezet tegen de frequentie.

Voor $f \leqq 0,1$ is $k_+ = f$

De vorengenoemde methode is alleen toepasbaar indien men over gegevens van opgetreden stormvloeden beschikt. Is dat niet het geval dan zal men op andere wijze moeten trachten de opwaaiing te berekenen.

Voor de veelal zeer gecompliceerde berekeningsmethoden, die hier niet verder worden behandeld, wordt verwezen naar de bijdragen van het KNMI en het Mathematisch Centrum en de delen 2 en 3 van het rapport van de Deltacommissie.

In het algemeen zijn de waterstanden in het tijgebied en langs de kust niet beïnvloedbaar door ingrijpen van de mens. Anders is dit bij de bovenrivieren.

De afvoer van een rivier wordt bepaald met de formule:

$$Q = c \cdot b \cdot h^{3/2} \, I^{1/2}$$

waarin Q de afvoer is in m^3/s

c een constante

b de afvoerbreedte in m

h de diepte in m

I het verhang

Op verschillende manieren is de afvoer van een rivier te beïnvloeden. Door vergroting van de berging van het stroomgebied b.v. door bebossing, door de aanleg van reservoirs in de vorm van stuwbekkens en

door bepaalde gebieden te bestemmen als overstromingsgebied waarop een deel van piekafvoeren tijdelijk wordt geloosd kan men de afvoer reguleren en dus de piekafvoeren en daarmede de hoogwaterstanden verlagen.
Bij een constante afvoer zou men door vergroting van de breedte de rivierstand kunnen doen dalen. Aan een dergelijke verbreding zijn echter hoge kosten verbonden. Bovendien vermindert daardoor de vaardiepte.
Bij een constant blijvende afvoer en breedte zou men de waterstand kunnen doen dalen door vergroting van het verhang. Dat kan men doen door het maken van b.v. bochtafsnijdingen.
Veelal hebben de genoemde maatregelen een beperkte en kleine invloed en is de veiligheid van het achter de dijken liggende land er weinig mee gediend. Ook hier zal de kruinhoogte van de dijken bepalend zijn voor de veiligheid.
In Nederland zijn sinds eeuwen werken uitgevoerd langs en in de rivieren die de waterstanden hebben beïnvloed. De waargenomen waterstanden gedurende een langere periode zijn dan ook onderling niet vergelijkbaar. Men gaat daarom liever uit van de frequenties van de afvoeren die weliswaar niet geheel constant zijn in vergelijkbare perioden, maar die een betere benadering mogelijk maken dan wanneer men zou uitgaan van de waargenomen waterstanden.
Uitgaande van een afvoer met een gewenste overschrijdingsfrequentie kan men voor elk punt van de rivier de corresponderende waterstand vaststellen die als uitgangspunt dient voor de bepaling van de kruinhoogte van ban- of schaardijk.
De opwaaiing op een bekken of een meer is betrekkelijk eenvoudig te bepalen wanneer men daarbij aanneemt dat de wind constant blijft in richting en kracht en voldoende lang aanhoudt om de opwaaiing volledig tot ontwikkeling te laten komen en dat de diepte eveneens constant is.
In fig.5.4 a is een meer aangegeven waarover een wind uit een bepaalde richting met een constante sterkte waait. Veronderstelt men dat de totale hoeveelheid water in het meer niet verandert, dus dat het meer een constant peil heeft, dan zal onder invloed van de wind de waterspiegel een stand aannemen als is aangegeven in fig.5.4 b.

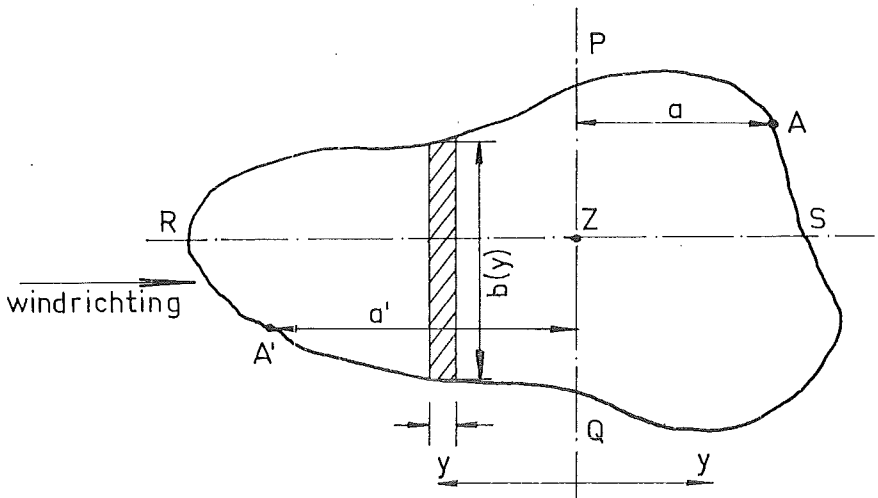


fig. 5.4a

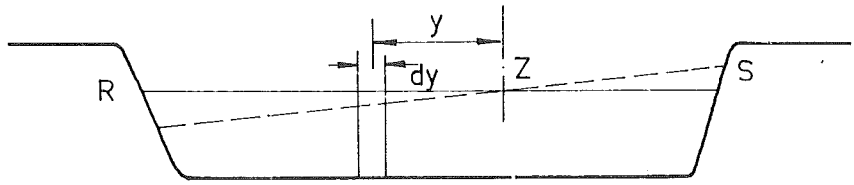


fig. 5.4b

De helling van de waterspiegel wordt berekend met de eerder gegeven formule

$$i = c \cdot \frac{w^2}{gd}$$

In richtingen loodrecht op de windrichting blijft de waterspiegel horizontaal.

Op een deel van het meer, links van z, treedt afwaaiing op, dus verlaging van de waterspiegel, op het overige deel, rechts van z, opwaaiing, dus verhoging van de waterspiegel.

Aangezien de totale waterhoeveelheid niet verandert is

$$\int i \cdot y \cdot dy \cdot b(y) = 0$$

dus $i \int b\, y\, dy = 0$. De lijn door z, loodrecht op de windrichting is dus een zwaartelijn: de waterspiegel gaat kantelen om de lijn door het zwaartepunt loodrecht op de windrichting.

In punt A is de opwaaiing $z_A = a \cdot i$ en in punt A' is de afwaaiing $z_{A'} = a' \cdot i$.

Veelal zal, afhankelijk van de bodemligging, de verhanglijn geen rechte zijn. In het geval van fig.5.4 zal de lijn een bol verloop hebben omdat de diepte in de richting van de wind gaat toenemen en dus i afnemen.

Voor bekkens en meren van relatief kleine lengten kan een correctie echter achterwegen blijven.
Indien de bodem sterke variaties in hoogteligging vertoont kunnen circulatiestromen ontstaan die een berekening van de waterstanden zeer gecompliceerd, zo niet onmogelijk maken.
Op een bekken of een meer kunnen zich waterstandsverhogingen voordoen doordat een opslingering van het water ontstaat tengevolge van een plotseling opstekende storm.

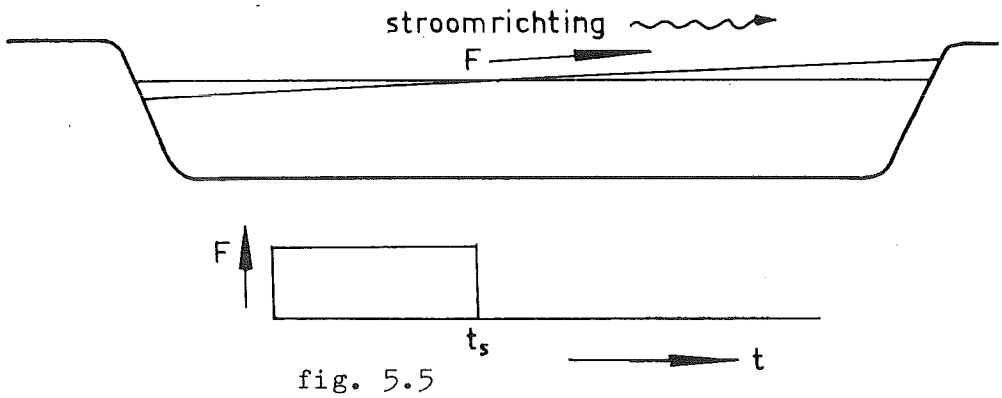


fig. 5.5

Tengevolge van het ontstaan van de opwaaiing, verondersteld te ontstaan door een plotseling opstekende storm met een constante windkracht, doch van een beperkte duur, zal het zwaartepunt zich verplaatsen over een afstand x (fig. 5.5.).
Het bekkensysteem is vergelijkbaar met een enkelvoudig massaveersysteem waarvoor geldt de bewegingsvergelijking:

$$m \cdot \ddot{x} + k\,x = F$$

waarin F de door de wind uitgeoefende kracht is
k de veerconstante van het bekken
m de massa van het water.

Indien de tijd t_s, gedurende welke de storm waait $\geq$ de tijd t, nodig om op het bekken of meer de evenwichtstoestand te doen ontstaan, dan geldt als oplossing voor de differentiaalvergelijking:

$$x = \frac{F}{K}\,(1 - \cos\omega\, t)$$

waarin ω de eigen frequentie van het bekken is.
De veerconstante kan als volgt worden bepaald (fig. 5.6).

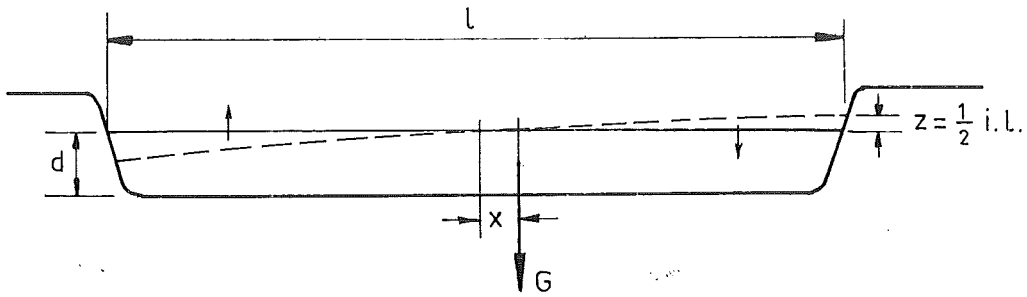


fig. 5.6

$$G \cdot x = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} l \cdot \frac{1}{2} i \cdot l \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} l . 2 . \rho g = \frac{1}{12} i \cdot l^3 . \rho g$$

$$\rho g \cdot d \cdot l \cdot x = \frac{1}{12} i \cdot l^3 . \rho g$$

$$x = \frac{i\, l^2}{12\, d} = \frac{1}{6} \frac{z\, l}{d}$$

Indien $x = \frac{F}{K}$, dus $F = K \cdot x$, is

$$i \cdot l \cdot \rho g \cdot d = K \cdot \frac{i\, l^2}{12\, d} \quad \text{en is } K = \frac{12\, d^2 \cdot \rho g}{l}$$

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{m}} = \sqrt{\frac{12\, d^2 \rho\, g}{l \cdot \rho\, d\, l}} = \sqrt{\frac{12\, dg}{l^2}} = \frac{3{,}5}{l} \sqrt{gd}$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\pi \cdot l}{3{,}5 \sqrt{gd}} \approx \frac{2\, l}{\sqrt{gd}} = \frac{2\, l}{c}$$

waarin c de voortplantingssnelheid van de translatiegolf is en
T de eigen trillingstijd van het bekken.

$$T = \frac{2\pi}{\omega}$$

De maximale uitwijking van het bekken treedt op indien

$$\cos \omega t = -1$$

dus $\omega t = \pi \rightarrow \frac{2\pi}{T} \cdot t = \pi \rightarrow t = \frac{1}{2} T.$

De afwijking is 0 indien $\cos \omega t = 1$,

dus $\omega t = 0$ of $2\pi \rightarrow \frac{2\pi}{T} \cdot t = 0$

$\rightarrow t = 0$ of $\frac{2\pi}{T} \cdot t = 2\pi \rightarrow t = T.$

De slingerperiode $T = \frac{2\, l}{c}$.

Heeft een bekken een lengte van b.v. 100 km en een diepte van 10 m,

dan is $\frac{1}{2}\,T = \frac{1}{2} \cdot \frac{2 \cdot 10^5}{\sqrt{10 \cdot 10}} = 10^4$ s, d.i. $\sim$ 3 uren.

Indien er geen demping optreedt zal de uitwijking, en dus het verhang, een dubbele waarde verkrijgen:

$$2 \cdot i_o = 2 \cdot 35 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{w^2}{gd}$$

Als regel zal een storm niet plotseling op volle sterkte waaien maar geleidelijk aangroeien zodat het verschijnsel van extra verhoging door opslingering niet of nauwelijks zal optreden.
In het voorgaande is uitgegaan van een windkracht met een gegeven windsnelheid w.
Zowel de opwaaiing z als de golfoploop u zijn afhankelijk van w, die in een bepaalde topografische situatie de enige variabele is.
Evenals dat voor de stormvloedstanden langs de kust is gedaan, kan men voor de windsnelheden een frequentiebeschouwing opzetten.
In een gegeven situatie kan men nu voor ieder punt bij een bepaalde w de z en de u bepalen en van hun som, z + u, een frequentielijn construeren (fig. 5.7).

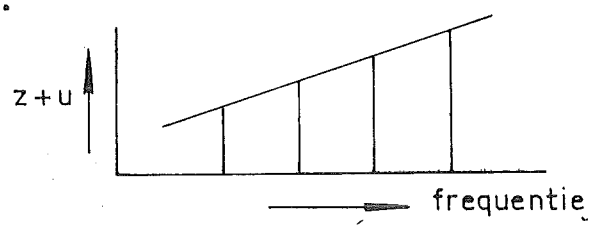


fig. 5.7

Het kan ook zijn dat stormen uit verschillende richtingen optreden. Men heeft dan te maken met stochastische verschijnselen die niet gelijktijdig optreden en waarvan de frequenties dus mogen worden opgeteld. Elke windrichting levert dan een bijdrage tot de totale frequentie.
Heeft b.v. een bepaalde waarde van z + u uit de richting 1 een frequentie van 0,001, uit de richting 2 van 0,01 en uit de richting 3 van 0,03 dan is de totale frequentie van z + u = 0,041 (fig.5.8).

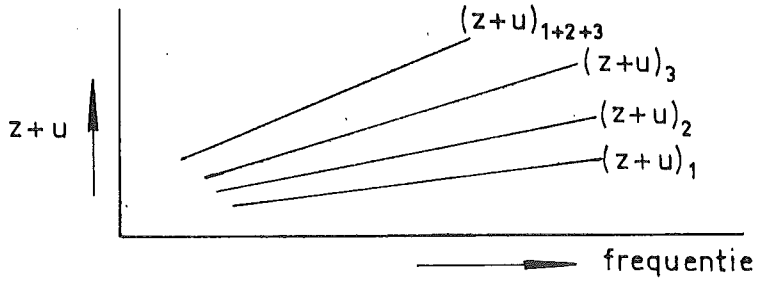


fig. 5.8

Een verdere complicatie kan worden veroorzaakt doordat het meerpeil niet constant is maar tengevolge van regenval of rivierafvoeren een stijging Δz ondergaat. Men heeft dan te maken met twee stochastische verschijnselen:

wind $\longrightarrow$ $z + u$

stijging van meer of bekken $\longrightarrow$ Δz

Deze verschijnselen kunnen echter in de tijd samenvallen.

Nu zijn er drie mogelijkheden te onderscheiden:

1. er is geen correlatie tussen de verschijnselen
2. er is een volledige correlatie
3. er is een gedeeltelijke correlatie.

1. Δz en w zijn onafhankelijk van elkaar. Nu geldt voor de kans dat beide verschijnselen tegelijk optreden de productregel uit de statistiek:

$$Pr \cdot \{ \Delta z + (u + z) \} = Pr \cdot \Delta z \cdot Pr\,(z + w)$$

De duur van beide verschijnselen bepaalt in belangrijke mate de kans op samenvallen (fig. 5.9).

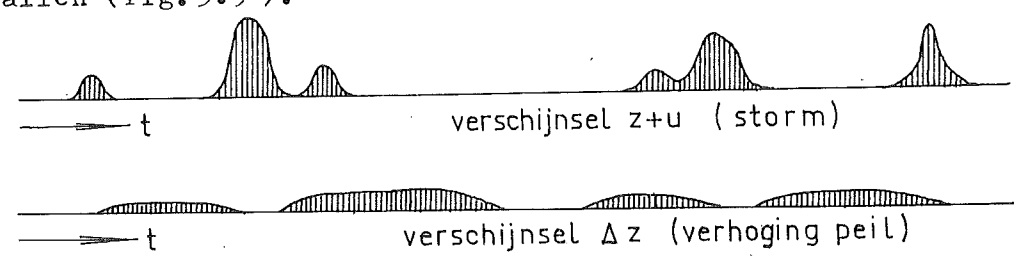


fig. 5.9

Die kans kan nu niet worden bepaald uit de gegevens van de frequenties per jaar, maar uit de kans in % van de tijd.

In fig. 5.10 is uitgezet de kans van overschrijding p van $z + u$ in % van de tijd en de kans van overschrijding q van Δz, eveneens in % van de tijd.

Een willekeurige waterstand c_1 kan zijn samengesteld uit de component a_1, veroorzaakt door $(z + u)_1$ en een component b_1, veroorzaakt door Δz_1, maar evenzeer door de componenten a_2 ..... en b_2 ..... Op tal van manieren, weergegeven door de lijn ABC, kan de waterstand c_1 worden bereikt of overschreden.

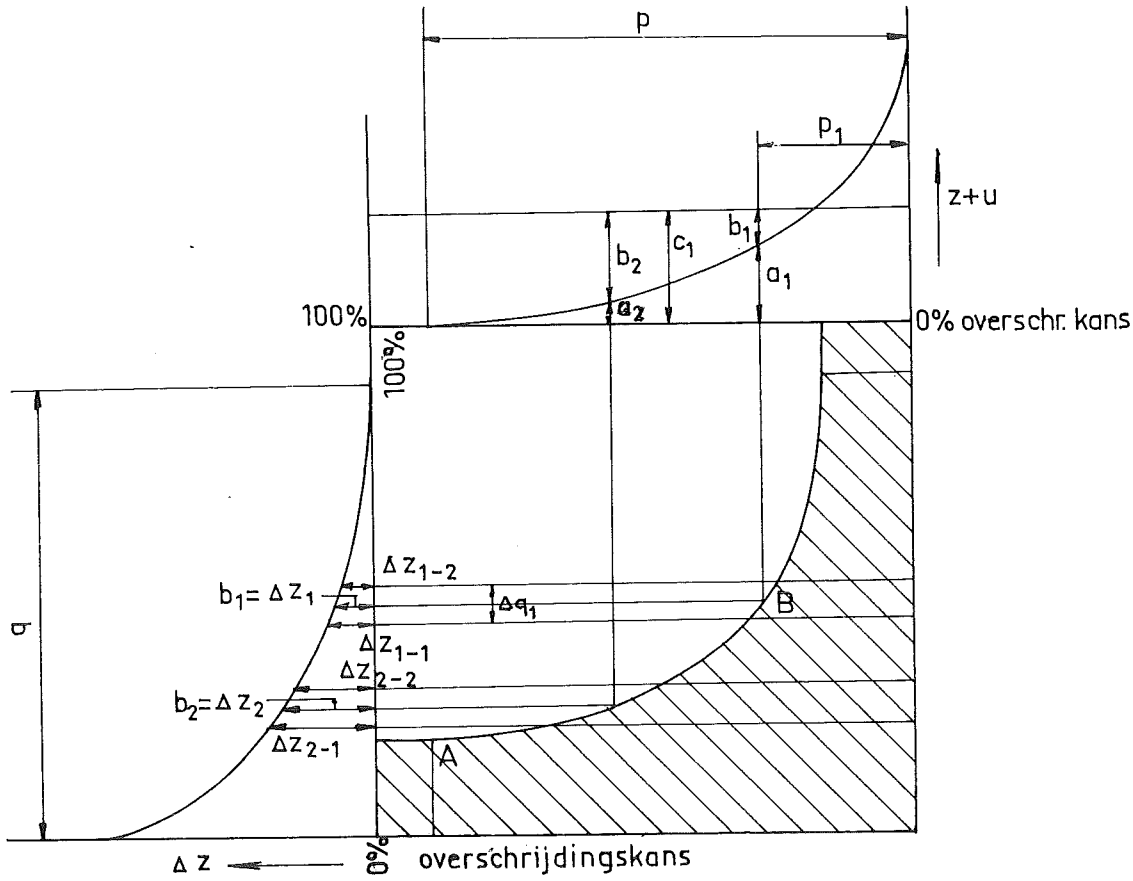


fig. 5.10

De kans Δq_1 dat een verhoging $\Delta z = \Delta z_1$, gelegen tussen Δz_{1-1} en Δz_{1-2}, samenvalt met verhogingen groter dan $u + z = a_1$ is nu $\Delta q_1 \cdot p_1$, het produkt van beide kansen.
De kans Δq_2 dat een verhoging groter dan a_2 gepaard gaat met een verhoging $\Delta z = \Delta z_2$, gelegen tussen Δz_{2-1} en Δz_{2-2} is $\Delta q_2 \cdot p_2$.
Voor alle mogelijke combinaties van a en b die een waterstand c_1 veroorzaken is de kans dat die waterstand wordt overschreden $\sum p \cdot \Delta q$ of

$$\int_{0\%}^{100\%} p\, dq,$$

weergegeven door het gearceerde oppervlak.

Voor elke waterstand c kan nu een dergelijke figuur worden samengesteld, waarna de totale frequentiekansen kunnen worden uitgezet in een overschrijdingscurve.
Door toepassing van logarithmische schalen kunnen de gebogen lijnen worden getransformeerd tot rechten. In figuur 5.11 is daarvan een voorbeeld gegeven.

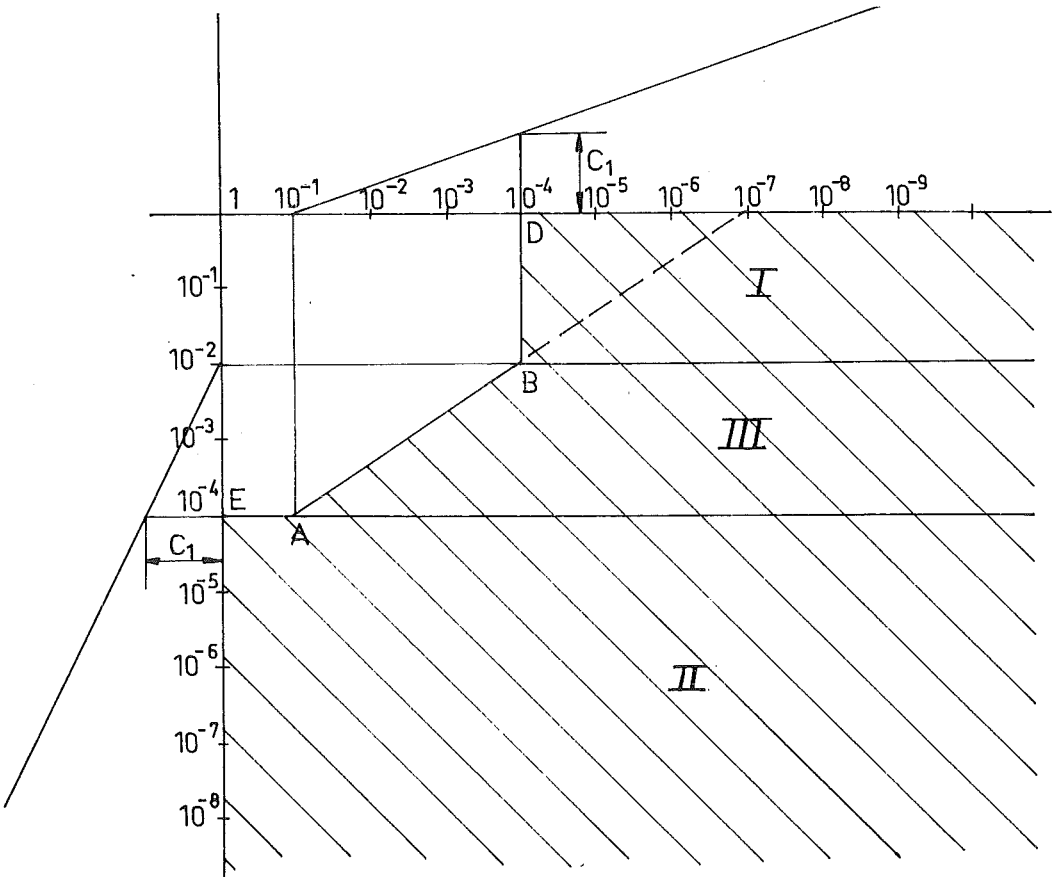


fig. 5.11

De kans F dat een waterstand c_1 optreedt: F_{c_1} wordt weergegeven door het gearceerde oppervlak, buiten de lijn EABD, onderverdeeld in de oppervlakken I, II en III.

Oppervlak I $= 10^{-4} \cdot (1 - 10^{-2}) =$ $0{,}99 \times 10^{-4}$

Oppervlak II $= 1 \cdot 10^{-4} =$ $1{,}00 \times 10^{-4}$

De vergelijking van de lijn AB is:

$$\log p = \log a + b \log q$$

waarin $a = 10^{-7}$ en $b = -3/2$

$$p = 10^{-7} \cdot q^{-3/2}$$

$$\text{Oppervlak III} = \int_{10^{-4}}^{10^{-2}} p \cdot dq = \int_{10^{-4}}^{10^{-2}} 10^{-7}\, q^{-3/2}\, dq =$$

$$= 10^{-7} \cdot -2q^{-\frac{1}{2}} \Big|_{10^{-4}}^{10^{-2}} = -2 \cdot 10^{-7} \left\{ (10^{-2})^{-\frac{1}{2}} - (10^{-4})^{-\frac{1}{2}} \right\}$$

$= -2 \cdot 10^{-7}\,(10 - 100) =$ 180×10^{-6}

Totale oppervlak I + II + III = $2{,}17 \times 10^{-4}$

2. Er is een volledige correlatie tussen z + u en Δ z.
Beide zijn afhankelijk van w en voor elke w kan z + u + Δ z worden bepaald. Op dezelfde wijze als voor een bekken met een constant peil is gedaan kan voor dit geval een frequentiekromme worden samengesteld.
In de praktijk zal zich dit geval echter zelden of nooit voordoen.

3. Er is een gedeeltelijke correlatie tussen z + u en Δz.
Om nu enig inzicht te verkrijgen in hetgeen men mag verwachten wordt wel de z.g. hindcastmethode toegepast. Daarbij worden uit geregistreerde gegevens betreffende neerslag en/of afvoer van rivieren en wind van een zo lang mogelijke periode de gegevens van een matig hoge neerslag en/of afvoer en een matig sterke storm als grenswaarde bepaald. Vervolgens wordt nagegaan in welke deelperioden overschrijdingen van de gekozen grenswaarden zijn opgetreden en hoe groot daarin de waarden van Δ z + z + u zijn geweest. Van de hoogste waarden in elke periode wordt dan een frequentiekromme samengesteld.

b. <u>De kruinhoogte</u>
In het voorgaande is aangegeven hoe voor verschillende situaties de frequentiekrommen voor windsnelheden, opwaaiing, golfoploop en combinaties van deze factoren worden gevonden.
Zij dienen als uitgangspunt voor het bepalen van de kruinhoogten van dijken.
Hoewel de hoogte van een dijk veelal als maatgevend wordt beschouwd voor de veiligheid die hij biedt, kan een doorbraak ook door andere oorzaken dan overstroming ontstaan. Een naar een dijk opdringende geul b.v. kan de vooroever aantasten en stabiliteitsverlies daarvan en van de dijk veroorzaken, de verdediging kan worden vernield door golven, ijs enz., er kunnen langs het binnentalud afschuivingen ontstaan tengevolge van grondwaterstroming, de gehele dijk met de ondergrond kan zijn stabiliteit verliezen, de bekleding kan bezwijken door waterdrukken van binnenuit en er kunnen dijkvallen optreden.
De volgende beschouwingen worden gebaseerd op het bezwijken van een dijk door overstroming.
De keuze van de frequentie die men wenst te aanvaarden hangt af van een aantal factoren: technische, economische, sociale, maar ook psychologische.
De eerste bewoners van de terpen hielden er rekening mede dat het om-

ringende land, hoogstens door lage kaden beschermd, bij herhaling kon overstromen. Zou men een frequentie van b.v. $1 \cdot 10^{-2}$ kiezen, dan zal vrijwel iedere generatie meemaken dat een overstroming plaatsvindt en er rekening mee houden. Kiest men echter voor een frequentie van b.v. 400 jaar en stelt men de gemiddelde leeftijd van de mens op 80 jaar, dan is de kans dat een generatie een overstroming meemaakt 1 : 5.
De kans is dan groot dat men het dreigende gevaar uit het oog verliest en er geen rekening mee houdt.
Door het bezien van de financiële aspecten kan het mogelijk zijn tot een verantwoorde frequentie te komen. Men kan daarbij de methodiek van de verzekeringsmaatschappijen volgen.
Stel dat bij een doorbraak van een dijk een schade S zou ontstaan. Is nu p de doorbraakfrequentie per jaar, dan is de jaarlijkse schadeverwachting (= jaarpremie) $p \cdot S$ en de gekapitaliseerde, contante waarde R van de gesommeerde jaarlijkse schadeverwachtingen is $p \cdot S \cdot \frac{100}{r}$, als r de rentevoet voorstelt.
Is b.v. $p = 10^{-3}$ en r 2,5%, dan is $R = 10^{-3} \cdot S \cdot \frac{100}{2,5} = \frac{1}{25} S$.
Dit beginkapitaal is slechts een fractie van de totale schade S.
Tevens kan men nagaan na hoeveel jaar de ramp mag komen om voldoende geld te hebben voor herstel en nieuw beginkapitaal.
Stel dat dit na x jaar het geval zal zijn.

Dan moet $R\,(1 + \frac{r}{100})^x = S + R$.

$$\frac{1}{25} S\,(1 + \frac{r}{100})^x = S + \frac{1}{25} S.$$

$$(1 + \frac{2,5}{100})^x = 25 + 1 = 26. \longrightarrow x = 132 \text{ jaar.}$$

Voor $p = 1 \cdot 10^{-2}$ blijkt x 16,5 jaar te zijn
Voor $p = 1 \cdot 10^{-4}$ blijkt x = 224 jaar te zijn
Indien nu een ramp eerder komt dan het voor iedere doorbraakfrequentie berekende aantal jaren, dan zijn er niet voldoende financiële middelen aanwezig; komt de ramp later, dan zijn er middelen over.
Het systeem is alleen zinvol als een groot aantal objecten, bij één verzekeraar ondergebracht, op deze wijze wordt bezien.
Rekent men met een inflatie van i% dan wordt de jaarpremie

$$p \cdot S \cdot (1 + \frac{i}{100})^n.$$

De contante waarde R_o van deze jaarpremies is

$$p \cdot S \cdot \frac{(1 + \frac{i}{100})}{(1 + \frac{r}{100})} + p \cdot S \cdot \frac{(1 + \frac{i}{100})^2}{(1 + \frac{r}{100})^2} + \ldots\ldots p \cdot S \frac{(1 + \frac{i}{100})^n}{(1 + \frac{r}{100})^n} =$$

$$= p \cdot S \frac{(100 + i)}{(100 + r)} + p \cdot S \cdot \frac{(100 + i)^2}{(100 + r)^2} + \ldots\ldots p \cdot S \frac{(100 + i)^n}{(100 + r)^n} =$$

$$= p \cdot S \cdot \sum_{n \to \infty} (\frac{100 + i}{100 + r})^n = p \cdot S \cdot \sum_{n \to \infty} (\frac{100}{100 + r - i})^n =$$

$$= p \cdot S \cdot \sum_{n \to \infty} \frac{1}{(1 + \frac{r'}{100})^n} \quad \text{indien } r' = r - i.$$

Bij een sterke en aanhoudende inflatie nadert r' tot 0. Dan zal $R = p \cdot S \cdot \frac{100}{r'} \to \infty$ en zal men dus een oneindig groot kapitaal moeten vastleggen om in de toekomst schade te kunnen financieren. Daar dit onmogelijk is, lijkt het reëler om voor kleine waarden van r' een toekomstige periode van beperkte duur te beschouwen.
Veronderstelt men r' = 0 en beschouwt men twee perioden van respectievelijk 100 en 500 jaar dan is voor

$p = \frac{1}{10} \longrightarrow R_o = \frac{100}{10} \cdot S = 10\ S$ resp. $\frac{500}{10} \cdot S = 50\ S$

$p = \frac{1}{100} \longrightarrow R_o = S$ resp. $5\ S$

$p = \frac{1}{1000} \longrightarrow R_o = \frac{1}{10}\ S$ resp. $\frac{5}{10}\ S$

$p = \frac{1}{10.000} \longrightarrow R_o = \frac{1}{100}\ S$ resp. $\frac{1}{20}\ S$

Voor r' = 1 is $R_o = 100\ p \cdot S$ en voor

$p = \frac{1}{10} \longrightarrow R_o = 10\ S$ voor een oneindige tijd

$p = \frac{1}{100} \longrightarrow R_o = S$ " " " "

$p = \frac{1}{1000} \longrightarrow R_o = \frac{1}{10}\ S$ " " " "

$p = \frac{1}{10.000} \longrightarrow R_o = \frac{1}{100}\ S$ " " " "

De totale kosten K van een dijk die ter bescherming van bepaalde belangen wordt aangelegd bestaan dus uit:

a. de investeringskosten I van de dijkbouw
b. de gekapitaliseerde waarde R van de jaarlijkse rampschadeverwachting.
Door in een grafiek de waarden van I en R uit te zetten tegen de dijkhoogte en te sommeren vindt men een optimale waarde van I + R (fig.5.12)

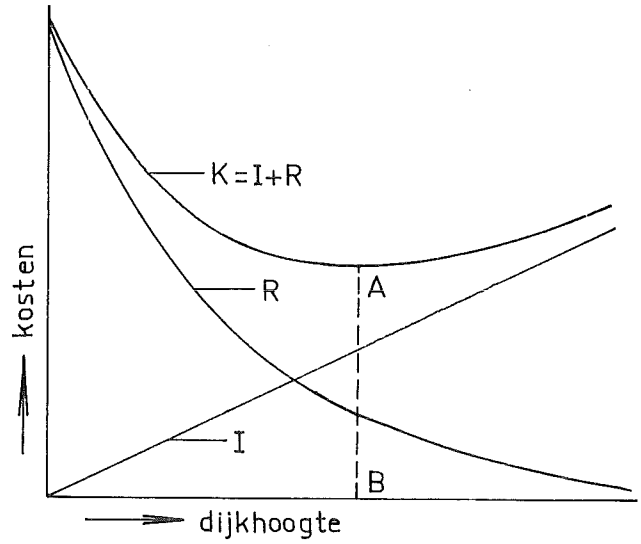


fig. 5.12

Ter weerszijden van A blijkt K binnen een zeker gebied een vrijwel constante waarde te hebben. Het is duidelijk dat men zal kiezen voor een dijkhoogte rechts van B.
De Rijkswaterstaat heeft voor de primaire keringen langs de kust en in het tijgebied een overschrijdingsfrequentie van $1 \cdot 10^{-4}$ x per jaar vastgesteld. Uitgaande van het vastgestelde basispeil te Hoek van Holland, NAP + 5,00 m, is voor een groot aantal plaatsen in het kustgebied het basispeil vastgesteld met de gelijkwaardige frequentie van $1 \cdot 10^{-4}$. Zij dienen voor het vaststellen van de ontwerppeilen die ontstaan door het toepassen van reducties, b.v. om economische redenen, op de basispeilen.
In tabel 5.1 is voor een aantal plaatsen in het kustgebied vermeld: het basispeil, de te verwachten verhoging tengevolge van de afdammingen, de economische reductie, het ontwerppeil en de hoogte van de hoogste waargenomen waterstand, alsmede het jaar waarin deze optrad.

Plaats	Basispeil = waterstand, in overschrijdingswaarde overeenkomend met het peil van NAP + 5 m te Hoek van Holland (peilschaal) in m boven NAP (bestaande toestand)	Te verwachten verhoging ten gevolge van de afdammingen in cm	Economische reductie in cm	Ontwerppeil in m boven NAP voor blijvende situatie (1 + 2 — 3)	Hoogst waargenomen stand in m boven NAP	
					Jaar	Hoogte
Overschrijdingswaarde	10^{-4}					
	1	2	3	4	5	6
Terneuzen	5,90	+ 5	30	5,65	1953	4,96
Bath	6,60	+ 5	30	6,35	1953	5,60
Vlissingen	5,65	+ 5	30	5,40	1953	4,55
Kop Walcheren	5,40	+20	30	5,30	1953	4,30
Kop Schouwen	5,10	+25	30	5,05	1953	4,10
Kop Goeree	5,05	+30	30	5,05	1953	4,00
Kop Voorne	5,05	+30	30	5,05	1953	3,95
Hoek van Holland	5,00	+ 0	0	5,00	1953	3,85
Scheveningen	5,35	+ 5	0	5,40	1953	3,97
IJmuiden	5,15	—	0	5,15	1953	3,85
Den Helder	5,05	—	0	5,05	1953	3,25
Den Oever	5,85	—	60	5,25	1953	3,70
Harlingen	5,80	—	30	5,50	1954	3,69
Oostmahorn	5,80	—	20	5,60	1906	4,20
Delfzijl	6,40	—	20	6,20	1825	4,60
Texel	5,20	—	30	4,90	1953	3,32
Vlieland	5,20	—	50	4,70	1953	3,16
Terschelling	5,30	—	50	4,80	1953	3,18
Ameland	5,60	—	50	5,10	1906	3,56
Schiermonnikoog	5,65	—	50	5,15	1906	4,00
Rottumeroog	5,70	—	—	—	1916	4,20

Gegevens ontleend aan *Rapport Deltacommissie*

tabel 5.1

Voor de dijken langs de bovenrivieren baseert men, voor wat betreft de Rijn, de basispeilen op een afvoer met een overschrijdingsfrequentie van $3 \cdot 10^{-4}$ x per jaar (18.000 m^3/s). Voor de Maas heeft men nog geen ontwerpafvoer vastgesteld.

Een doorbraak van een bovenrivierdijk heeft als regel minder desastreuze gevolgen dan een doorbraak van een dijk in het tijgebied. Bovendien is het herstel van een doorbraak in het tijgebied veel moeilijker door de heen en weer trekkende getijstromen, de stormvloeden en de golven.

De ontwerpwaterstand (= ontwerppeil = maatgevende stormvloedstand), bepaald door de normale waterstand en de opwaaiing (z), eventueel vermeerderd met verhogingen tengevolge van bui-oscillaties en buistoten, en de golfoploop (u) bepalen samen de z.g. dijktafelhoogte. De kruinhoogte mag niet beneden dit peil dalen indien men de beoogde veiligheid wenst te handhaven.

De waakhoogte van een dijk, per definitie de hoogte van de kruin boven

het ontwerppeil, is de som van de golfoploop en de eventuele verhogingen t.g.v. bui-oscillaties en buistoten.
De kruinhoogte dient regelmatig gecomtroleerd te worden door middel van waterpassingen.
Bui-oscillaties zijn onregelmatige schommelingen van het zeeoppervlak, waarvan de periode is gelegen tussen die van de windgolven en die van de getijgolven in. In Hoek van Holland zijn bui-oscillaties gemeten met een periode van 10-50 minuten en een amplitude van circa 0,25 m.
Buistoten zijn eenmalig optredende zeer geprononceerde verheffingen van de zeespiegel. Ze komen in ons kustgebied bijna elk jaar één of meermalen voor en worden meestal veroorzaakt door het passeren van een front of een zware plaatselijke bui. Ze kunnen een verhoging van enkele dm veroorzaken. Voor het vaststellen van de aanleghoogte dient de dijktafelhoogte verhoogd te worden met de klink en de zetting van ondergrond en dijklichaam en met de relatieve bodemdaling (zeespiegelrijzing).
De klink en de zetting kunnen zeer uiteenlopende waarden bereiken, afhankelijk van de dikte en de samendrukbaarheid van de lagen slappe grond, zoals klei en veen, die boven het pleistocene zand in zeer variërende dikten voorkomen. Een grondmechanisch onderzoek door middel van sonderingen en boringen kan inzicht geven in de grootte van de te verwachten zettingen en klink.
Het in Nederland gebruikte vergelijkingsvlak: het NAP (Normaal Amsterdams Peil) is vastgelegd aan het oppervlak van het pleistoceen. Het Volgt de daling van het pleistoceen, die niet meer bedraagt dan enkele cm per eeuw. Voor het zuidelijk deel van Nederland wordt die daling nihil geacht, naar het noorden neemt zij toe tot 0,02 à 0,04 m per eeuw.
De stijging van de zeespiegel t.o.v. het NAP noemt men de relatieve zeespiegelrijzing, samengesteld uit twee componenten: de daling van het NAP en de werkelijke zeespiegelrijzing.
De relatieve zeespiegelrijzing bedraagt thans ongeveer 0,15 m per eeuw. Veiligheidshalve neemt men voor de grote waterbouwkundige werken wel 0,20 m per eeuw aan.

c. <u>De stabiliteit</u>

De dijken worden als regel in grond (zand, klei e.d.) geconstrueerd. Het dwarsprofiel is dus trapeziumvormig en wordt opgebouwd op een zate die zowel onder als boven water kan liggen. De hellingen van de belopen kunnen niet steiler worden gekozen dan de hoek van het natuurlijke talud

φ. De stabiliteit van een dijklichaam bepaalt met de dichtheid en het bestand zijn tegen golf-, stroom-, ijsaanval e.d. de kwaliteit van de waterkering of waterscheiding.
De vloeistofmechanica, de grondwatermechanica, de grondmechanica en onderzoekmethoden maken het mogelijk inzicht te krijgen in de stabiliteitsproblemen die zich kunnen voordoen bij de belasting van de zate, van het dijklichaam zelf en bij de belasting van het dijklichaam door water- en grondwaterdrukken, ijs-, stroom- en golfaanval. De stabiliteit dient zowel in de uitvoeringsfase als in de eindfase bezien te worden.
Men zal trachten zich een zo volledig mogelijk beeld te vormen van de soort en de eigenschappen van de ondergrond, als draagkracht, structuur, doorlatendheid enz.
Het evenwichtsdraagvermogen van de ondergrond mag door het gewicht van het dijklichaam en de daarop werkende krachten niet worden verstoord. Bij overschrijding van het evenwichtsdraagvermogen wordt de schuifspanning te groot en kan stabiliteitsverlies optreden.
Het onderzoek van de stabiliteit dient zich uit te strekken over:

het dijklichaam
de ondergrond
de taluds
de bekleding

zowel in de verschillende fasen van de opbouw als in de eindfase.
De meest ongunstige situatie treedt op tijdens de bouw en juist na het gereedkomen.
Het blijkt dat de taluds in samenhangende grond bij evenwichtsverstoring veelal afschuiven volgens gebogen glijdvlakken die nagenoeg cirkelvormig zijn.
Teneinde na te gaan of een ontworpen dijklichaam voldoende stabiliteit bezit is het noodzakelijk om voor een aantal geschikt gekozen glijdvlakken na te gaan of die stabiliteit gewaarborgd is. Het is daarbij vrijwel niet mogelijk het meest ongunstige glijdvlak te kiezen. De methode is benaderend en er blijft een onzekerheid bestaan.
In de dictaten "Foundation engineering", naar de colleges van prof.ir. N. Nanninga, wordt aangegeven op welke wijze een onderzoek naar de stabiliteit verloopt.
Daar het zelden zal voorkomen dat zowel dijklichaam als ondergrond uit eenzelfde grondsoort zullen bestaan, zal als regel de lamellenmethode

worden toegepast, als beschreven in genoemde dictaten.
De stabiliteit wordt in belangrijke mate beheerst door stroming van het grondwater door het dijklichaam. De doorlatendheid van de grond waaruit dat is opgebouwd is hierbij van groot belang. Het water kan in de dijk komen door

a. infiltratie door buitenbeloop en ondergrond
b. inzijging als gevolg van neerslag
c. inzijging als gevolg van wateroverslag.

De invloed van de neerslag kan vooral bij slecht doorlatend dijkmateriaal (klei) aanleiding geven tot hoge grondwaterstand in het dijklichaam.
Het moderne dijklichaam wordt, althans in Nederland, in hoofdzaak in zand opgetrokken. Door een dergelijk dijklichaam kan zowel in horizontale als in verticale richting een min of meer belangrijk watertransport optreden, afhankelijk van de doorlatendheid van de grond.
Vooral bij dijken langs bovenrivieren, die soms langdurig een hoge waterstand moeten keren, is dit watertransport van groot belang voor de stabiliteit van dijklichaam en taluds.
Uitgaande van de waterstanden buiten- en binnendijks als randvoorwaarden kan voor een dijkprofiel op verschillende manieren het stroomlijnenverloop en de freatische lijn worden bepaald:

a. met behulp van een vierkantennet
b. met behulp van een spleetmodel
c. met behulp van een elektrisch analogon.

In de eerder genoemde diktaten is voor enkele eenvoudige gevallen aangegeven hoe een vierkantennet kan worden geconstrueerd. Door middel van het systeem van loodrecht op elkaar staande stroom- en equipotentiaallijnen kan in ieder punt van het doorstroomde profiel de stijghoogte van het grondwater worden bepaald en daarmede de waterdrukken in aangenomen glijdvlakken en tegen dichte bekledingen.
In het bijzonder is dit van belang bij dijken waar zich een stationaire stromingstoestand kan instellen. Dat kan het geval zijn bij dijken langs bovenrivieren die soms lange tijd achtereen een hoge waterstand moeten keren, bij dijken langs kanalen en boezems, bij dijken om bekkens. Bij dijken langs benedenrivieren en zee is dat niet het geval. Extreem hoge waterstanden zijn daar nimmer van lange duur.
Bij alle dijken die langdurig of permanent een meer of minder hoge waterstand keren zal zich een relatief hoge freatische lijn instellen.
Deze lijn kan het binnenbeloop snijden waarbij tussen dit snijpunt en de

hiel van de dijk water uit het binnenbeloop treedt.
In fig. 5.13 is in het dwarsprofiel van een dijk, b.v. uit zandige klei bestaand, rustende op een ondoorlatende zate, het vierkantennet getekend. Daarbij is aangenomen dat de doorlatendheid van de bekleding tenminste even groot is als die van het dijklichaam. In het dijklichaam is een stationaire stromingstoestand ontstaan.. Alle kwel vindt plaats door het dijklichaam en boven de ondoorlatende laag. Over het gedeelte AB treedt water uit.

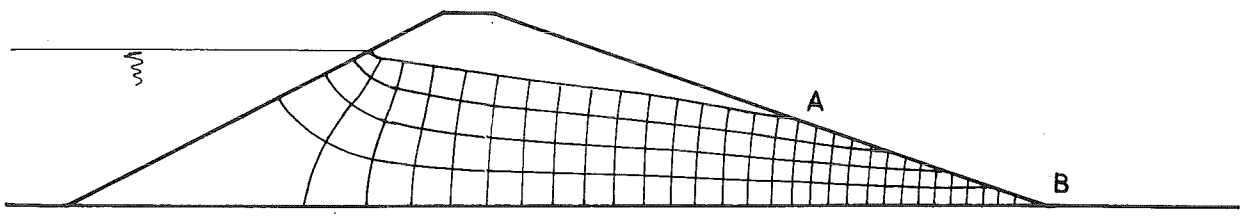


fig. 5.13

Teneinde een indruk te krijgen van de hoeveelheid water die door een dergelijke dijk kwelt is hieronder aangegeven hoe de lengte van AB kan worden berekend. Daarna kan de hoeveelheid kwelwater worden bepaald.
Met behulp van de wet van Darcy, gepubliceerd in 1856, is de ideële - of filtersnelheid te bepalen: $v = k \cdot i = - k \cdot \frac{dh}{ds}$ waarin k de doorlatendheidscoëfficient in m/s is en $\frac{dh}{ds}$ de stijghoogtegradiënt.
Bij een poriënvolume van p% is de werkelijke snelheid

$$v = - \frac{k}{p} \cdot \frac{dh}{ds}$$

Door Dupuit is een methode aangegeven (1863) om de lengte te bepalen van het deel van het binnenbeloop waarover water uittreedt (fig. 5.14).

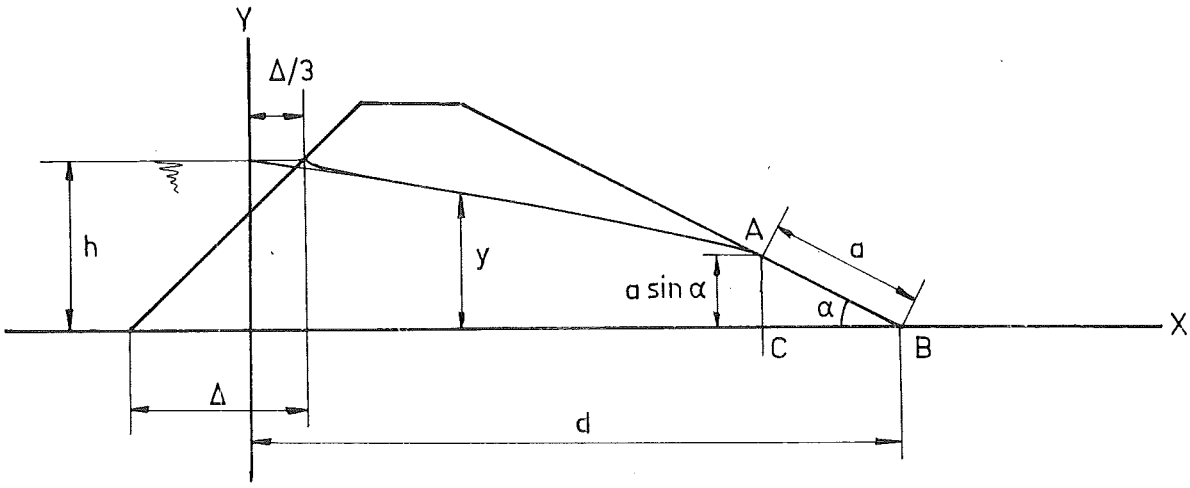


fig. 5.14

$$v = -k \cdot \frac{dh}{ds} = -k\,\frac{dy}{dx}$$

$$q = -k \cdot y \cdot \frac{dy}{dx} = -k \cdot AC \cdot tg\,\alpha = -k \cdot a \sin\alpha\, tg\,\alpha \longrightarrow$$

$$y \cdot \frac{dy}{dx} = a \sin\alpha\, tg\,\alpha$$

$$\int_{a \sin\alpha}^{h} y\,dy = a \sin\alpha\, tg\,\alpha \int_{a \cos\alpha}^{d} dx \longrightarrow$$

$$a = \frac{d}{\cos\alpha} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2\alpha} - \frac{h^2}{\sin^2\alpha}}$$

Is nu b.v. d = 20 m, h = 5 m en tg α = 1/3, dan is

sin α = 0,317 en cos α = 0,95 en is

$$a = \frac{20}{0{,}95} - \sqrt{\frac{400}{0{,}95^2} - \frac{25}{0{,}317^2}} = 21{,}1 - 13{,}9 = 7{,}2 \text{ m.}$$

a sin α = 7,2 . 0,317 = 2,28 m.

Indien nu k = 10^{-5} m/s is

q = 10^{-5} . 2,28 . 1/3 = 0,76 . 10^{-5} m^3/s/m'.

Per km dijk bedraagt de kwel dan 0,76 . 10^{-2} m^3/s en per km per etmaal 657 m^3.

Is de polder achter de dijk 1 km diep, dan komt de kwel overeen met een

schijf water van $\frac{657}{10^6}$ = 0,657 mm/etmaal.

Vergeleken met een gemiddelde neerslag in de wintermaanden van 2 à 3 mm/etmaal, is het kwelbezwaar gering.

Is de k-waarde echter 10^{-4} i.p.v. 10^{-5}, dan wordt het kwelbezwaar 10x zo groot en dus belangrijk.

Is in het gegeven voorbeeld het buitenbeloop van de dijk van een ondoorlatende bekleding voorzien, dan zal er in het geheel geen kwel door het dijklichaam optreden en kan de stabiliteit van de dijk alleen worden verstoord door water dat van boven af het dijklichaam binnendringt (neerslag, golfoverslag).

Ingeval de dijk rust op een doorlatende zate neemt ook de ondergrond deel aan de kwel. Ook nu kan door het tekenen van een vierkantennet inzicht worden verkregen in de waterspanningen. Een waterdichte bekleding van het buitenbeloop zal nu de kwel door het dijklichaam niet kunnen verhinderen. De freatische lijn zal echter lager liggen dan ingeval de bekleding doorlatend zou zijn.

In figuur 5.15 is het vierkantennet geschetst voor een dijk op een ondergrond met eenzelfde doorlatendheid als het dijklichaam, voorzien van een waterdichte bekleding en van een waterdicht teenschot (damwandje).

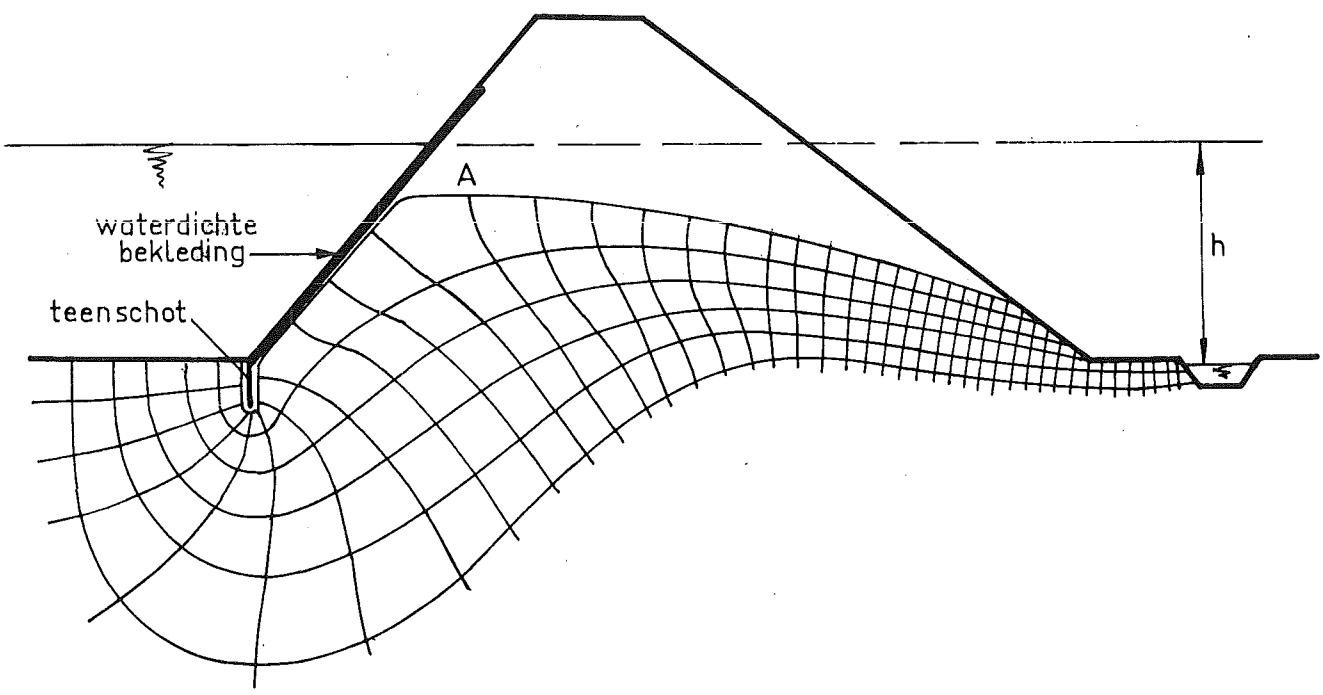


fig. 5.15

In het punt A is de potentiaal blijkbaar al $\frac{11}{43}$ h gedaald. De freatische lijn ligt dus lager dan bij de doorlatende bekleding het geval was.
Op de theorie van de vierkantennetten wordt in dit college niet verder ingegaan, doch wordt verwezen naar de handleiding voor het college grondwatermechanica.
Behalve dan door het tekenen van een vierkantennet kan men inzicht in de grondwaterstroming verkrijgen door middel van een spleetmodel of een elektrisch analogon.
Heeft het vierkantennet als nadeel dat de toepassing moeilijk en tijdrovend is in die gevallen waarin men te maken heeft met niet-stationaire stromingen, het spleetmodel en het elektrisch analogon hebben deze nadelen in mindere mate. De niet-stationaire stromingen doen zich voor bij dijken in het getijgebied en langs de zee, waar door de getijwerking en de stormvloeden een stationaire stroming niet tot ontwikkeling komt.
In het spleetmodel stroomt tussen twee dicht bij elkaar geplaatste parallelle platen een viskeuze vloeistof. De doorlatendheid is evenredig met de derde macht van de spleetwijdte.
Een gebruikelijke afstand van de platen is 2 mm. Metingen zijn daardoor in het model moeilijk te verrichten.
Het elektrisch analogon berust op de overeenkomst tussen de wet van Darcy en de wet van Ohm, welke laatste luidt:

$$i = -\frac{1}{\rho} \cdot \frac{dV}{ds}$$

waarin i de elektrische stroomdichtheid is (in Amp/m^2), ρ de specifieke weerstand (in Ohm/m) en V de elektrische potentiaal (in Volts).
Uit elektrisch geleidend materiaal (Teledeltos-papier) vervaardigt men een model van het te onderzoeken profiel en brengt langs de randen daarvan elektrische potentialen aan die representatief zijn voor de gegeven potentialen: waterdrukhoogte en plaatshoogte. Met behulp van een sonde kan men in het model aftasten welke punten een bepaalde en gelijke potentiaal hebben. Op deze wijze vindt men het patroon van equipotentiaallijnen. Loodrecht op deze lijnen kan dan het stroomlijnenpatroon worden getekend. In de eerder genoemde handleiding worden beide methoden uitvoeriger behandeld.
Met het vierkantennet, het spleetmodel en het elektrisch analogon worden alleen twee-dimensionale stromingsmodellen onderzocht.
Wanneer nu op de aangegeven wijzen de waterdrukken in en onder het dijklichaam zijn bepaald kunnen een aantal glijdvlakken worden beschouwd,

kan een schatting worden gemaakt van het ongunstigste glijdvlak en kan de stabiliteit daarin worden onderzocht.
Het kan dan blijken dat instabiliteit mag worden verwacht als gevolg van in de ondergrond aanwezige lagen van minder draagkrachtige grond, zoals veen of slappe klei.
Maar ook sterk watervoerende lagen kunnen oorzaak zijn van evenwichtsverstoringen.
Slappe lagen kunnen zeer verschillend van dikte zijn en eveneens op zeer verschillende diepten liggen.
Zijn ze niet te dik en liggen ze niet te diep, dan kan men overwegen om ze weg te graven of te baggeren en te vervangen door een draagkrachtig materiaal. Maar ook kan men door het in langzaam tempo en laagsgewijze opbouwen van het dijklichaam het in de slappe lagen aanwezige water uitdrijven en daarmede de korrelspanning vergroten. Deze methode vergt veel tijd en is daarom bij grote dikte van de slappe lagen nauwelijks uitvoerbaar.
In fig. 5.16 is een dwarsprofiel van Schielands Hoge Zeedijk aangegeven. Deze dijk is aangelegd op een zeer dik veenpakket. De dijk is vele malen verhoogd moeten worden. Dat geschiedde met klei en het dwarsprofiel toont hoe het kleilichaam tot op grote diepte is het veenpakket is doorgedrongen. Het veen is tot een dichte en vaste massa samengeperst.

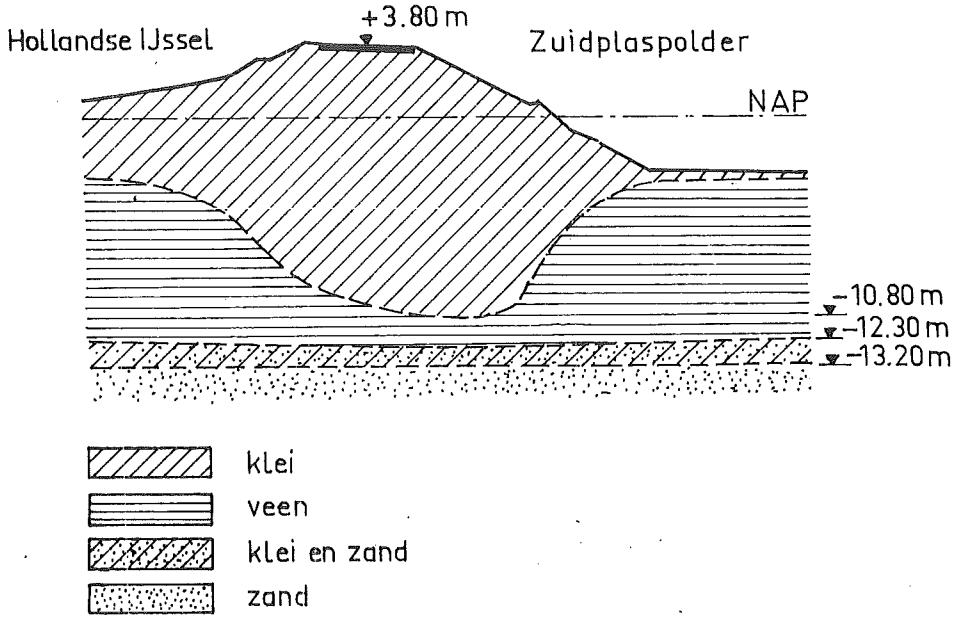


fig. 5.16

Profielen van de meerdijk van de Noordoostpolder, fig. 5.17, laten zien hoe men een cunet kan baggeren over de gehele breedte van de zool van de dijk maar ook hoe men zich kan beperken tot het baggeren van cunet-

ten onder teen en hiel van de dijk

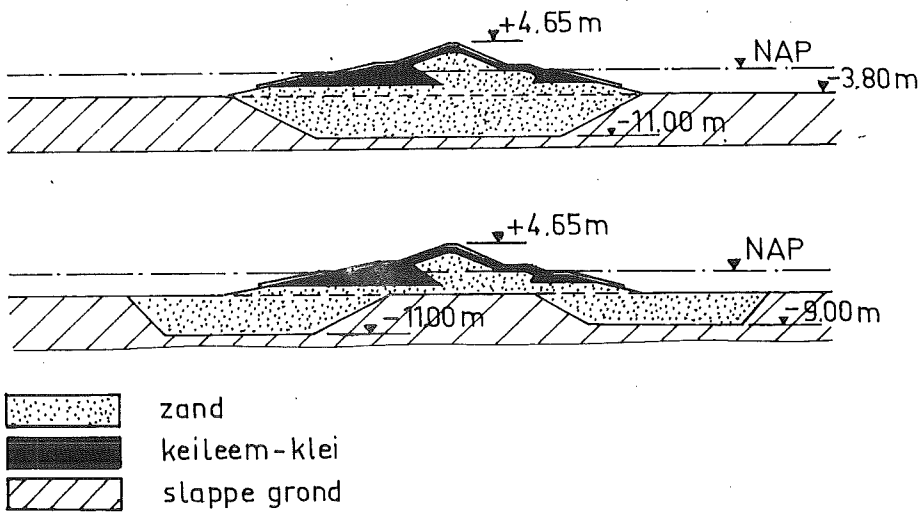


fig. 5.17

Een gedeelte van de slappe laag heeft men laten zitten teneinde kwel vanuit het dieper liggende zandpakket te voorkomen.
Van de kwaliteit van de slappe lagen hangt het af of men kan overwegen ze te laten zitten.
Indien men de lagen niet verwijdert en ze door ze te belasten samenperst, zal men de belasting door het dijklichaam zo gunstig mogelijk verdelen. Het toepassen van bermen en flauwe belopen is dan gewenst. Dat heeft bovendien het gunstige effect dat de dijk lager kan worden. De golfoploop, te bepalen o.a. met de formule $z = 8\ f\ H\ tg\alpha(1 - \frac{B}{L})$ (pag. 27), levert een belangrijke bijdrage aan de kruinhoogte.
Flauwere belopen, een ruwere bekleding en een stormvloedsberm kunnen de golfoploop aanmerkelijk reduceren en daarmede de kruinhoogte en dus ook de belasting door het dijklichaam.
Naast de methode van het samenpersen van slappe lagen past men wel werkwijzen toe waarbij de slappe grond zijdelings wordt weggeperst. Men baggert dan eveneens een cunet teneinde de grond van betere kwaliteit in de slappe grond te laten doordringen en de slappe specie zijdelings te verdringen.
Voordat de dijken in hoofdzaak in zand werden opgetrokken waren ze van klei gebouwd. Dit sterk ondoorlatende materiaal maakte het mogelijk de belopen steil op te zetten zodat met relatief kleine dijkprofielen kon worden volstaan. Op deze kleidijken kon zich bovendien een goede gras-

mat ontwikkelen.
De moderne dijken worden veelal in zand opgetrokken dat wordt afgedekt met een beschermende laag.
De zandkern van deze dijken is waterdoorlatend en dat kan problemen geven met betrekking tot de stabiliteit van dijklichaam en belopen.
Indien water uit het binnenbeloop treedt bestaat er kans dat gronddeeltjes worden meegesleept en afbraak van het binnentalud ontstaat.
Op een grondelementje nabij het binnenbeloop, met de grootte van een volume-eenheid, werken de volgende krachten (fig. 5.18).

1. een verticale neerwaarts gerichte kracht γ_{ng}
2. een verticale opwaarts gerichte kracht γ_w
3. een horizontaal aangenomen stromingsdruk $\gamma_w \cdot i = \gamma_w \operatorname{tg}\alpha$, waarbij i de helling is van het binnenbeloop.

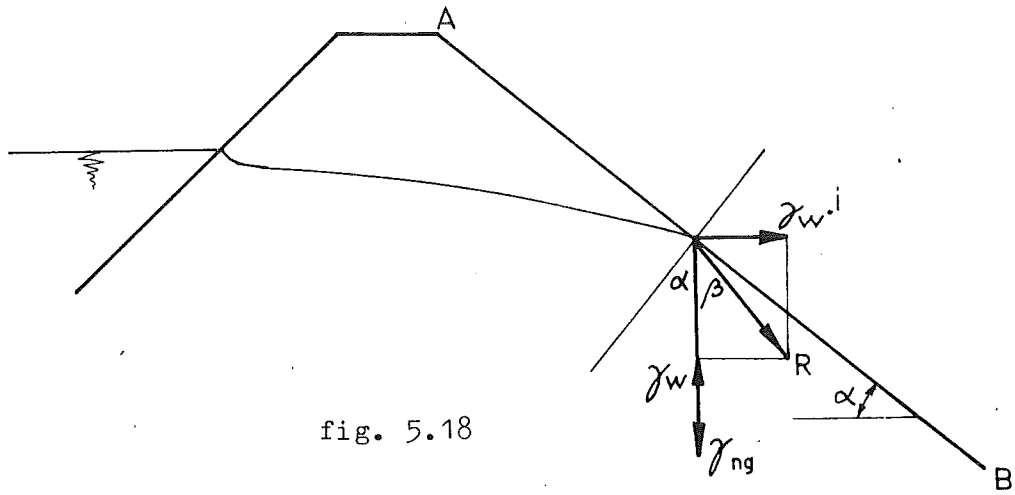


fig. 5.18

R is de resultante van $\gamma_w \cdot i$ en $(\gamma_{ng} - \gamma_w)$.
R maakt een hoek β met de verticaal en maakt dus een hoek $\alpha + \beta$ met de normaal op het vlak AB. De hoek $\alpha + \beta$ kan niet groter zijn dan φ.
Ingeval $\gamma_{ng} = 2$ en $\gamma_w = 1$, is $\operatorname{tg}\beta = i$ en $\operatorname{tg}\alpha = i$, dus $\alpha = \beta$.
Nu moet $\alpha + \beta \leqq \varphi \longrightarrow 2\alpha \leqq \varphi \longrightarrow \alpha \leqq \frac{1}{2}\varphi$
In het geval dat $\frac{1}{2}\varphi < \alpha \leqq \varphi$ en water uit het beloop treedt is er kans dat evenwichtsverstoringen in het binnenbeloop optreden. Om erosie van gronddeeltjes aan het oppervlak tegen te gaan en toch water te laten uittreden kan men op het binnentalud op het gedeelte waar water uittreedt een filterconstructie aanbrengen.
Voorts kan men door het aanbrengen van een drainagesysteem onder de hiel van de dijk de freatische lijn omlaag brengen en zodoende uittreden van water uit het binnentalud voorkomen.
Ook door het flauwer opzetten van het binnentalud en het eventueel aan-

brengen van binnenbermen kan soms snijding van het freatisch vlak met het binnentalud worden voorkomen.
Indien het buitentalud van een doorlatende bekleding is voorzien, kan door vervanging daarvan door een ondoorlatende bekleding een verlaging van het freatisch vlak worden verkregen zoals eerder is aangetoond (pag.52).
Men kan dus onderscheid maken tussen twee verschijnselen:

a. Evenwichtsverstoring in het grondlichaam, waarbij schuifvlakken kunnen ontstaan
b. Erosie aan het oppervlak veroorzaakt door het afstromende water.

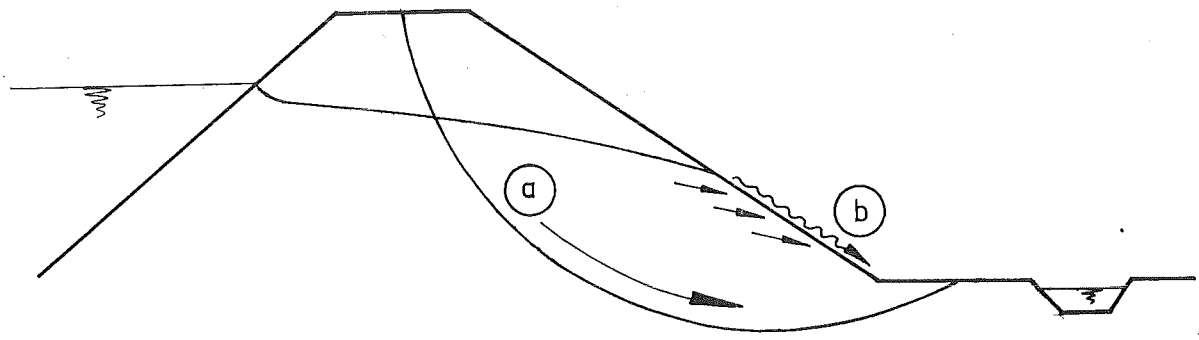


fig. 5.19

Bij dijken langs de benedenrivieren en de zee zal zelden of nooit water uit het binnenbeloop treden omdat de stormvloedstanden nimmer van lange duur zijn en zich geen stationaire stromingstoestand ontwikkelt. Tijdens hoge waterstanden tengevolge van opwaaiing door storm zal ook bij deze dijken het freatisch vlak stijgen, echter minder hoog dan in dijken die langdurig een hoge waterstand keren. Doordat de buitenwaterstand snel kan dalen tot de normale stand en het freatisch vlak langzamer daalt door de weerstand die wordt ondervonden, ontstaat hier het gevaar van overdrukken tegen de onderzijde van de bekleding. Op dit verschijnsel wordt later teruggekomen.
De stabiliteit van een dijklichaam kan ook verloren gaan indien in de ondergrond evenwichtsverstoringen optreden.
In Nederland kent men het verschijnsel van de oever- en dijkvallen. Vooral in Zeeland zijn deze veelvuldig voorgekomen. Ze treden op in gebieden waar in de bodem losgepakt zand aanwezig is met een dichtheid die kleiner is dan de kritische. Wanneer is losgepakt zand een evenwichtsverstoring optreedt, tengevolge van b.v. trillingen of doordat

tengevolge van erosie (uitschuring) een geulwand te steil wordt en afschuift of na een extreem hoge waterstand, wanneer uittredend water een geulwand erodeert, zal het losgepakte zand een dichtere pakking aannemen en het poriënvolume afnemen. Aanvankelijk zal de korrelspanning afnemen en dus de waterspanning toenemen. Bovendien plant de verhoogde waterspanning zich in het omringende materiaal voort zodat ook daar de korrelspanningen gaan afnemen. De grondmassa gaat zich als een brij gedragen en vloeit uit, waarbij grote hoeveelheden in beweging komen. Zo vloeide bij een val voor de Oostbevelandpolder in Zuid-Beveland in 1945 zelfs $3 \cdot 10^6$ m^3 grond uit. Deze zettingsvloeiingen kunnen er oorzaak van zijn dat erboven of in de nabijgelegen dijken hun stabiliteit verliezen.

d. De opbouw

1. De materialen

De dijken worden bij voorkeur opgebouwd met materiaal dat in de nabijheid van het gekozen tracé voorhanden is. Dat houdt in dat verreweg de meeste dijken in grond zijn opgetrokken. Een enkele maal komt het voor dat geen grond ter beschikking is en men slechts de beschikking heeft over steenachtig materiaal.
Van de grondsoorten vinden zand, klei en keileem het meest toepassing. De moderne dijklichamen worden in hoofdzaak in zand opgebouwd.
Zand is in grote hoeveelheden aanwezig en het is op gemakkelijke en goedkope wijze te winnen en te verwerken. Het is een onsamenhangend materiaal met een korrelgrootte van 0,02 - 2 mm en is waterdoorlatend. Met toenemende korrelgrootte stijgt de doorlatendheid. Het poriënvolume varieert van 25% tot 50%. Het is weinig samendrukbaar en de pakkingsdichtheid verandert bij belasting nauwelijks. De zettingen zijn dan ook gering. De doorlatendheid speelt een grote rol bij de grondwaterstroming.
Klei vormde vanaf het begin van de dijkbouw in ons land het bij uitstek geschikte materiaal. Het is belangrijk meer samenhangend en minder doorlatend dan zand en is bovendien zwaarder. Het was op de plaatsen waar men vooral dijken bouwde, de uiterwaarden en de kwelders, aanwezig en kon naast het dijktracé gewonnen worden.
Het is veel moeilijker verwerkbaar dan zand en ook veel duurder. Bovendien zijn de nog aanwezige voorraden beperkt.

De kleisoorten hebben een zeer uiteenlopende structuur en lang niet alle soorten zijn voor toepassing in de dijkbouw geschikt. Soms ook verandert de structuur van een kleisoort. Bij de moderne dijkbouw is de klei vrijwel geheel verdrongen door het zand. Waar men echter nog klei toepast zal men zich, met behulp van de daartoe geëigende methoden, ervan overtuigen dat de klei kwalitatief aan de gestelde eisen voldoet.
Leem en keileem vinden weinig toepassing meer. De eigenschappen stemmen overeen met die van klei. De plasticiteit is geringer dan die van klei. Keileem werd op grote schaal toegepast bij de uitvoering van de Zuiderzeewerken. Het kan door zijn grote taaiheid lange tijd weerstand bieden aan golf- en stroomaanval. Het wordt slechts op enkele plaatsen in Nederland aangetroffen en de voorraden zijn dan ook beperkt.
Zowel klei als leem en keileem zijn moeilijk verwerkbare materialen. Ze moeten in relatief dunne lagen worden verwerkt opdat bij de verdichting geen holten achterblijven die de waterdichtheid in gevaar kunnen brengen.
De hiervoor genoemde materialen zijn duurzaam en geven een goede aanhechting aan de ondergrond.
De in grond opgebouwde dijken hebben vanwege hun taluds een brede voet, hetgeen de stabiliteit ten goede komt. Bovendien kunnen ze zettingen in de ondergrond volgen.
Het kan voorkomen dat men niet kan beschikken over grond en slechts steenachtig materiaal ter beschikking heeft. Men kan dan trachten van materiaal in verschillende gradaties een dijklichaam op te bouwen. Men zal dan de fijnste gradatie in de kern van de dijk verwerken en vanuit de kern naar buiten toe steeds grovere gradaties toepassen. 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.

2. De wijze van opbouw

De wijze van opbouw van een dijklichaam en het daarbij in te zetten materieel is in belangrijke mate afhankelijk van de hoogteligging van de zate.
Ligt de zate boven water dan zal men de begroeiing verwijderen, de grondslag omploegen en eventueel ongeschikte grond vervangen. Daarna kan men het dijklichaam van droog materiaal opbouwen. Als regel zal men daarvoor zand gebruiken dat met vrachtauto's of treinen in het werk kan

worden gebracht.
Maar ook kan men van aan de grondslag te ontlenen of van aan te voeren materiaal (zand, klei) perskaden opwerpen en daartussen zand opspuiten (fig. 5.20).

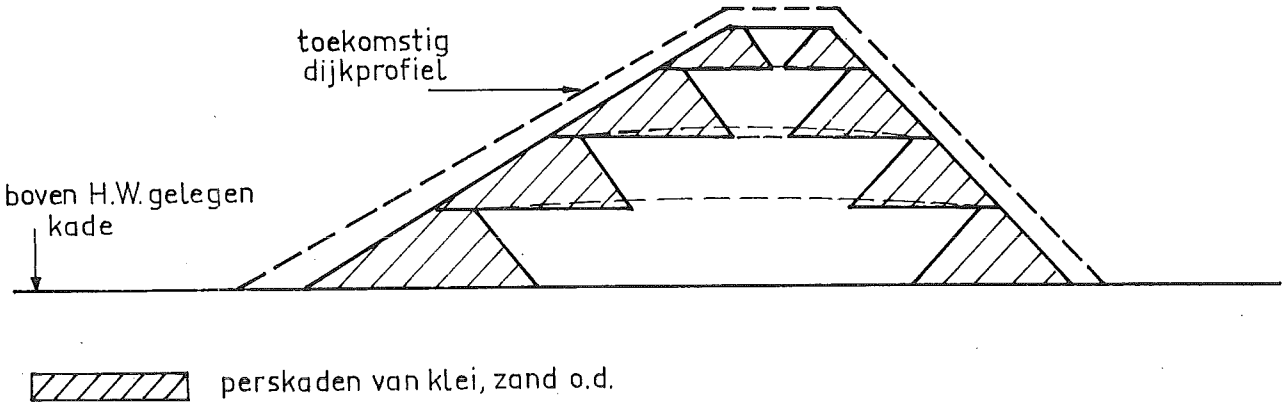


fig. 5.20

Laagsgewijs werkend wordt het dijkprofiel opgebouwd, waarna het grondlichaam van een bekleding wordt voorzien. Voor het binnentalud van een uit zand opgebouwd dijkprofiel kan men veelal volstaan met een afdekking van klei, bij voorkeur niet dunner dan 0,80 m, waarop een grasmat tot ontwikkeling wordt gebracht. Het buitentalud wordt van een bekleding voorzien die in staat is de aanval van golf en stroom te weerstaan.
Ligt, in het tijgebied, de zate tussen L.W. en H.W., dan is het opwerpen van perskaden minder eenvoudig. Kunnen bij een droogliggende zate de perskaden met behulp van vrachtauto's, draglines, dozers e.d. worden opgeworpen, in dit geval is dat niet mogelijk. Het materiaal voor

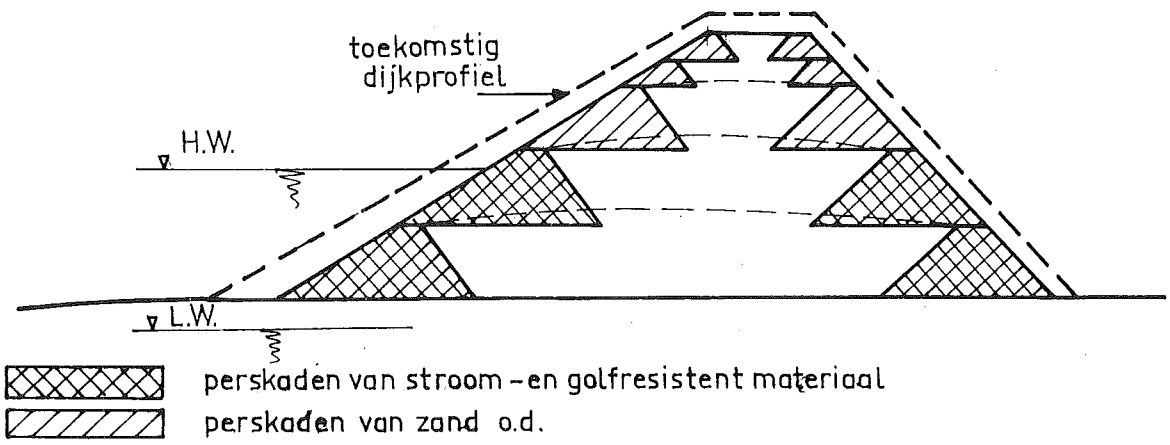


fig. 5.21

de perskaden dient nu met bakken te worden aangevoerd en met behulp van op bakken geplaatste kranen in het werk worden gebracht. De perskaden moeten nu van golf- en stroombestendig materiaal worden gemaakt zoals klei, keileem, mijnsteen.
Tot even boven het niveau van H.W. zal men de perskaden van dit materiaal optrekken. Daarboven kan men ze maken van zand, dat aan het reeds opgespoten gedeelte ontleend wordt (fig. 5.21).
Bij een zate die beneden L.W. ligt kan men, indien de optredende stroomsnelheden slechts geringe waarden bereiken, zonder meer zand opspuiten totdat het niveau van L.W. is bereikt.
Zou door grotere stroomsnelheden teveel zand buiten het profiel worden gevoerd, dan dient men met perskaden van stroombestendig materiaal te werken.
Inplaats van zand te spuiten kan men het "klappen" met behulp van onder- of oplossers, zolang de voor de geladen vaartuigen voldoende vaardiepte aanwezig is.
Om tussen het niveau van L.W. en H.W. zonder perskaden zand op te spuiten onder een redelijke helling is vrijwel onmogelijk. Door de werking van golven en door uit het zandlichaam uittredend water zal dit uitvloeien. Tussen L.W. en H.W. zal men dan ook steeds perskaden van stroom- en golfbestendig materiaal toepassen.
Boven H.W. kan men dan weer perskaden van zand formeren zoals eerder is aangegeven.
Bij de aanleg van dijken op een ondoorlatende zate dient men ervoor te waken dat zich in het dijklichaam water kan verzamelen. Men dient dan te zorgen dat tenminste één perskade doorlatend is, of dat het zandlichaam op voldoende wijze wordt gedraineerd.

e. De bekledingen

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 : 2. 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 grasmat 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. 5.22).

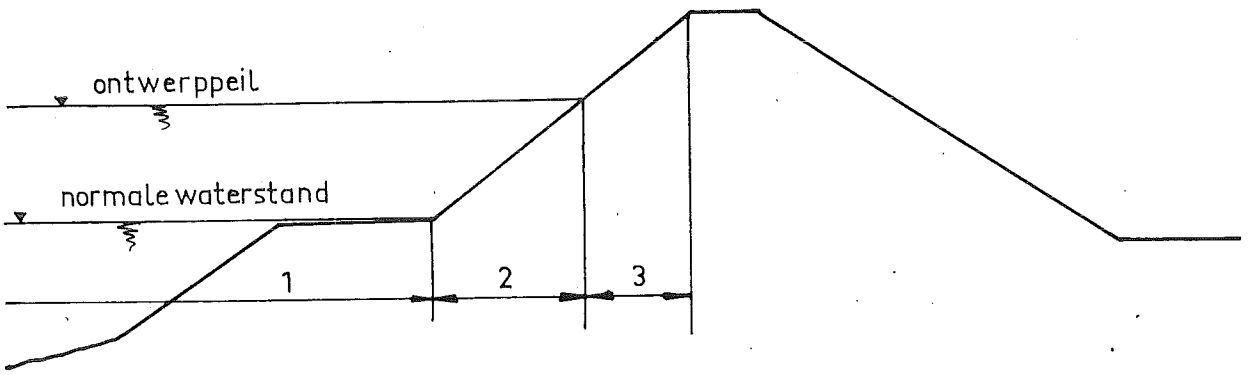


fig. 5.22

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 verdediging 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 direct in gevaar.
2. De zône tussen de normale, 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, waar zich de golfoploop afspeelt.

Bij de dijken in het tijgebied onderscheidt men een viertal zônes (fig. 5.23).

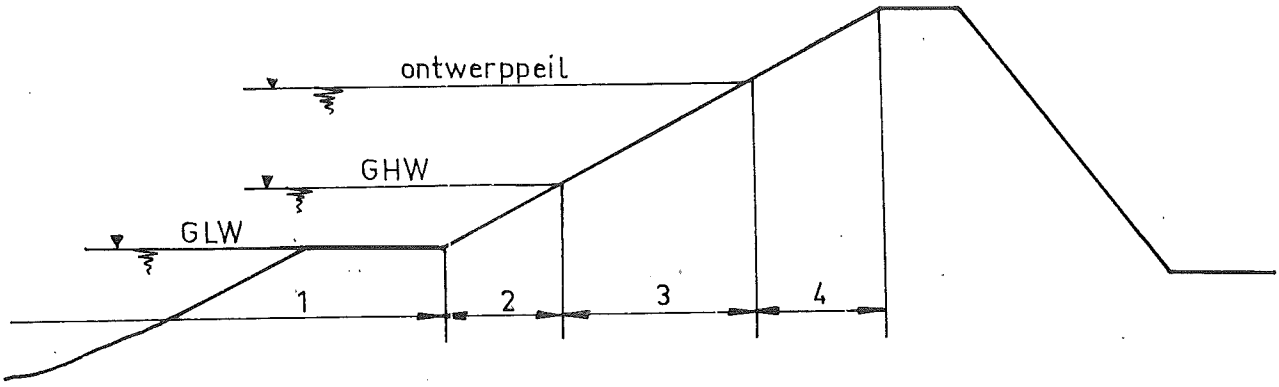


fig. 5.23

1. De zône die zich voortdurend onder water bevindt overeenkomende 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 er op 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 aan-

brengen van een overal 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 niet 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.
Bij de open bekledingen onderscheidt men opnieuw twee typen:
de geheel open constructies en
de constructies waarvan alleen de steenconstructie open is.
Bij de geheel open constructies wordt op het kernmateriaal van de dijk een laag van grover materiaal aangebracht om uitspoeling van het kernmateriaal te 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.

Wanneer men ervoor zorg draagt dat $D_1/D_2 \approx 5$ (D_1 is de stukgrootte van de bovenliggende laag en D_2 die van de daaronder liggende laag) dan zal geen materiaal van de onderliggende laag door de poriën van de bovenliggende laag kunnen verdwijnen.
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.
Indien bij een dijk met een doorlatende kern geen kwel kan worden aanvaard, dan dient men een afdichtende laag van b.v. klei aan te brengen. Een laag klei van goede kwaliteit met een dikte van b.v. 0,40 m is dan reeds voldoende.
De steenbekleding zoals die in Nederland zeer traditioneel is, is in fig. 5.24 weergegeven.

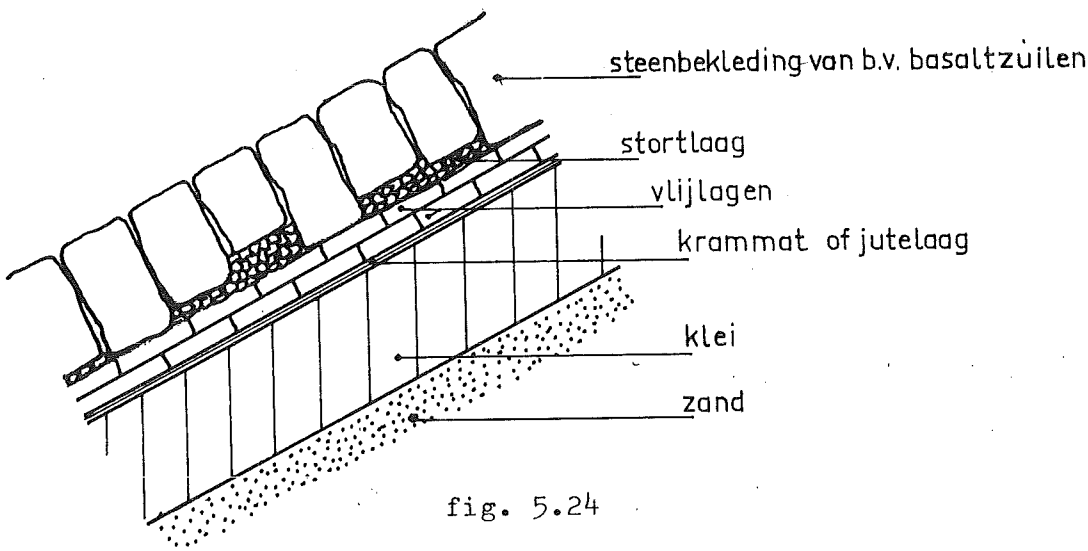


fig. 5.24

Op de doorlatende kern (b.v. zand) is een afdichtende kleilaag aangebracht. De kleilaag wordt bedekt met een beschermende laag, teneinde 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 klei tegen uitspoeling en ze verdelen de belasting van de erop rustende lagen.

Indien de steenblokken die de uiteindelijke bescherming vormen ongelijk van hoogte zijn, wordt op de vlijlagen een tussenlaag van geklopt puin of steenslag aangebracht waarin de steenblokken zodanig worden gezet dat de bovenkanten in een plat vlak liggen. De dikte van deze tussenlaag zal men zoveel mogelijk beperken.
De vele steenglooiingen die volgens het gegeven systeem zijn en worden gemaakt, tonen tal van variaties in soort en afmetingen van de steenblokken. Een zeer veel toegepaste glooiing is die van basaltzuilen, aantrekkelijk door de vrij regelmatige vorm en het hoge soortelijk gewicht.
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 golfoploop gereduceerd wordt (diaboolglooiing, beverkopglooiing e.a.).
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.
Naast de steenglooiingen van gezette natuursteen- of kunststeenblokken waarvan het zetten zeer arbeidsintensief en dus duur is, kent men de steenglooiing van gestorte steen. Hierbij dient weer een filterconstructie te worden opgebouwd waarvan de fijnste laag de kerndeeltjes tegen uitspoelen beschermt en de grofste laag de aanval van golf en stroom weerstaat.
Sterkteberekeningen voor de verschillende typen steenglooiingen zijn nauwelijks uitvoerbaar en men zal veelal afgaan op de ervaring van de praktijk.
Wel kan men stellen dat naarmate de waterstand voor de dijk stijgt tengevolge van windeffect, de golf zal groeien en daarmede de aanval op de dijk. Vanaf de teen van de dijk tot aan het S.V.-peil zal de bekleding in zwaarte dienen toe te nemen.
In de zône boven het ontwerppeil, waar alleen sprake is van golfoploop, kan met een lichtere bekleding worden volstaan.
Een steenglooiing kan bezwijken:
a. door de golfklappen. Deze treden zeer plaatselijk op. Er kan enige verschuiving van de elementen t.o.v. elkaar plaatshebben, er kunnen stopstukken uitgeslagen worden, waardoor de zijdelingse steun afneemt.

b. door de waterdrukken tegen de onderzijde van de glooiingelementen als gevolg van de golfklappen en het door de open constructie terugstromend water dat tijdens de golfoploop in de glooiing dringt (fig. 5.25).

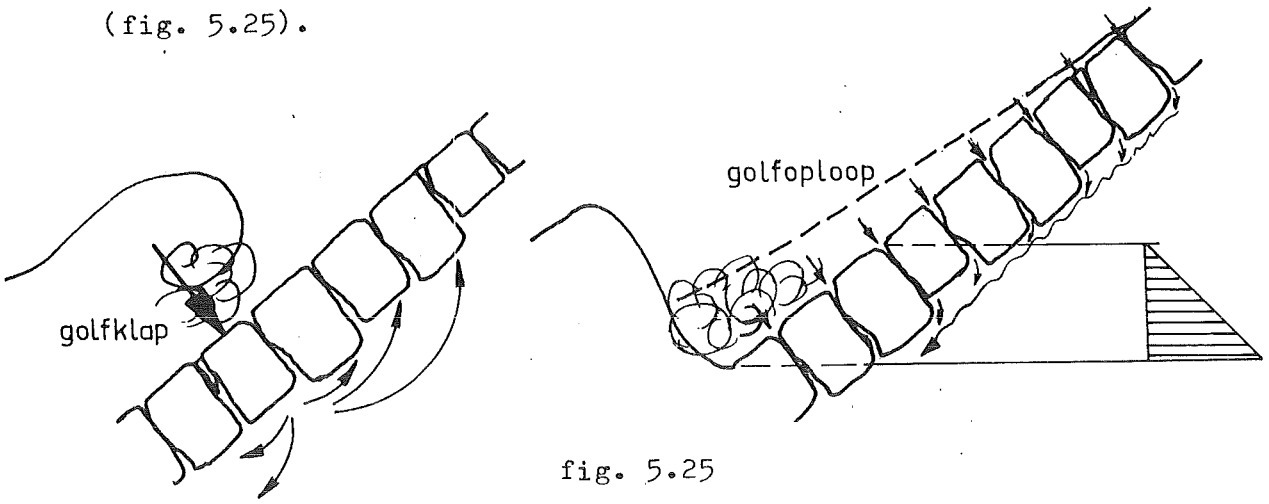


fig. 5.25

De doorlatendheid van de poreuze onderlagen of onderlaag en van de voegen van de erop rustende steenbekleding is van grote invloed op de waterdrukken. Een gevaarlijke situatie kan ontstaan wanneer planten of dieren de voegen gaan verstoppen. Vooral in het benedendeel van de glooiing kan zich dat voordoen. Dan kunnen grote hydrostatische drukken onder de bekleding ontstaan.
Is uit een glooiing een element verdwenen dan betekent dat meestal een snel voortschrijdende vernieling van de bekleding.
Omtrent de grootte van de golfklap en zijn spreidingsgebied is relatief weinig bekend. Men neemt wel aan dat $P \approx 3$ à $5 \rho g H$

waarin P de golfklap
ρ het s.g. van de steen
g de versnelling van de zwaartekracht
H de golfhoogte.

Bij de gezette glooiingen dient men erop te letten dat de elementen door het inslaan van stopstukken niet te stijf aaneengesloten worden. Er zou daardoor een gewelfvorming kunnen ontstaan. Onder de bekleding zouden zich door verzakkingen of uitspoelingen holten kunnen vormen die niet door nazakken van de bekleding worden geconstateerd.
Hoewel sterkteberekeningen voor gezette glooiingen nauwelijks uitvoerbaar zijn, zijn voor bekledingen van los gestorte blokken door verschillende onderzoekers min of meer experimenteel tot stand gekomen formules opgesteld teneinde de zwaarte van de elementen te bepalen.
In het algemeen zijn deze formules van de gedaante:

$$P = \frac{\gamma \cdot H_s^3}{(\frac{\gamma}{\gamma_w} - 1)^3} \cdot N \cdot f(\alpha)$$

waarin: P = gewicht van het element in kgf

γ = soortelijk gewicht van het element

γ_w = soortelijk gewicht van het water

H_s = significante golfhoogte in m

N = empirisch bepaalde coëfficient, afhankelijk van de vorm van de elementen

α = hellingshoek van het talud

De formule geldt voor waarden van $\alpha < 40^o$

Iribarren stelt $f(\alpha) = \frac{1}{(f \cos\alpha - \sin\alpha)^3}$ en N = 15, terwijl

Hudson geeft $f(\alpha) = \frac{1}{\text{cotg}\,\alpha}$ en $N = \frac{1}{3,2}$ (voor een uit 2 lagen bestaande bekleding).

De gegeven formules zijn meer ontwikkeld voor golfbrekers, waaraan men enige schade accepteert, dan voor dijken, waar men geen schade kan aanvaarden. Voor N neemt men verschillende waarden aan, afhankelijk van de schade die men toelaatbaar acht.

De hiervoor besproken open bekledingen zijn zeer arbeidsintensief en vergen veel tijd en onderhoud. Bovendien is de benodigde klei vaak niet in voldoende hoeveelheid en vereiste kwaliteit aanwezig.

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.

De volgende constructies vinden thans algemeen toepassing:

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.
   Het materiaal is mechanisch verwerkbaar en maakt een snelle bekleding van het grondlichaam mogelijk.
2. met gietasfalt gepenetreerde stortsteen, waarvan de gietasfalt kan zijn samengesteld uit:
   62% zand en eventueel grind
   18% vulstof
   20% asfaltbitumen
3. zandasfalt, bestaande uit 3 - 5% asfaltbitumen en zand.
   Het holleruimtepercentage is hoog (ca. 30%).
4. grindasfalt, bestaande uit 3 - 5% asfaltbitumen en grind, eveneens met een hoog holtepercentage.
5. steenasfalt, bestaande uit: steenstukken b.v. 5 - 10 cm, zand, vulstof en bitumen.

Met uitzondering van de onder 2 genoemde zijn de asfaltconstructies plastisch vervormbaar.
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 bitumenfilmpje 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.

Zwelling van de klei kan scheurvorming in de bekleding tengevolge hebben.
Daarentegen heeft gietasfalt, met een bitumenpercentage van ca. 20% grote rekmogelijkheden. De poriën hierin 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 - 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. toepassen.
Tussen L.W. en H.W. 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.
In fig. 5.26 is een doorsnede van de glooiingsconstructie van de Brouwersdam gegeven, waarin verschillende asfaltconstructies zijn toegepast. De gepenetreerde stortsteen is hier doorgetrokken tot het ontwerppeil.

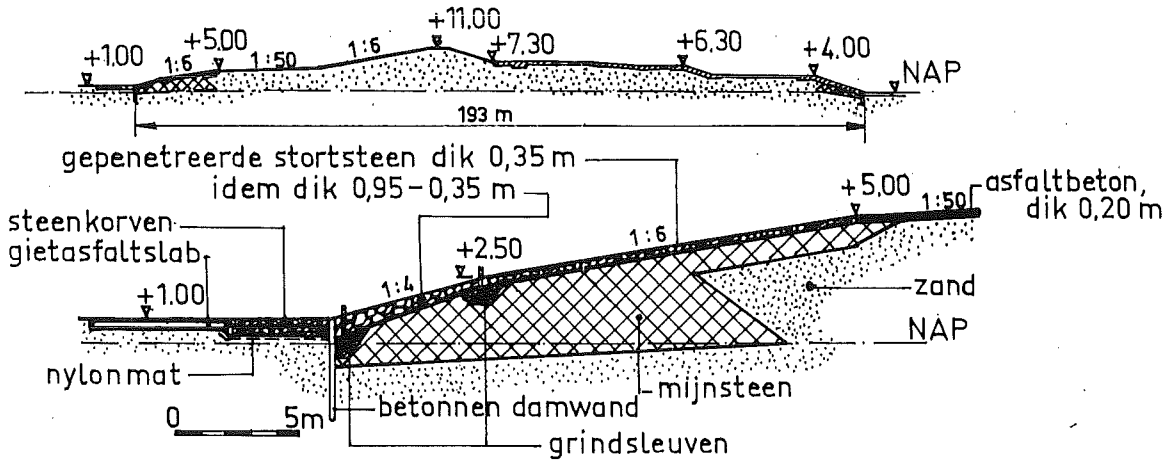


fig. 5.26
Bekledingsconstructie van de Brouwersdam

Reeds eerder (pag.56) is aangegeven dat tegen de onderzijde van een bekleding overdruk kan ontstaan wanneer zich na een min of meer langdurige hoge waterstand voor een dijk in het dijklichaam een hoge freatische lijn heeft ingesteld en de buitenwaterstand snel daalt. Het water in het dijklichaam zal door de weerstand die wordt ondervonden minder snel dalen en als gevolg daarvan ontstaat de genoemde overdruk indien de bekleding slecht of in het geheel niet doorlatend is.
Bij de steenbekledingen, waar onder de "open" constructie een afdichtende kleilaag aanwezig is, ontstaan deze overdrukken evenzeer. Het totale gewicht van kleibekleding en steenzetting is dan echter zo groot dat b.v. een overdruk van 2 tf/m^2 kan worden weerstaan. Bij deze bekledingen zal men dan ook weinig aandacht aan de overdrukken besteden.
Anders is dit bij de gesloten bekledingen. Men zal deze uit een oogpunt van kosten zo dun mogelijk maken. Het is dan noodzakelijk inzicht te verkrijgen in de grootte van de onderdrukken en te trachten aan de hand daarvan de dikte van de bekleding te bepalen.
Een poging daartoe is gedaan door de werkgroep "gesloten dijkbekledingen" die de resultaten van het onderzoek heeft neergelegd in een "voorlopig rapport 1961".
Indien de dikte van de bekledingslaag D is en de helling van het talud α (fig. 5.27) dan is $\sigma_k = D\gamma\cos\alpha - \sigma_w$

en $\tau = D\gamma\sin\alpha$

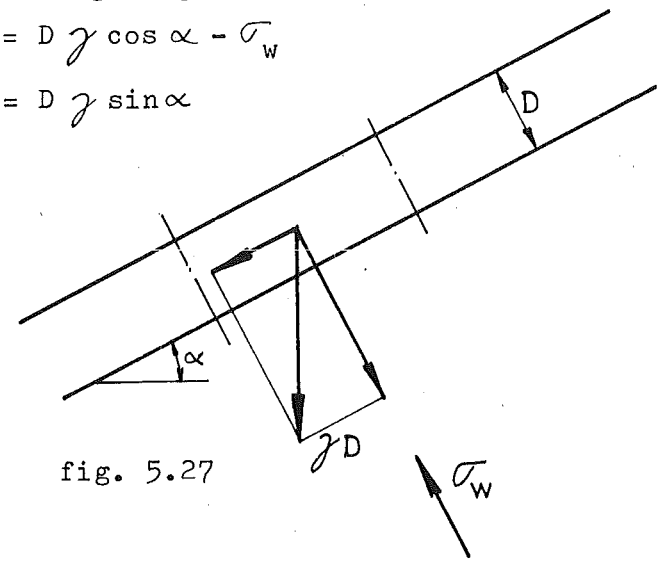


fig. 5.27

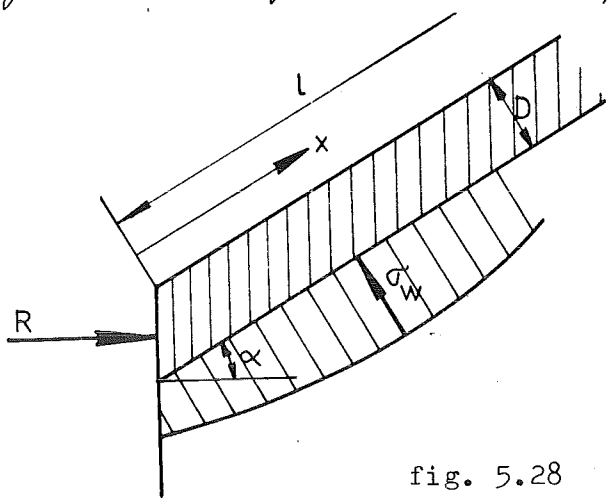
Er zijn drie criteria:

1. $D\gamma\cos\alpha - \sigma_w < 0$. Dan zal de bekleding opbarsten en uitspoeling van de onderliggende grond volgen.
2. $(D\gamma\cos\alpha - \sigma_w) \cdot tg\varphi' < D\gamma\sin\alpha$. Dan zal de bekleding plaatselijk kunnen afglijden als langdurig of bij herhaling de benodigde wrijvingsweerstand niet kan worden geleverd. Het deel van de bekleding waar onvoldoende wrijvingsweerstand aanwezig is zal dan gaan hangen

aan dat deel waar die weerstand wel is. Er kunnen als gevolg daarvan scheuren ontstaan waardoor materiaal van het dijklichaam kan uitspoelen en vernieling van de dijk wordt ingeleid.

3. De gehele bekleding zal afglijden indien

$$\gamma D\, l \sin\alpha - (\gamma D\, l \cos\alpha - w)\, \mathrm{tg}\,\varphi' \leqq \frac{R}{\cos\alpha} \quad \text{(fig. 5.28)}$$



$$W = \int_0^l \sigma_w \, dx$$

fig. 5.28

De onder 1. en 3. genoemde criteria betreffen extreme situaties.
Het onder 2. genoemde criterium komt het meeste voor bij getijwerking (springtij) en storm.

In de genoemde voorwaarden is σ_w de nader te bepalen factor.
Door de werkgroep "gesloten dijkbekledingen" worden, om enig inzicht te verkrijgen in de grootte van de waterdrukken in verschillende situaties, de volgende constructies en formules gegeven.

1. Bij een hoogteverschil v (fig. 5.29) tussen de buitenwaterstand en de grondwaterstand in het dijklichaam en een hoogteverschil a tussen de buitenwaterstand en de onderbegrenzing van de dichte bekleding , als regel de teen van de dijk, is het maximale potentiaalverschil, ter hoogte van de buitenwaterstand, $h = \frac{a}{a + v} \cdot v$.

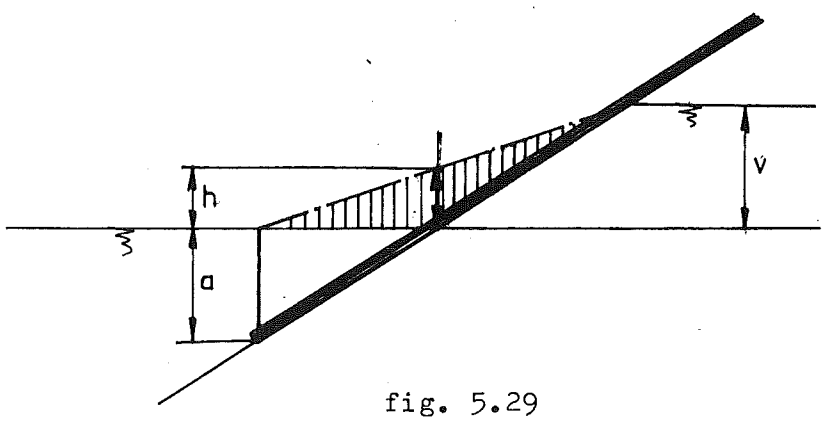


fig. 5.29

Daarbij is verondersteld dat de potentiaalverdeling onder de bekleding lineair verloopt.

2. Indien aan de onderbegrenzing van de bekleding een dichte damwand aanwezig is met een lengte L dan zal deze een stromingsweerstand $p = 2\ L \sin \alpha$ geven (fig. 5.30), alweer bij een lineaire potentiaalverdeling langs de damwand.

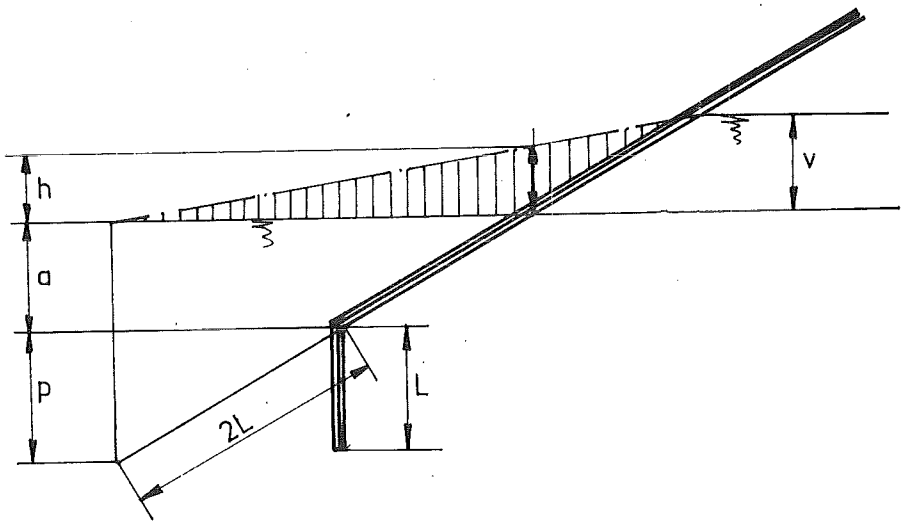


fig. 5.30

Nu wordt $\frac{a + p}{a + p + v} \cdot v$

3. Wanneer de bekleding vanaf de onderbegrenzing horizontaal wordt voortgezet, b.v. een ondoorlatende bekleding van de plasberm, wordt een stromingsweerstand $q = B \sin \alpha$ ingevoerd en wordt

$$h = \frac{a + q}{a + q + v} \cdot v$$

bij een veronderstelde lineaire potentiaalverdeling (fig. 5.31).

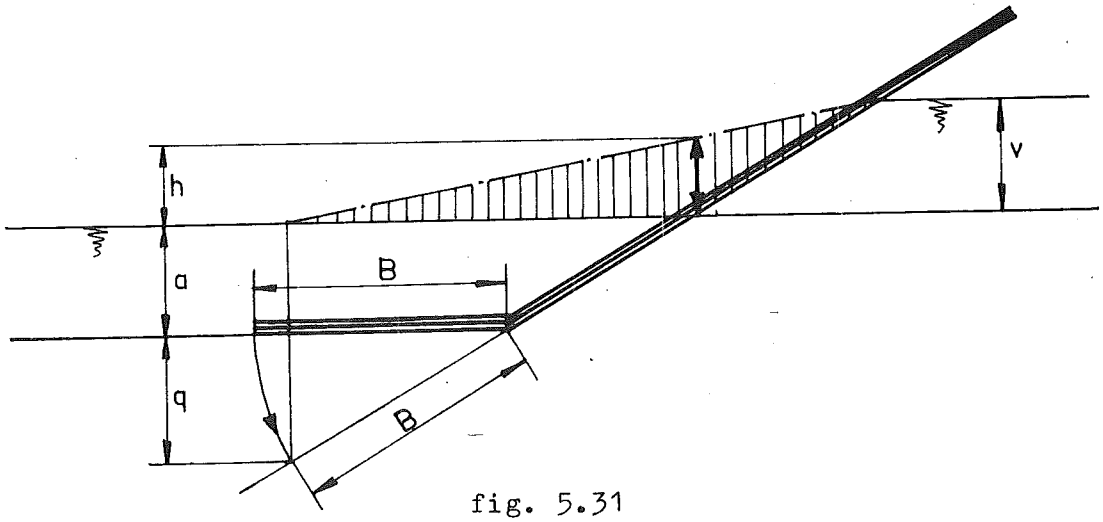


fig. 5.31

De veronderstelde lineaire potentiaalverdeling zal in werkelijkheid niet lineair zijn. De met een -.-.-.-lijn aangegeven potentiaallijn zal geen rechtlijnig verloop hebben.
Uit de formules blijkt dat iedere constructie aan de teen die een stromingsweerstand levert de overdruk doet toenemen. Daardoor wordt ook de afstroming van water uit het dijklichaam vertraagd en zal v, dus ook de overdruk, toenemen.
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.
De buitenzijde van de bekledingen wordt vooral door golven aangevallen. Bij het breken van de golven treden sterke en snel verlopende drukvariaties op, juist onder het niveau van de waterstand. De duur van de drukstoot ligt in de orde van grootte van 1/10 sekonde en de breedte waarover de drukstoot de bekleding treft, gemeten in een richting loodrecht op de richting van de dijk, is waarschijnlijk niet meer dan 0,5 m.
Over de grootte van de drukstoot is nog weinig bekend. Uit modelproeven heeft men afgeleid als zou

$$P = 3 \text{ à } 5\, \gamma H$$

waarin P de kracht op de bekleding
en H de golfhoogte is.
Latere onderzoekers komen tot hogere waarden (Führböter).
De in Nederland gevolgde rekenwijze heeft tot dikten van de bekleding op de zwaarst aangevallen plaatsen van 0,30 - 0,40 m geleid. Op de plaatsen waar geringe aanval is, zoals in de golfoploopzône, volstaat men met dikten van 0,10 - 0,15 m.
De asfaltbekledingen zal men vanwege hun visceus gedrag niet aanbrengen op taluds met een helling steiler dan 1 : 4. De gladde oppervlakte van b.v. 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 verder worden aangetast door koolwaterstof-

fen, 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 bitumenfilmpje van de minerale deeltjes verdrongen wordt door water, het z.g. strippingeffect. 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.

Voor de open zowel 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, zoals eerder is aangetoond.
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.

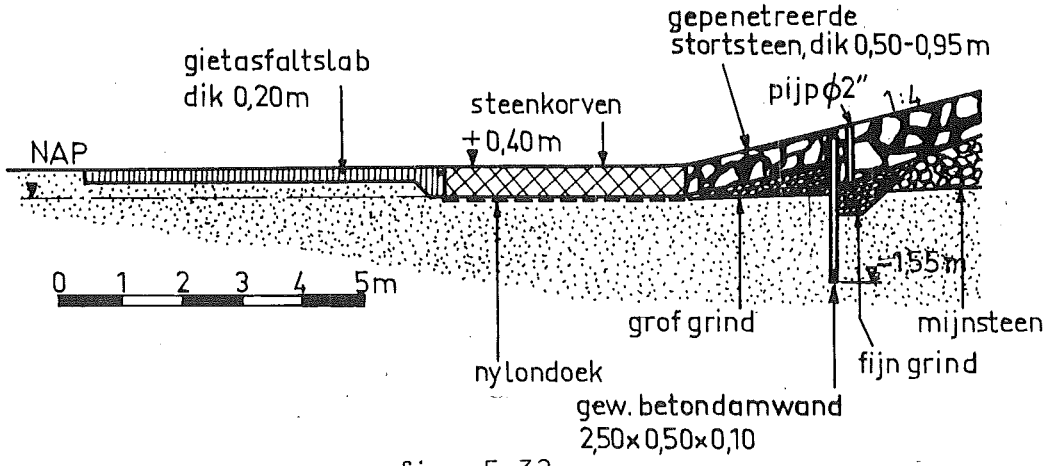


fig. 5.32

In fig. 5.32 is een detail weergegeven van de teenconstructie van de dam door het Brouwershavense Gat op de Kabbelaarsbank. 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 hogergelegen dijklichaam overdrukken tegen de bekleding te voorkomen.
In fig. 5.33 is de constructie weergegeven van de bekleding van de op de uitwateringssluizen in het Haringvliet aansluitende damgedeelten.

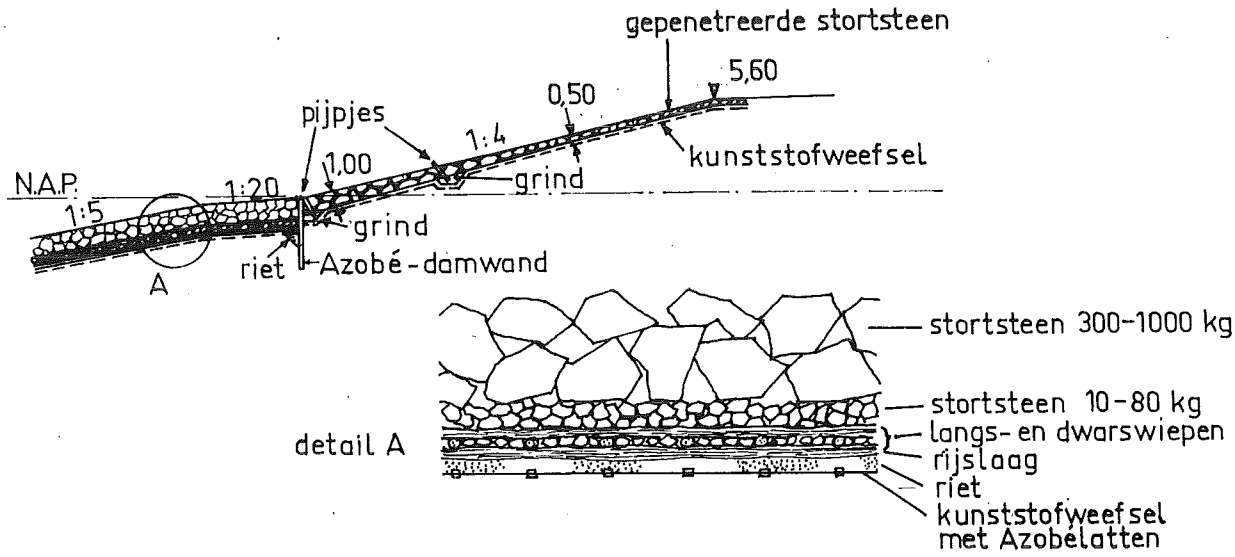


fig. 5.33

6. Dijkdoorbraken

In de gehele wereld is de geschiedenis van de dijkbouw tevens die van de dijkdoorbraken. In Nederland is de ramp van 1953 met zijn talloze dijkbreuken de meest recente, maar in het buitenland zijn in de latere jaren vele rampen veroorzaakt door dijkdoorbraken.
Het bezwijken van een bovenrivierdijk kan tal van oorzaken hebben.
In een periode van extreem hoog water kan, mede door het indringen van water (rivierwater, neerslag) de stabiliteit van het dijklichaam of van het binnenbeloop verloren gaan.
Er kan erosie van het binnenbeloop optreden als gevolg van over- en doorstromend water.
Het buitenbeloop kan worden aangetast door drijvende voorwerpen (hout,

ijs e.d.) waardoor uitspoeling kan ontstaan.
Ook door evenwichtsverstoringen in de ondergrond kan de stabiliteit van een dijklichaam verloren gaan.
Na het ontstaan van een doorbraak zal het achterliggende gebied vollopen tot het peil van de hoge rivierstand. Er treden dan geen stroomsnelheden door het dijkgat meer op en de breuk zal zich niet meer verwijden. Tijdens de vulling van het volstromende gebied zal de snelheid in het dijkgat aanvankelijk worden gegeven door de formule

$$v = \sqrt{2\,g \cdot \frac{1}{3}\,z}$$

waarin z het hoogteverschil is tussen de rivierstand en de kruin van het resterende dijkdeel (fig. 6.1) die als een volkomen overlaat werkt.

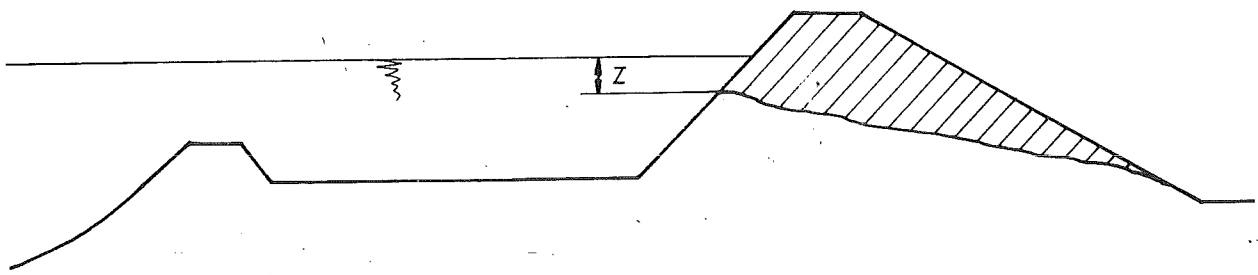


fig. 6.1

Naarmate in het stroomgat het dijklichaam verder wordt afgebroken en de volkomen overlaat verdwijnt, wordt de snelheid bepaald door de formule

$$v = \sqrt{2\,g\,z}$$

waarin z nu het verschil van de waterspiegels is ter weerszijden van het stroomgat.
Na het passeren van de afvoerpiek zal het water uit het overstroomde gebied in de rivier terugstromen en kan op relatief eenvoudige wijze de dijk worden hersteld.
Tijdens de instroming treden de grootste snelheden op even buiten het dijktracé. Daar vindt dan ook een sterke ontgronding plaats, waardoor de z.g. wielen ontstaan.
De wijdte van het dijkgat en de afmeting van het wiel zijn sterk afhankelijk van de grootte van het overstroomde gebied. Is dat groot dan zal het water daarin langzaam stijgen, blijft z langdurig groot en zal het gat zich verwijden en de ontgronding erachter toenemen.

Een gevaarlijke situatie ontstaat indien door het bezwijken van binnendijken het water zich een uitweg zoekt naar lager gelegen delen van het land of de rivier. Als men dan geen maatregelen treft zal de dijkbreuk zich sterk verwijden en zullen de ontgrondingen grote afmetingen gaan aannemen.

Dijkbreuken langs de zee en in het tijgebied hebben een veel gevaarlijker karakter.
Oorzaken kunnen zijn het stabiliteitsverlies van dijklichaam en binnentalud als gevolg van het indringen van water in het dijklichaam. Ook kan stabiliteitsverlies van de ondergrond optreden b.v. door een opdringende geul of een oever- of dijkval. Golven kunnen zowel het binnen- als het buitenbeloop aantasten.
Is de dijkbreuk eenmaal ontstaan, dan is de hoogteligging van het maaiveld binnendijks bepalend voor de verdere ontwikkeling.
Ligt het maaiveld op een hoogte boven G.H.W., dan zal het na afloop van de storm en daling van de buitenwaterstand droogvallen.
De snelheden worden bepaald door de buitenwaterstand en de kruin van het resterende gedeelte van de dijk (fig. 6.2).

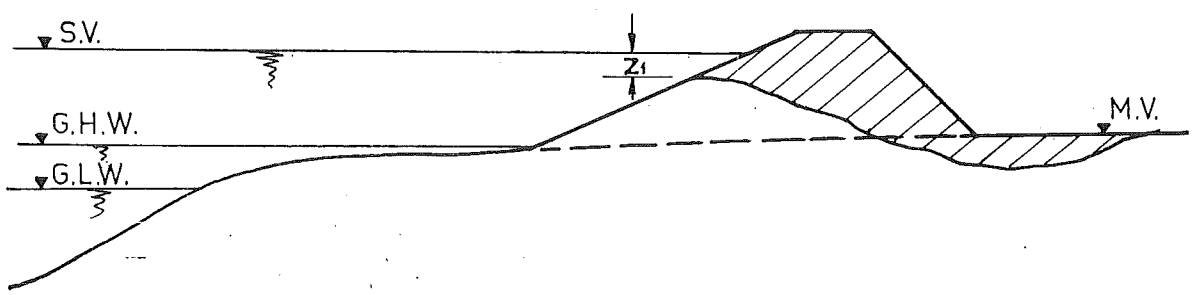


fig. 6.2

De snelheid wordt, zolang de resterende dijk nog als een volkomen overlaat werkt, gegeven door de formule $v = \sqrt{2\,g \cdot \frac{1}{3}\,z_1}$.
Indien de toestand van de niet-volkomen overlaat intreedt wordt $v = \sqrt{2\,g \cdot z}$, waarin z het verschil is tussen de binnen- en buitenwaterstand.
Alleen tijdens de duur van de storm trekt er stroom door het gat. Na het afflauwen van de storm en het dalen van de waterstand naar normale waarden loopt er geen stroom meer door het gat en vindt geen verwijding

en verdieping meer plaats.
Ligt het maaiveld tussen G.H.W. en G.L.W., dan zal door het stroomgat langer stroom trekken naarmate het maaiveld dieper ligt. Bij iedere kentering van het getij verandert de stroom van richting. Bij opkomende vloed trekt de stroom naar binnen en bij afgaande eb naar buiten. Het stroomgat zal zich blijven verwijden en verdiepen totdat de stroomsnelheden zover zullen zijn afgenomen dat de gronddeeltjes niet meer worden meegenomen.
Ligt het maaiveld beneden G.L.W. dan zal, behalve op de momenten van kentering, de stroom voortdurend door het gat trekken en het verwijden en verdiepen. Na het ontstaan van een stroomgat zal men zo snel mogelijk trachten een einde te maken aan de eroderende werking van de stroom door het vastleggen van bodem en wanden. Daarbij zal men ook de bodem ter weerszijden van het stroomgat dienen te beschermen.De grootste snelheden treden niet op in het stroomgat maar ter weerszijden daarvan.
In fig. 6.3 is aangegeven hoe een stroombeeld door een dijkgat er uit kan zien.

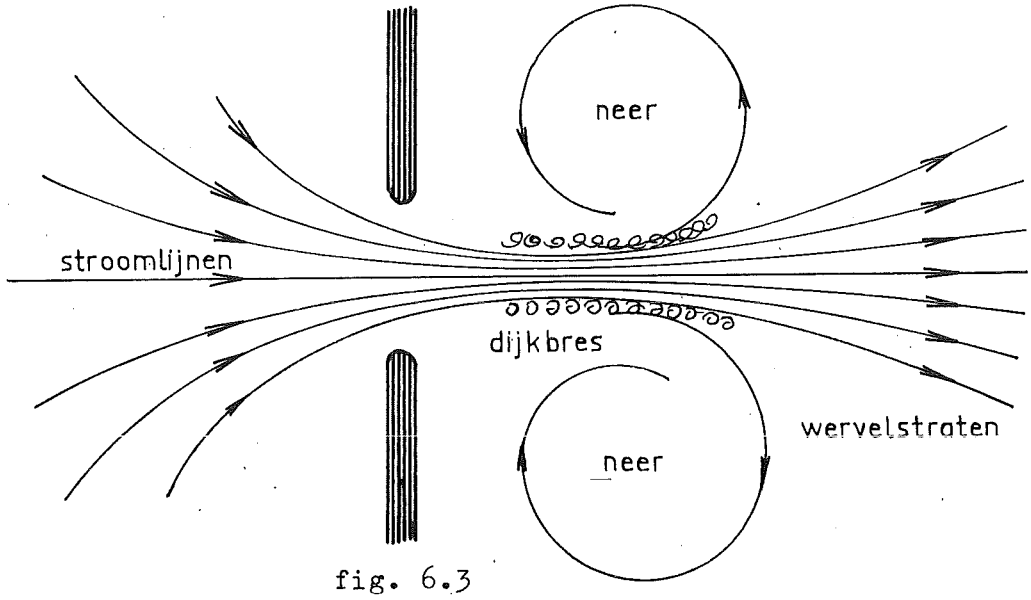


fig. 6.3

Achter het stroomgat drijft de stroom neren aan die, naast de contractie in het gat, nog een extra contractie doen ontstaan. Hierdoor ontstaat het z.g. speerpunteffect. In het grensgebied tussen hoofdstroom en neren ontstaan de wervelstraten, een reeks van kleine diepgaande neren met verticale as, die vooral de ontgrondingen veroorzaken. De bescherming van de bodem tegen verdere erosie zal men dus niet alleen in het stroomgat maar ook in het gebied van de wervelstraten aanbrengen.
De snelheid in en achter het stroomgat kan hoge waarden bereiken. Is b.v. in de instromende polder het peil gestegen tot b.v. NAP en is de

stormvloedstand b.v. NAP + 3,20 m, dan is $v = \sqrt{2\ g\ .\ 3{,}20} = 8$ m/s.
Achter de dijkbreuken in Zeeland en Zuid Holland werd tijdens de ramp van 1953 in de diepe ontgrondingskuilen het zand onder het erboven liggend kleidek weggeschuurd tengevolge waarvan dat afbrokkelde. Door deze z.g. terugschrijdende erosie ontstonden achter sommige stroomgaten boomvormig vertakte geulenstelsels die het vermogen van de stroomgaten deden toenemen. Daardoor kon het water in de overstroomde gebieden de buitenwaterstand beter volgen en namen de vervallen en daarmede ook de snelheden af.
Grijpt men niet in dan zullen de stroomgaten zich vergroten tot het moment dat de stroomsnelheden zo zijn afgenomen dat geen gronddeeltjes meer meegenomen worden.
Dan begint een natuurlijk herstel doordat zich tijdens de kenteringen slibdeeltjes gaan afzetten, aanvankelijk vooral achter in het overstroomde gebied. In een zeer langdurig proces zal het vermogen van het gat afnemen en het overstroomde gebied kunnen opslibben tot G.H.W.
Zover zal men het echter, indien mogelijk, niet laten komen. Na vastlegging van de wanden en bodem van het stroomgat zal men trachten het stroomgat te verkleinen.
Ligt het maaiveld boven G.H.W. dan kan men de dijk op relatief eenvoudige wijze herstellen, hetzij volgens het oude tracé door het uitbouwen van de dijkkoppen, de z.g. geulsluitingsmethode, hetzij door de aanleg van een ringdijk op het maaiveld om het stroomgat.
Ligt het maaiveld tussen G.L.W. en G.H.W. dan zal men eenzelfde werkwijze kunnen volgen. Het aanleggen van een ringdijk om het maaiveld dient nu snel te geschieden i.v.m. de terugschrijdende erosie.
Verkleining van het stroomgat betekent dat minder water naar binnen kan stromen, maar evenzeer minder naar buiten.
In het overstroomde gebied ontstaat een gedempte getijbeweging. De vervallen, de verschillen tussen binnen- en buitengetijlijn, nemen toe en de stroomsnelheden worden dus groter.
De zwaarte van het materiaal waarmede men de dichting wil bewerkstelligen (stortsteen, betonblokken, zandzakken o.d.) wordt nu bepalend voor het al of niet volledig sluiten van het stroomgat. Wordt de stroomsnelheid zo groot dat het materiaal meegesleept gaat worden, dan dient men het resterende stroomgat in één keer volledig te blokkeren met één of meerdere grote elementen (caissons, schepen) die op een daartoe geconstrueerde drempel worden afgezonken.

Bij voorkeur zal men een dergelijke sluiting op de L.W.-kentering tot stand brengen. Er is dan weinig water in het bekken aanwezig en de afstand waarover de elementen moeten worden gezonken is kleiner dan tijdens de H.W.-kentering.
Het snelheidsverloop bij de uitbouwmethode is weergegeven in fig. 6.4.

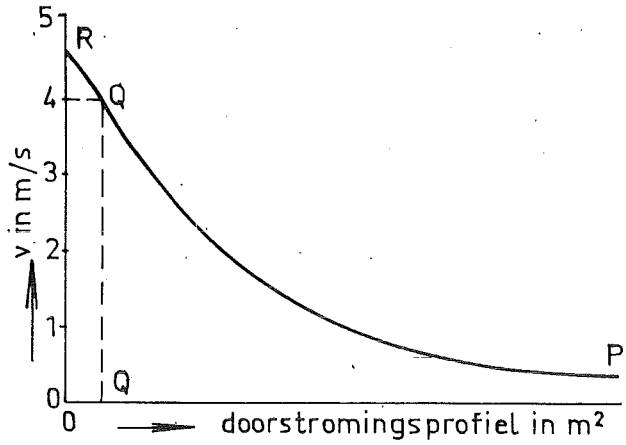


fig. 6.4

De vernauwing van het sluitgat doet v toenemen.
Indien de optredende snelheid kleiner blijft dan de maximaal toelaatbare, afhankelijk van de zwaarte van het toegepaste materiaal, dan zal het snelheidsverloop volgens de lijn PQR geschieden.
Is daarentegen bij Q de maximaal toelaatbare snelheid reeds bereikt dan dient de resterende opening OQ' in één keer te worden gedicht.
Wanneer men met dichte elementen werkt (gesloten caissons, schepen e.d.) zal men ernaar streven om met één element het laatste gat te dichten. Zouden meerdere elementen in verband met de grootte van het sluitgat nodig zijn dan zal na de plaatsing van ieder element de snelheid in het resterende sluitgat toenemen. De tijd rondom de kenteringen waarbij de snelheid een voor het manoeuvreren met de elementen beperkte waarde niet te boven gaat, wordt dan te kort voor het invaren, zinken en ballasten van de elementen. Dan kan men overwegen om z.g. doorlaatcaissons te plaatsen waarvan de daarin aangebrachte afsluitmiddelen na het plaatsen van alle doorlaatcaissons op eenzelfde tijdstip worden gesloten.
Maar ook kan men de z.g. opbouwmethode volgen waarbij de vernauwing en de sluiting in verticale richting plaatsvindt door de opbouw van een drempel over de volle breedte van het sluitgat.
Het snelheidsverloop zal dan zijn als in fig. 6.5 is aangegeven.

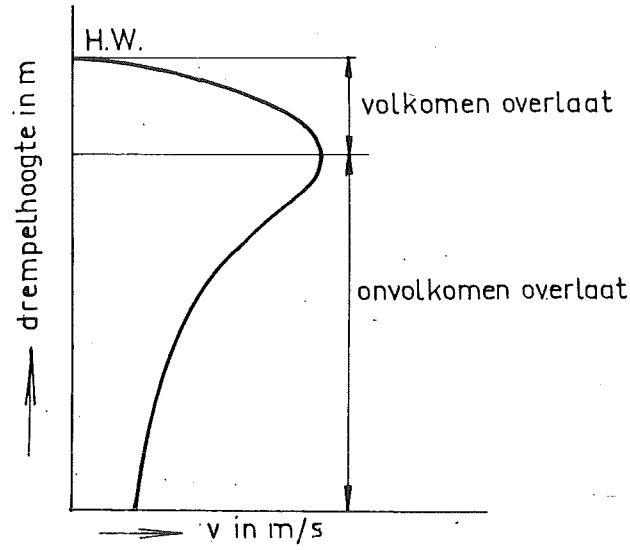


fig. 6.5

In de eerste fase van de sluiting zal het verloop hetzelfde zijn als bij de uitbouwmethode. De snelheid wordt gegeven door de formule $v = \sqrt{2\ gz}$ waarin z het verval is tussen de binnen- en de buitenwaterstand.
Op een gegeven moment wordt echter de snelheid afhankelijk van de hoogste waterstand en de kruin van de drempel, die dan als een volkomen overlaat gaat werken.
Is het verschil in hoogte tussen deze beide h, dan wordt v bepaald door de formule $v = \sqrt{2\ g\ .\ \frac{h}{3}}$. Naarmate de drempel hoger wordt, neemt v af. Het kan zijn dat men met hetzelfde materiaal waarmede de uitbouwmethode niet kon worden toegepast, dit met de opbouwmethode wel mogelijk is.
Op de sluitingsmethoden wordt in dit college niet verder ingegaan. Ze worden uitvoerig behandeld in het college f 11^c, afsluiting van rivieren en getijgeulen.

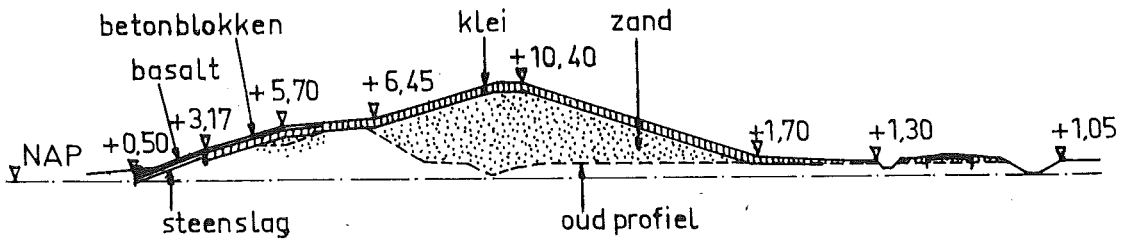
7. Verbeteren van bestaande dijken

Het verhogen van de veiligheid van een door dijken omsloten gebied brengt wijziging van het profiel van de bestaande dijken met zich mee. Het kan zijn dat door gewijzigde omstandigheden of door het stellen van hogere eisen de dijk een hogere waterstand moet kunnen keren dan waarop hij is gedimensioneerd.
Dat kan men bereiken door:
1. het verhogen van de kruin van de dijk, toepasbaar voor alle typen

van dijken;

2. het verflauwen of verruwen van dat deel van het buitenbeloop waar zich de golfoploop afspeelt. Daarmede wordt die gereduceerd en vergroot men bij gelijkblijvende kruinshoogte de veiligheid. Uiteraard geldt dit alleen voor dijken in het tijgebied langs de zee waar de golfoploop de kruinshoogte in belangrijke mate bepaalt.

Het kan ook zijn dat men de veiligheid van de dijk vergroot door vergroting van de stabiliteit. Dat kan men bereiken door het verbreden van de zool van de dijk. Aan één of aan beide taluds kan een flauwere helling worden gegeven. Verflauwing van het buitenbeloop betekent tevens reductie van de golfoploop. In dat geval dient men echter eveneens de bekleding van het beloop op te breken. Voor bekleding die in de loop der jaren hun zetting hebben gekregen wordt dat bezwaarlijk geacht.
In dat geval zal men, indien aan de binnenzijde van de dijk voldoende ruimte is, de voorkeur geven aan een oplossing waarbij alleen het binnenbeloop een flauwere helling verkrijgt.
De kwelweg van het water dat van buiten af het dijklichaam binnendringt wordt bij het onder flauwere helling brengen van één of beide belopen langer en er ontstaat dus een gunstiger situatie voor het binnentalud.
Verzwaring van een dijk aan de binnenzijde zal men bij voorkeur met zand, afgedekt met een kleilaag uitvoeren, waarbij men ervoor dient te zorgen dat het zandlichaam goed gedraineerd wordt.
In fig. 7.1 is een doorsnede gegeven van de in 1971 gereed gekomen verzwaring van de zeewering bij Hoofdplaat in Zeeuws Vlaanderen. De kruin werd hier van ~ NAP + 5,80 m gebracht op NAP + 10,40 m.
De dijk wordt niet door golven zwaar aangevallen en het buitenbeloop is boven het niveau van NAP + 6,00 m voorzien van een kleibekleding met grasmat.



In fig. 7.2 is een doorsnede gegeven van de in 1962 gereedgekomen verzwaring van de zeedijk van de polder Hoedekenskerke. De oude dijk was voorzien van een Muraltmuurtje dat tot NAP +5,70 m reikte. De dijk had een zeer smalle kruin en een steil binnenbeloop. De nieuwe dijk reikt tot NAP + 7,50 m.

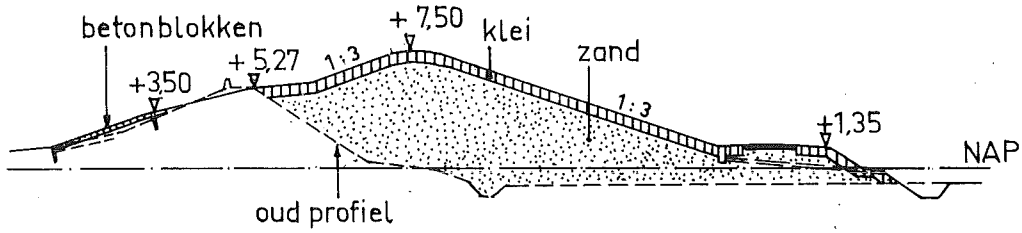


fig. 7.2

Bij verzwaring van een dijk aan de buitenzijde dient grote zorg te worden besteed aan dichting en ontwatering. Wordt de verzwaring in klei uitgevoerd dan dient deze zeer goed verdicht te worden en minder doorlatend te worden gemaakt dan de oude dijk.
Wordt de verzwaring in zand uitgevoerd, dat doorlatender is dan de oude, meestal in klei opgetrokken dijk, dan dient een veelal moeilijk aan te brengen drainering te worden gemaakt.

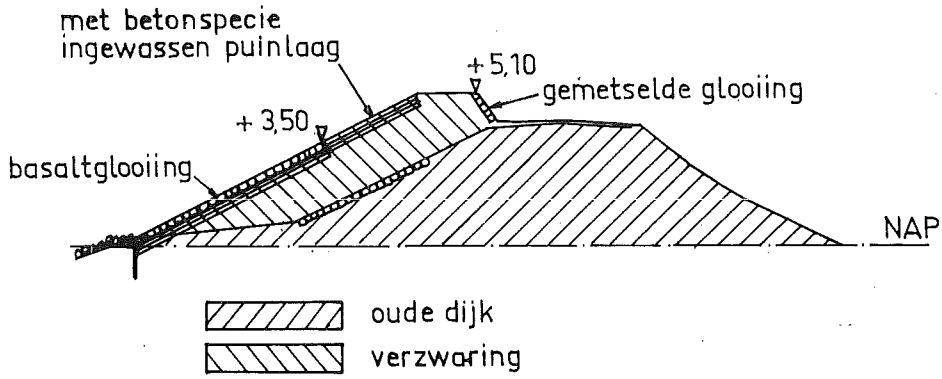


fig. 7.3

In fig. 7.3 is een doorsnede gegeven van de verhoging van de Lekdijk tussen Krimpen aan de IJssel en Schoonhoven, die aan de buitenzijde werd gerealiseerd. De bekleding van de oude dijk werd opgenomen en in het nieuwe profiel herzet. De verzwaring is in klei uitgevoerd.

8. Dijkbewaking bij dreigend gevaar

Ten behoeve van de veiligheid treedt in tijden van hoog water, hetzij langs de bovenrivieren, hetzij in het tijgebied en langs de kust, een contrôle- en waarschuwingssysteem in werking waarbij vele instanties en deskundigen zijn ingeschakeld.
Dit systeem omvat:
a. de stormvloedwaarschuwingsdienst
b. de buitengewone riviercorrespondentie.

De stormvloedwaarschuwingsdienst (SVSD van "stormvloedseindienst) ressorteert onder de Directie Waterhuishouding en Waterbeweging van de Rijkswaterstaat.
Bij gevaar voor een stormvloed worden waarschuwingen en inlichtingen verstrekt over de te verwachten waterstanden aan instanties die met de zorg voor de veiligheid in het Nederlandse tijgebied zijn belast en die kunnen worden opgeroepen tot hulpverlening.
Voor de berichtgeving heeft men het aan zee grenzende gebied verdeeld in een zestal sectoren:

1. de sector Schelde, omvattende het kustgebied van de provincies Zuid-Holland, Zeeland en Noord-Brabant, ten zuiden van de Volkerakdam en van het aansluitpunt van de Brouwersdam op Goeree, dat in open verbinding staat met de Noordzee, met als basisstation Vlissingen.
2. de sector Westholland, omvattende de kust van Noord- en Zuid-Holland tot en met Callantsoog, de Nieuwe Waterweg, het Scheur en de Nieuwe Maas, tot de stormvloedskering te Krimpen aan de IJssel, met als basisstation Hoek van Holland.
3. de sector Dordrecht, omvattende het gebied van de benedenrivieren, voorzover niet vallende onder de sectoren Schelde en Westholland, basisstation Dordrecht.
4. de sector Den Helder, omvattende de kust van Noord-Holland ten noorden van Callantsoog, de Afsluitdijk en het eiland Texel, basisstation Den Helder.
5. de sector Harlingen, omvattende de zeekust van Friesland benoorden de Afsluitdijk en de eilanden Vlieland, Terschelling, Ameland en Schiermonnikoog, basisstation Harlingen.
6. de sector Delfzijl, omvattende de zeekust vanaf de schutsluis Lauwersoog tot aan Nieuwe Statenzijl, basisstation Delfzijl.

Door het KNMI worden aan de SVSD gegevens verstrekt over de te verwachten verhogingen van de waterstand. Bij verhogingen die een overschrijdingsfrequentie van gemiddeld eenmaal per jaar hebben gaat een waarschuwingstelegram uit voor beperkte bewaking. Bij verhogingen die gemiddeld eenmaal per 5 à 10 jaar voorkomen wordt uitgebreide bewaking ingesteld. De waarschuwingstelegrammen bevatten gegevens van de te verwachten hoogwaterstanden. Ze worden verstuurd naar de belanghebbenden, diensten van Rijk, Provincies en Gemeenten en aan de waterschapsbesturen. Bij beperkte bewaking worden de contrôleposten voor de Provinciale Waterstaten en waar nodig van de waterschappen met een geringe bezetting bemand, bij uitgebreide bewaking met volledige bezetting.
Een waterschap beschikt op haar beurt ook weer over een centrale post waar tijdens bewaking het waterschapsbestuur zetelt. Elk waterschap is ingedeeld in een aantal rayons van waaruit de waterkering wordt gecontroleerd door de dijkwacht, gevormd door ingelanden die in het bedreigde gebied wonen.
Ingeval van een ernstige calamiteit kan bij gebrek aan voldoende civiele mankracht een aanvrage worden gedaan tot daadwerkelijke militaire hulp bij de daartoe aangewezen garnizoenscommandant.

De veiligheid van het land is niet alleen afhankelijk van de zeeweringen maar ook van de rivierdijken.
De Directie Waterhuishouding en Waterbeweging verzorgt een dagelijkse berichtgeving van waterstanden op de Rijn met zijrivieren en de Maas. Via de radionieuwsdienst van het ANP worden ze bekend gemaakt. Passeert de waterstand te Lobith het peil van NAP + 14 m en wordt een waterstand boven NAP + 15 m verwacht, dan volgt de instelling van de hoogwaterberichtgeving op de Rijn. In Lobith, Nijmegen, Arnhem en Deventer worden extra waterstandswaarnemingen verricht die aan genoemde Directie worden doorgegeven.
Met behulp van deze gegevens en gegevens van het KNMI worden berichten samengesteld die aan de hoofden van Provinciale - en Rijkswaterstaatsdiensten, het ANP en verdere belanghebbenden worden doorgegeven.
Bij een ontwikkeling van de situatie in ongunstige zin kan door de Directeur-generaal van de Rijkswaterstaat een voorlopige stationsbezetting worden ingesteld, die door ambtenaren van de Rijkswaterstaat wordt uitgevoerd.

Bij een verdere ontwikkeling in ongunstige zin kan de Directeur-generaal de minister van Verkeer en Waterstaat voorstellen de Buitengewone Riviercorrespondentie (BRC) in te stellen. Deze BRC regelt het buitengewoon toezicht op de rivieren die in de Waterstaatswet 1900 met name worden genoemd en op de waterkeringen die het winterbed daarvan begrenzen.
De BRC wordt ingesteld als er een dreigend gevaar is, veroorzaakt door hoog opperwater, ijsbezetting of ijsgang.
Voor de BRC is het rivierengebied in vakken verdeeld, elk met een hoofdstation onder leiding van een Rijkswaterstaatsingenieur.
De hoofdstations zijn onderverdeeld in onderstations. De chefs van de stations houden toezicht op de rivieren en de waterkeringen en zien erop toe dat in de algemene en bijzondere instructies opgenomen bepalingen worden nagekomen. Zij moeten controleren of de bij Koninklijk Besluit aangewezen dijkposten bezet zijn door de personen die vanwege het bijbehorend waterschap of polderdistrict zijn aangewezen.
In geval van dreigend hoogwater kan een beroep worden gedaan op de bevolking. Daaruit wordt een z.g. dijkleger samengesteld, bestaande uit particulieren, die zich als ingelanden op grond van het Waterschapsreglement bij oproep beschikbaar moeten stellen. Bovendien kan de Rijkswaterstaat om militaire bijstand vragen.
Vanuit de dijkposten wordt het aflezen van peilschalen en het wachtlopen langs de dijk geregeld. Worden bij het wachtlopen onregelmatigheden geconstateerd, dan worden die per portofoon doorgegeven aan de dijkpost en vandaar naar de centrale post. Deze zorgt er dan voor dat mensen en materiaal naar de bedreigde plaats worden gezonden. Daarbij kan gebruik worden gemaakt van de in de zich op verschillende plaatsen in het waterschap bevindende dijkmagazijnen opgeslagen materialen en materieel.

Voorbeeld van het ontwerpen van een dijk in een meer

Gevraagd wordt een dijk te ontwerpen in een meer dat een lengte heeft van 100 km en een breedte van 50 km (fig. 9.1)

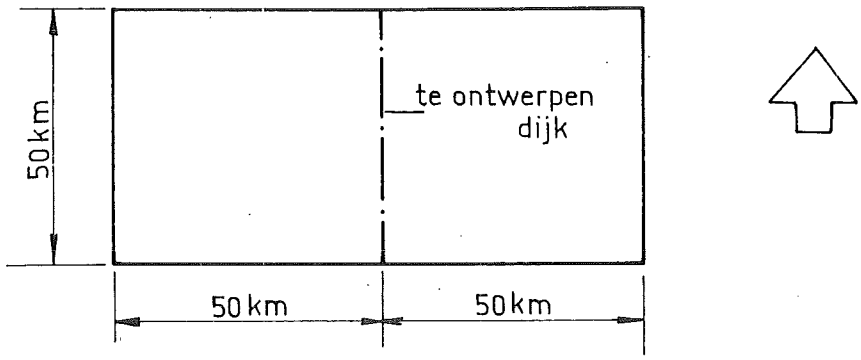


fig. 9.1

De stormen waarop de dijk gedimensioneerd wordt waaien uitsluitend uit westelijke richting.
Het meer is omringd door een dijk die een waterstand kan keren met een overschrijdingsfrequentie van 1/100 x per jaar.
De diepte D van het meer bedraagt 6,25 m. De bodem bestaat uit tamelijk zachte klei.
In het betreffende gebied is bekend dat een wind met een snelheid
van 15 m/s een overschrijdingsfrequentie heeft van 1x per jaar
van 20 m/s een overschrijdingsfrequentie heeft van 1x per 10 jaar
van 25 m/s een overschrijdingsfrequentie heeft van 1x per 100 jaar
De oostelijke helft van het meer zal worden drooggelegd.

De gang van het ontwerp kan nu als volgt zijn:

1. a. Nagaan welk materiaal voor het dijklichaam kan worden toegepast.
   In het gegeven geval is de in de bodem van het meer aanwezige klei alleen geschikt voor bekleding, doch niet om er het dijklichaam mee op te bouwen. Daarom zal dat in zand worden opgetrokken dat echter van ver moet komen en dus duur is.
   b. Nagaan welk materiaal voor de bekleding zal worden toegepast.
   Er is keuze tussen betonblokken, al dan niet op een kleilaag te zetten, asfaltbeton en gepenetreerde stortsteen.
2. Bepaling van een voorlopig profiel. Hierbij zal worden uitgegaan van het criterium dat 2% golfoverslag gedurende de ontwerpstorm is toegestaan. Te streven naar een optimaal profiel, dat de kleinste hoeveelheid zand

bevat.
Daartoe zullen de hellingen van het onderwatertalud en van het binnentalud zo steil mogelijk worden opgezet. De helling van het buitentalud boven het meerpeil dient zo te worden bepaald dat, rekening houdend met de golfoploop een minimaal profiel ontstaat.
In de te gebruiken formule voor de golfoploop

$$u = 8\ f\ H\ tg\ \alpha \qquad \text{(pag. 27)}$$

zijn f en α de enige variabelen.
Indien f zo klein mogelijk wordt gekozen is wat de golfoploop betreft het profiel minimaal. Nu is voor wat het profiel boven water betreft α de enige variabele.

3. Voor echter het profiel boven water kan worden bepaald dienen eerst de ontwerpwaterstand en de ontwerpgolfhoogte te worden vastgesteld. Daartoe zal allereerst de bezwijkfrequentie gekozen moeten worden.
In dit geval wordt die, in overeenstemming met de bestaande dijk, op 1/1000 per jaar aangenomen.
De ontwerpwindsnelheid zal dan een overschrijdingsfrequentie van $\approx$ 1/1000 hebben en zal dan 30 m/s bedragen.
Het opwaaiingsverhang, te bepalen met de formule $i = c \cdot \frac{w^2}{gd}$ (pag. 15) is dan:

$$i = 0{,}35 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{900}{10 \cdot 6{,}25} \approx 5 \text{ cm/km}$$

De opwaaiing tegen de te bouwen dijk is dan

$$0{,}05 \times \frac{50}{2} = 1{,}25 \text{ m}$$

Uit de grafiek, gegeven op pag. 23 is nu de H_{sign} te bepalen.
Juist voor de nieuwe dijk is D = 6,25 + 1,25 = 7,50 m

$$\frac{U}{\sqrt{D}} = \frac{30}{\sqrt{7{,}5}} = \frac{30}{2{,}75} = 11 \rightarrow \frac{H}{D} = 0{,}32 \rightarrow H = 7{,}5 \times 0{,}32 = 2{,}40 \text{ m}$$

Dan is $u = 8\ f \cdot 2{,}40\ tg\ \alpha$

Wordt in het gebied waar zich de golfoploop afspeelt als bekleding half gepenetreerde stortsteen gekozen, waarvoor f = 0,6, dan wordt

$$u = 8 \cdot 0{,}6 \cdot 2{,}40\ tg\ \alpha = 11{,}5\ tg\ \alpha$$

De kruinhoogte wordt, nadat alle zettingen zijn voltooid

$$MP + 1{,}15 + 11{,}5\ tg\ \alpha$$

Wordt de kruin~~hoogte~~ breedte 5 m genomen en het binnentalud een helling van 1:3 gegeven, dan wordt de breedte van het dijkprofiel boven MP:

$$(1,25 + 11,5\ \mathrm{tg}\alpha)\ \mathrm{cotg}\alpha + 5 + 3\ (1,25 + 11,5\ \mathrm{tg}\alpha)$$

$$= (1,25 + 11,5\ \mathrm{tg}\alpha)\ (\mathrm{cotg}\alpha + 3) + 5 =$$

$$1,25\ \mathrm{cotg}\alpha + 11,5 + 3,75 + 34,5\ \mathrm{tg}\alpha + 5 = 1,25\ \mathrm{cotg}\alpha + 34,5\ \mathrm{tg}\alpha + 20,25$$

Dit is minimaal voor: $\frac{-1,25}{\sin^2\alpha} + \frac{34,5}{\cos^2\alpha} = 0$

$$34,5\ \sin^2\alpha - 1,25\ \cos^2\alpha = 0$$

$$35,75\ \sin^2\alpha = 1,25$$

$$\sin^2\alpha = \frac{1,25}{35,75} = \frac{1}{28,6}$$

$$\mathrm{cotg}^2\alpha = \frac{1}{\sin^2\alpha} - 1 = 27,6$$

$$\mathrm{cotg}\,\alpha = \sqrt{27,6} = 5,25$$

De helling van het buitenbeloop boven MP geeft bij 1 : 5¼ een minimaal profiel.

De kruinhoogte wordt nu: $MP + 1,25 + 11,5 \cdot \frac{1}{5,25} = MP + 3,45$

De helling die het buitentalud onder water zal krijgen is sterk afhankelijk van de korrelgrootte van het zand.

Voor grof zand is de toelaatbare helling b.v. 1 : 4

voor fijn zand b.v. 1 : 10.

Het grove zand geeft dus weliswaar een kleiner profiel, maar heeft het nadeel dat het veel doorlatender is dan fijn zand.

Vervolgens moet worden gecontroleerd of het thans bepaalde profiel stabiel is. Met behulp van de glijdvlakkenmethode kan dat worden nagegaan. Blijkt het ontworpen profiel voldoende stabiliteit te bezitten dan kan het gehandhaafd worden.

Blijkt het echter niet stabiel te zijn dan kan door het flauwer opzetten van het buitentalud onder water en van het binnentalud mogelijk wel stabiliteit worden verkregen.

4. Nu kunnen met behulp van de gegevens van de ondergrond de zettingen worden bepaald waarna de aanleghoogte vast te stellen is. Van het nu bekende profiel in aanleg dient weer de stabiliteit te worden gecontro-

leerd.
Het kan zijn dat de stabiliteit het toepassen van flauwer hellende taluds eist, maar het kan ook zijn dat de onderwatertaluds steiler kunnen worden opgezet dan met het beschikbare zand mogelijk is. Ter besparing van zand kunnen dan onder water perskaden worden gemaakt waartussen het zand wordt gestort of gespoten (fig. 9.2)

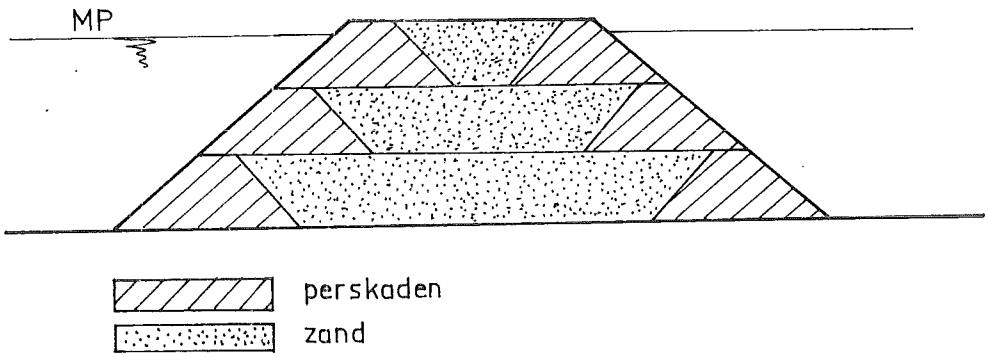


fig. 9.2

De perskaden kunnen worden gemaakt van klei, van mijnsteen, van grind e.d materialen die met behulp van kranen, onderlossers, steenstorters e.d. worden aangebracht.

5. De ontworpen dijk keert constant het meerpeil. Er zal zich, tenzij men daartegen maatregelen treft (dichte bekledingen), een permanente stromingstoestand instellen. Afhankelijk van de k-waarde van het materiaal waaruit de dijk is opgebouwd zal er een meer of minder grote hoeveelheid water door het dijklichaam kwellen. Is die hoeveelheid ontoelaatbaar groot dan zal men die door toepassing van dichtere bekledingen van de buitentaluds verkleinen.

6. Van het nu bepaalde profiel kan een kostenraming worden opgesteld. Zijn de kosten van het project te hoog, dan kan men overwegen een hogere bezwijkfrequentie en daarmede een lagere dijk te aanvaarden met lagere kosten.
Zijn nu de schadekosten bij een doorbraak S, zijn A_h en $A_{h+\Delta h}$ de aanlegkosten van een dijk met aanleghoogte h resp. $h - \Delta h$ en zijn $\frac{p \cdot S}{r}$ en $\frac{(p + \Delta p)S}{r}$ de gekapitaliseerde schadeverwachtingen bij de dijkhoogte h resp. $h - \Delta h$, dan is

$A_h - A_{h+\Delta h}$ de vermindering van de aanlegkosten

en $\frac{(p + \Delta p)S}{r} - \frac{p \cdot S}{r}$ de toename van de gekapitaliseerde schadeverwachting.

Is nu $A_h - A_{h+\Delta h} - \frac{\Delta p\ S}{r} < 0$, dan is er geen reden om de dijk lager te maken.
Is echter $A_h - A_{h+\Delta h} - \frac{\Delta p\ S}{r} \gg 0$ dan is er reden om de dijk wel lager te maken.

7. In de totale aanlegkosten dienen die van de bekleding te zijn inbegrepen. Met de beschikbare materialen of combinaties daarvan zijn tal van goede bekledingen te construeren, b.v.
   a. een bekleding van betonblokken op zand, van MP tot dijktafelhoogte,
   b. een bekleding van betonblokken op een kleilaag,
   c. een bekleding van asfaltbeton vanaf MP tot dijktafelhoogte,
   d. een bekleding van gepenetreerde stortsteen vanaf MP tot dijktafelhoogte,
   e. een bekleding van gepenetreerde stortsteen van MP tot S.V. en daarboven halfgepenetreerde stortsteen,
   f. een bekleding van gepenetreerde stortsteen vanaf MP tot S.V. en daarboven asfaltbeton,
   enz. enz.

   Door het maken van een kostenvergelijking komt men tot de meest economische oplossing.

8. Na keuze van de bekleding dient nagegaan te worden, wanneer deze bekleding dicht is, of de stabiliteit ervan, i.v.m. optredende overdrukken aan de onderzijde, verzekerd is.