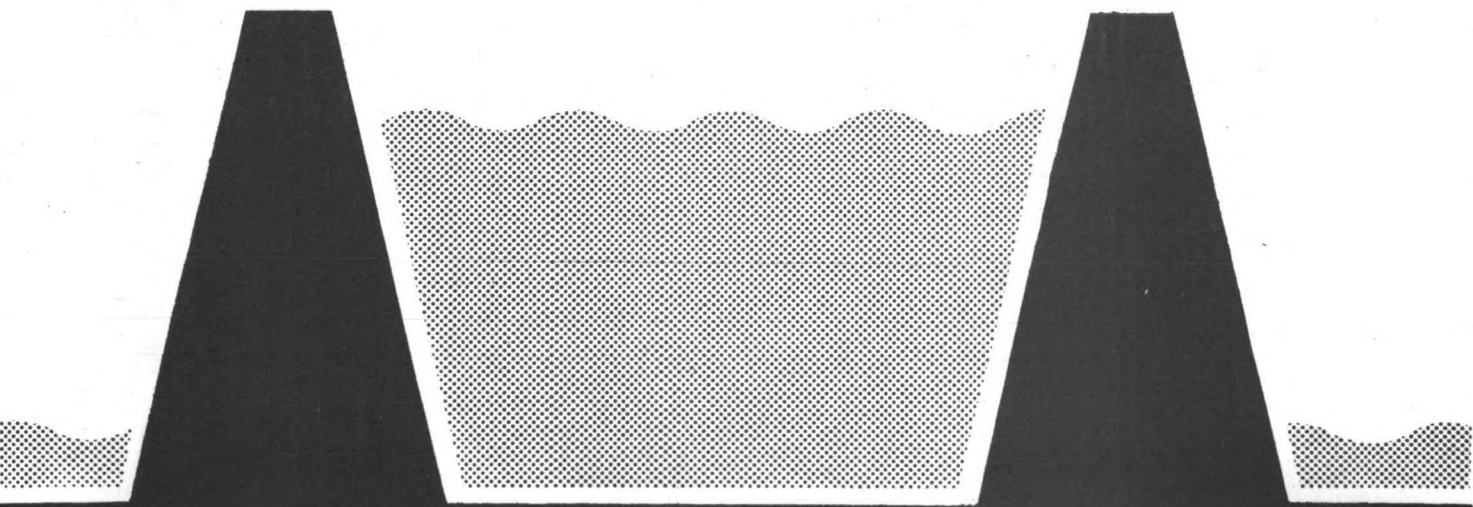


1.50.a ~~1.50~~

Pomp Accumulatie Centrale

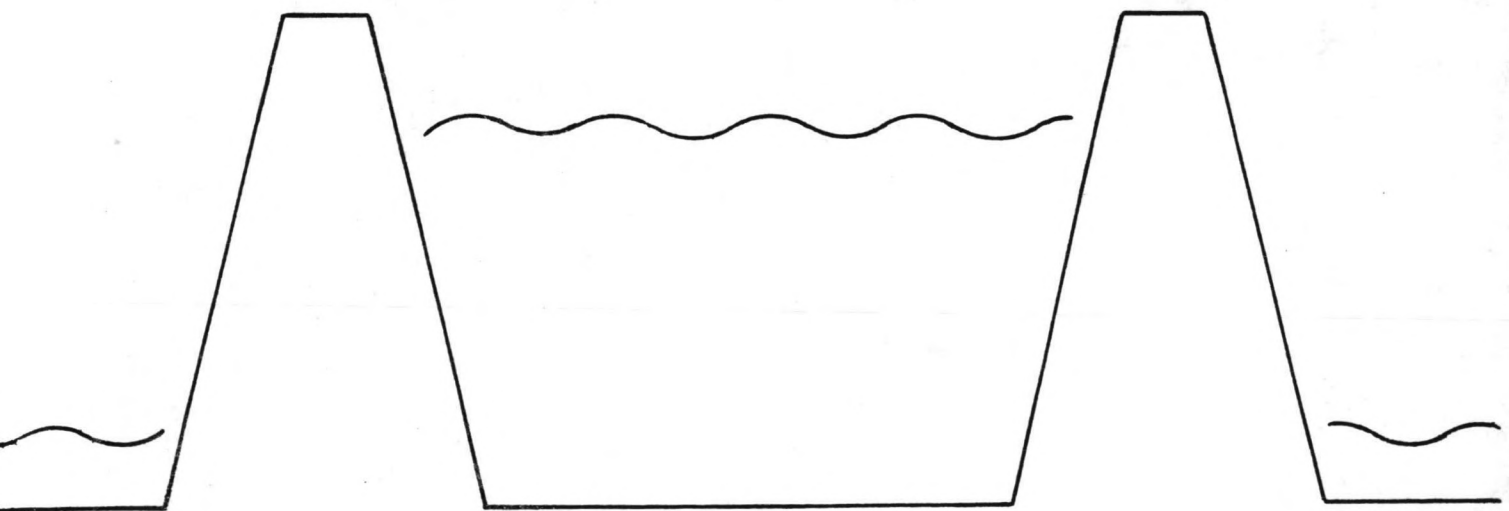


TU Delft

Pomp Accumulatie Centrale

Ontwerp Bekkendijk

Gerben Turkstra



Technische Universiteit Delft
Afdeling der Civiele Techniek

faculteit

Dit rapport kwam tot stand in het kader van het afstudeerprogramma van de afdeling der Civiele Techniek aan de Technische Universiteit Delft.

Deze deelrapportage ' Ontwerp Bekkendijk ' is een onderdeel van het afstudeerproject Pompaccumulatiecentrale uitgevoerd door Gerben Turkstra.

Het afstudeerproject omvat verder:

Voorstudie (uitgevoerd met Paul Touw)

- bepaling vermogen centrale
- dimensionering centrale
- lokatiekeuze

deelrapport ' Uitvoering + Kosten Bekkendijk '

- winning, transport en stort van zand
- werkplan, werkmethoden en tijdschema
- Raming van Kosten

Rapportage Pompaccumulatiecentrale

- samenvatting en afronding voor- en deelstudies

De deelrapportage ' Ontwerp Bekkendijk ' is uitgevoerd bij de vakgroep Waterbouwkunde en Algemene Civiele Techniek en begeleid door ir. Bourguignon en ir. Tutuarima.

mie
Delft, maart 1987

INHOUD

1	INLEIDING	1
2	VEILIGHEID	3
3	NATUURRANDVOORWAARDEN	6
3.1	Inleiding	6
3.2	Topografie	6
3.3	Oceanografie	6
3.4	Meteorologie	10
3.4.1	Inleiding	
3.4.2	Wind in het bekken	
3.4.3	Wind op het zeeoppervlak	
3.4.4	Overige invloeden weer	
3.5	Geologie	16
3.6	Geotechniek	17
4	OVERIGE RANDVOORWAARDEN	21
4.1	Constructiematerialen	21
4.1.1	Inleiding	
4.1.2	Natuurlijke steenachtige materialen	
4.1.3	Beton	
4.1.4	Asfalt	
4.1.5	Rijshout/wilgenhout/riet	
4.1.6	Kunststof	
4.1.7	Industriële restprodukten	
4.2	Materieel	28
4.2.1	Rijdend materieel	
4.2.2	Drijvend materieel	
4.3	Mankracht	29
4.4	Milieu	29
4.5	Juridische aspecten	29
4.6	Waterstanden in het bekken	29
4.7	Opbouw van het dijklichaam	29
5	GRENSTOESTANDEN	33
5.1	Inleiding	33
5.2	Overlopen	33
5.3	Overslag	36
5.4	Erosie	38
5.4.1	Inleiding	
5.4.2	Erosie buitentalud	
5.4.3	Erosie binnentalud	
5.4.4	Interne erosie	
5.5	Kwel	45
5.6	Afschuiven	50
5.7	Leegzetten bekken	52
6	ONTWERP BEKKENDIJK	54

7 KWEL	56
7.1 Inleiding	56
7.2 Uitgangspunten	56
7.3 Elektrisch analogon	57
7.3.1 Inleiding	
7.3.2 Meetsituaties	
7.3.3 Resultaten	
7.4 Freatische lijn	62
7.5 Analytische berekeningen	63
7.5.1 Inleiding	
7.5.2 Open binnentalud, open bodem	
7.5.3 Dicht binnentalud, open bodem	
7.5.4 Dicht binnentalud, bekleding bodem	
7.6 Afronding kwel	69
8 STABILITEIT	70
8.1 Inleiding	70
8.2 Uitgangspunten	70
8.3 Veiligheid	72
8.3.1 Faalkans	
8.3.2 Stabiliteitsfactor	
8.4 Lokale instabiliteit	75
8.5 Afschuiven	77
8.5.1 Inleiding	
8.5.2 Programma STABIL	
8.5.3 Resultaten	
8.6 Interne erosie	83
8.7 Horizontaal afschuiven	83
8.8 Afronding stabiliteit	85
9 DEFORMATIES	86
9.1 Inleiding	86
9.2 Uitgangspunten	86
9.3 Grondgedrag	86
9.3.1 Inleiding	
9.3.2 Lineair elastisch grondgedrag	
9.3.3 Materiaal parameters	
9.4 Elementenmodel	93
9.5 Resultaten	96
9.6 Beschouwing van de resultaten	98
9.6.1 Hoogte van het model	
9.6.2 Breedte van het model	
9.6.3 Optreden schuifspanningen	
9.7 Bekkenbodem	103
9.8 Afronding deformaties	104
10 BEKLEDING BEKKENDIJK	105
10.1 Inleiding	105
10.2 Uitgangspunten	106
10.3 Bekleding algemeen	107
10.4 Bekleding plas- of kreukelberm	110

10.5	Bekleding buitentalud	114
10.5.1	Inleiding	
10.5.2	Open steenasfalt	
10.5.3	Stortsteen	
10.5.4	Gezette bekleding	
10.5.5	Duin	
10.5.6	Afronding bekleding buitentalud	
10.6	Bekleding binnentalud	124
10.7	Bekleding bekkenbodem	127
10.8	Afronding bekleding bekkendijk	129
	artist impression PAC	131
	LITERATUUR	132
	BIJLAGEN	135
I	Relatie stabiliteitsfactor - faalkans	135
II	Invoer STABIL	136
III	Invoer ICES-STRUDLE	138
IV	Dimensionering gezette bekleding	140
V	Keuze bekleding bekkendijk	142

SAMENVATTING

In dit deelrapport is de bekkendijk van een pompaccumulatiecentrale ontworpen. De dijk moet veertig meter water keren en wordt gebouwd van zand.

Vanwege de consequenties bij een doorbraak van het bekken, wordt een faalkans kleiner dan Delta-norm geaccepteerd. Deze kans is aan de zeezijde van het bekken 10^{-4} en aan de landzijde 10^{-6} .

Als basis voor het ontwerp zijn gegevens verzameld over onder andere topografie, meteorologie en geologie. Uit inventarisatie van de grenstoestanden volgt onderzoek naar de kruinhoogte, kwel, stabiliteit en deformaties.

- kruinhoogte

Uit de grenstoestanden overloop en overslag volgt een kruinhoogte van N.A.P. + 45 m (waterniveau in het bekken is N.A.P. + 40 m).

- kwel

Uit metingen en berekeningen van de kwelverliezen volgt dat een waterdichte bekleding van het binnentalud noodzakelijk is. De kwel kan verder worden gereduceerd door afdichting van de bekkenbodem. Bij bijvoorbeeld een waterdichte bekleding van de bodem voor de helft, bedraagt de daling van het wateroppervlak in het bekken 5 cm/dag. Dit is een reductie van 80 % ten opzichte van de situatie met open bodem.

- stabiliteit

Voor controle van de stabiliteit van de dijk is eerst een relatie gelegd tussen faalkans en stabiliteitsfactor. Door uittredend water bij het onderste gedeelte van het buitentalud (tot N.A.P. + 14 m) wordt de helling daar 1:6 in plaats van 1:3 zoals bij de andere taludhellingen van de bekkendijk.

- deformaties

De deformaties van de bekkendijk en de ondergrond liggen in de orde van 0.5 m en hebben geen invloed op het ontwerp van de dijk.

Als laatste onderdeel in dit deelrapport wordt de bekleding van de bekkendijk onderzocht.

De plas- of kreukelberm wordt bekleed met zinkstukken en stortsteen en het onderste gedeelte van het buitentalud met Haringmanblokken of open steenasfalt. Een verdediging van het bekken met een duinprofiel is een alternatief. Het bovenste gedeelte van het buitentalud wordt door klei en beplanting beschermd tegen erosie.

Voor bekleding van het binnentalud komt alleen asfaltbeton in combinatie met een waterdicht membraan in aanmerking.

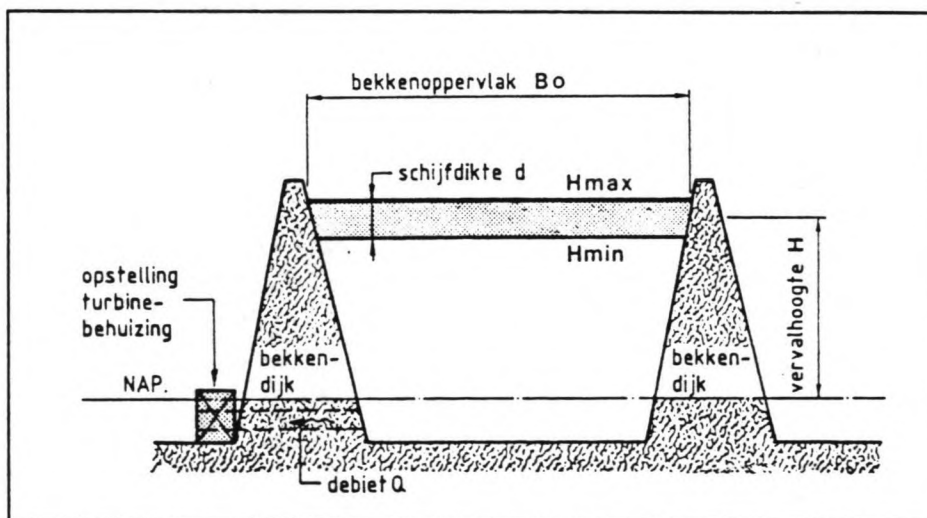
Afhankelijk van de toelaatbare kwelverliezen, kan voor bekleding van de bekkenbodem een waterdicht membraan, klei of slib worden toegepast.

In het deelrapport ' Uitvoering + Kosten Bekkendijk ' is aan de hand van de kosten een keuze gemaakt voor bekleding van de bekkendijk.

1 INLEIDING

In 1979 lanceerde ir. Lievense het naar hem genoemde plan voor een windenergie en elektriciteitsspaarbekken in het IJsselmeer. De studies die hierop volgden resulteerden in het loskoppelen van windenergie en het wateropslagsysteem. Ook de functie van het wateropslagsysteem veranderde van het opslaan van windenergie in het opvangen van de pieklast. De naam veranderde in pompaccumulatiecentrale (PAC).

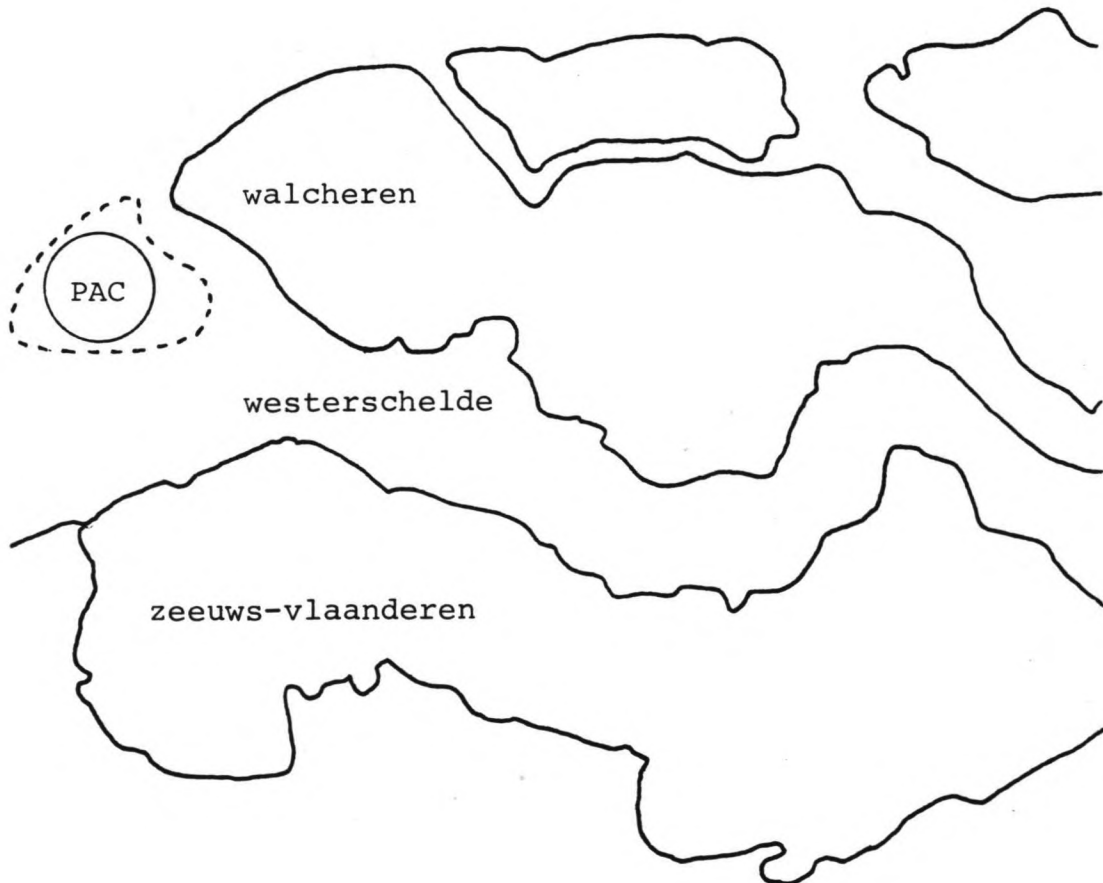
Een pompaccumulatiecentrale bestaat uit een waterbekken van enkele tientallen meters hoog en met een diameter van enkele kilometers. In de avonduren en s'nachts wordt overtollige energie uit het openbare net gebruikt om water vanuit de zee of meer naar boven te pompen. Overdag, wanneer de vraag naar elektriciteit veel groter is, stroomt het water vanuit het bekken naar beneden. Turbines zorgen dan voor omzetting van de energie in elektriciteit. De centrale zorgt ervoor dat de produktie van elektriciteit beter aansluit op de wisselende vraag.



figuur 1.1: basisprincipe pompaccumulatiecentrale

In de voorstudie is ingegaan op de voor- en nadelen van de centrale en is het vermogen bepaald. Dit vermogen van 2000 MW diende als basis voor de dimensionering. Uiteindelijk is gekozen voor een 40 m hoog bekken met een diameter van 6000 m. De pompaccumulatiecentrale is gesitueerd op de Vlakte van Raan, een gebied ten westen van Walcheren.

In dit deelrapport zal de aandacht uitgaan naar het ontwerp van de bekken van de centrale. Eerst zal naar de veiligheid worden gekeken en zullen de randvoorwaarden en grenstoestanden worden geïnventariseerd. Verkennende berekeningen worden uitgevoerd voor kwel, stabiliteit en deformaties. Tot slot wordt naar de bekleding van de bekken gekeken.



figuur 1.2: lokatie PAC, Vlakte van Raan in Zeeland
schaal 1:400.000

2 VEILIGHEID

De bekken van de pompaccumulatiecentrale moet maximaal 40 m water keren (1.1)*. Aan de dijk zal een bepaalde veiligheidsnorm moeten worden gesteld tegen bezwijken. Allereerst is hiervoor enig inzicht in oorzaak en gevolgen van bezwijken vereist.

De gebeurtenis van het bezwijken van de dijk kan ontstaan door:

- 1 menselijk falen

- 2 agressief menselijk handelen

- 3 natuurrampen

- 4 technisch falen

ad 1 menselijk falen

Door menselijk handelen kan het waterniveau in het bekken te hoog worden. Het water kan dan over de dijk stromen en bezwijken van het dijklichaam tot gevolg hebben. Ook kan slecht onderhoud ernstige consequenties hebben.

De menselijke fouten in ontwerp- en bouwfase worden buiten beschouwing gelaten.

ad 2 agressief menselijk handelen

Het bewust schade toebrengen aan de dijk in bijvoorbeeld een oorlogssituatie. Overwogen kan worden om in tijden van oorlog het bekken leeg te zetten.

ad 3 natuurrampen

Stormvloeden en aardbevingen worden in de ontwerpfase meegenomen.

ad 4 technisch falen

Het gaat hierbij om grenstoestanden die eveneens in de ontwerpfase aan de orde komen.

*verwijzing naar literatuur

De gevolgen van het bezwijken van de bekkendijken zijn afhankelijk van de uitstromende hoeveelheid water en de grootte en groei van het gat in de dijk. Door de uitstromende hoeveelheid water ontstaat een vloedgolf.

Bij een doorbraak van de bekkendijk aan de zeezijde levert deze vloedgolf gevaar op voor de scheepvaart.

Bij een doorbraak aan landzijde kan de vloedgolf een aanval doen op de zeewering van de kust en mogelijk overstroming van het achterliggende gebied tot gevolg hebben.

Onderscheid tussen een doorbraak aan land- of zeezijde is hierdoor gerechtvaardigd.

Voor het bepalen van de veiligheidsnorm (welke kans op bezwijken is nog net acceptabel) kan onderscheid worden gemaakt in een materiële en immateriële benadering.

De materiële benadering gaat uit van een economisch optimaal risiconiveau. Dit wordt bepaald uit de totale kosten van de investering en de schade verwachting in geld. Hierbij is de schade verwachting het produkt van de kans op schade en het schade bedrag.

Het nadeel van de materiële benadering is dat er geen rekening wordt gehouden met menselijk leed, doden, dat niet in geld is uit te drukken.

De immateriële benadering gaat uit van een persoonlijk of maatschappelijk aanvaardbaar risiconiveau. Als voorbeeld kan gelden dat de kans op overlijden door ziekte groter moet zijn dan de kans op overlijden als gevolg van een doorbraak van de bekkendijk. Deze benadering leidt tot een veiligheidsnorm van 10^{-3} of 10^{-4} .

Toch is de immateriële benadering bij een PAC ook aan kritiek onderhevig. Immers de bedreiging van een vloedgolf of van een 40 m hoog waterbekken is gevoelsmatig veel groter dan bijvoorbeeld bedreiging door ziekte.

In dit afstudeerwerk wordt uitgegaan van veiligheidsklassen die met beide benaderingen rekening houden (2.1).

		slachtoffers		
		geen	enkele	veel
economie	klein	1	2	3
		2	2	3
	groot	3	3	3 ⁺

klasse 1	norm 10^{-4}	tot 10^{-5}
klasse 2	norm 10^{-5}	tot 10^{-6}
klasse 3	norm 10^{-6}	tot 10^{-7}
klasse 3 ⁺	norm 10^{-7}	tot 10^{-8}

De veiligheidsklassen zijn afhankelijk van het aantal slachtoffers en de gevolgen voor de economie. De economische gevolgen worden weergegeven in vergelijking tot de aanlegkosten.

In dit afstudeerwerk wordt uitgegaan van een tweetal veiligheidsnormen voor de bekkendijken:

- aan zeezijde 10^{-4}
- aan landzijde 10^{-6}

Overwogen kan worden om extra maatregelen te nemen om te voorkomen dat de bekkendijk aan landzijde doorbreekt. Indien er sprake is van een begin van doorbraak aan landzijde kan overwogen worden de dijk aan zeezijde te laten bezwijken of het bekken snel leeg te laten lopen. Aangezien dit in korte tijd dient te gebeuren en met zeer grote hoeveelheden water, zou alleen bijvoorbeeld het opblazen van de dijk aan zeezijde voldoen. Een systeem met pijpleidingen om het bekken leeg te laten lopen neemt te veel tijd in beslag.

Voor de overschrijdingsfrequentie van golfhoogtes en waterstanden wordt uitgegaan van een frequentie van 10^{-4} voor zowel de zeezijde als de landzijde. Wel wordt als eis meegenomen dat golfhoogtes en waterstanden met een lagere overschrijdingsfrequentie niet het bezwijken van de dijk tot gevolg mogen hebben.

3 NATUURRANDVOORWAARDEN

3.1 Inleiding

Voor dat een begin wordt gemaakt met het ontwerpen van de bekkendijk volgt eerst een inventarisatie van de randvoorwaarden waar het ontwerp aan moet voldoen of waar rekening mee moet worden gehouden.

Bij de natuurrandvoorwaarden gaat het om gegevens over:

- topografie
- oceanografie
- meteorologie
- geologie
- geotechniek

3.2 Topografie

In figuur 3.1 is de diepte van de bodem weergegeven ten opzichte van laaglaagwaterspring (L.L.W.S.). Het grootste gedeelte van de bekkendijk bevindt zich op een zandplaat met een diepte van 3 m, een kleiner deel bevindt zich op een diepte van 5 m.

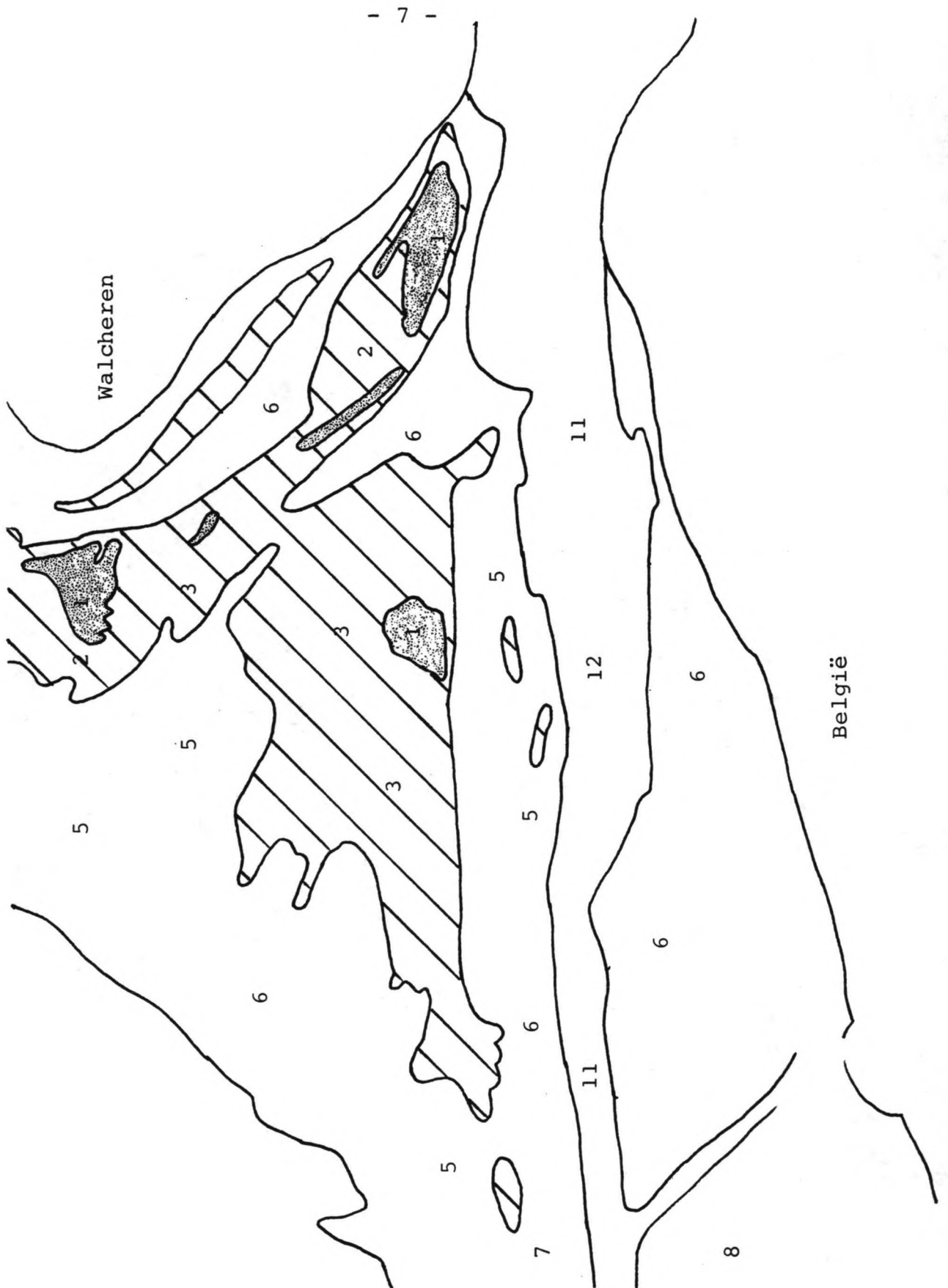
Laaglaagwaterspring is N.A.P. - 2.30 m

3.3 Oceanografie

De waterstanden in de Noordzee worden in belangrijke mate beïnvloed door het getij. Het getij, afwisseling van hoog- en laagwater, wordt veroorzaakt door bewegingen van de aarde, maan en zon. Het getij wordt verder beïnvloed door klimaat, atmosferische druk, wind, kustlijn en topografie. Het getij is voorspelbaar.

Hoogwater (H.W.) is de top van de getijkromme, laagwater (L.W.) het dal. In elke periode van 12 uur en 25 minuten komt een top en een dal voor. Het verschil tussen hoog- en laagwater bedraagt op de Vlakte van Raan 4 m.

De waterstanden op de Vlakte van Raan zijn niet precies bekend, maar zullen de volgende orde van grootte hebben:



figuur 3.1: topografie Vlake van Raan
 diepte in m. ten opzichte van L.L.W.S.
 schaal 1:138.000

springtij: H.W. N.A.P. + 2.25 m

L.W. N.A.P. - 1.85 m

Springtij is het getij dat optreedt $1\frac{1}{2}$ à $2\frac{1}{2}$ dag na volle en nieuwe maan.

doodtij: H.W. N.A.P. + 1.40 m

L.W. N.A.P. - 1.40 m

Doodtij is het getij dat optreedt $1\frac{1}{2}$ à $2\frac{1}{2}$ dag na de kwartierstanden van de maan.

laaglaagwaterspring: L.L.W.S. N.A.P. - 2.30 m

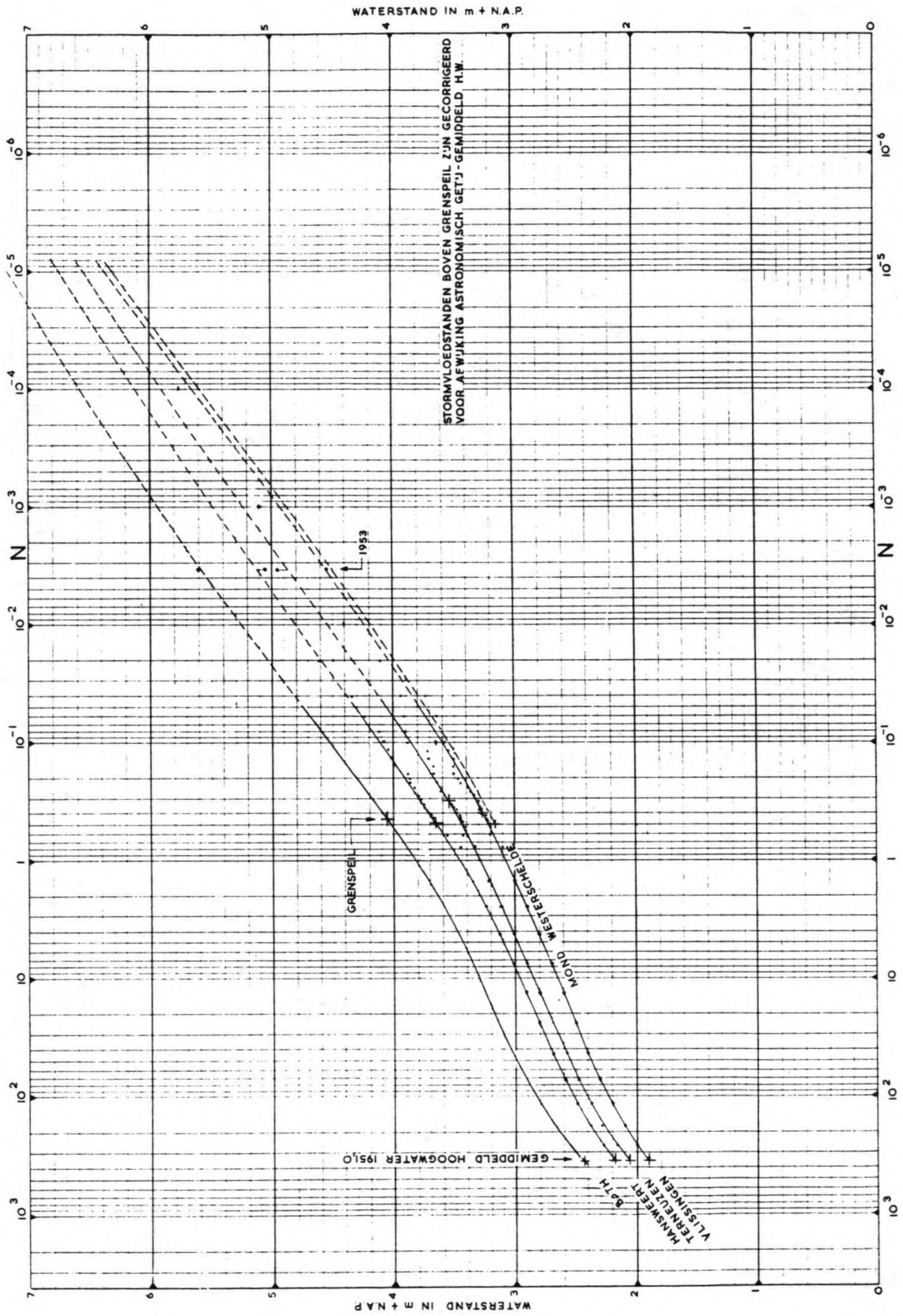
Laaglaagwaterspring is het reductievlak voor zeekaarten en is het meerjarig gemiddelde van het laagste springlaagwater van elke maand.

Bij combinatie van de L.L.W.S. en de gegevens over topografie wordt duidelijk wat de diepte van de bodem ten opzichte van N.A.P. is. De bekkendijk aan de landzijde begint op een diepte van N.A.P. - 5.30 m aan de zeezijde is de bodem 2 m dieper.

ontwerppeil: N.A.P. + 5.60 m (10^{-4})

Het ontwerppeil is het peil van de hoogste waterstand waar rekening mee wordt gehouden. Met behulp van figuur 3.2 , overschrijdingslijnen van de hoogwaterstanden, kan dit peil worden bepaald.

Door de veranderende waterstanden in het gebied ontstaat er stroming. Deze getijstroming ligt in de orde van 0.5 m/s. Het stromingsbeeld op de Vlakte van Raan is vrij gecompliceerd en zal sterk worden beïnvloed door de plaatsing van een pompaccumulatiecentrale. De dijk zal door de stroming worden aangevallen.



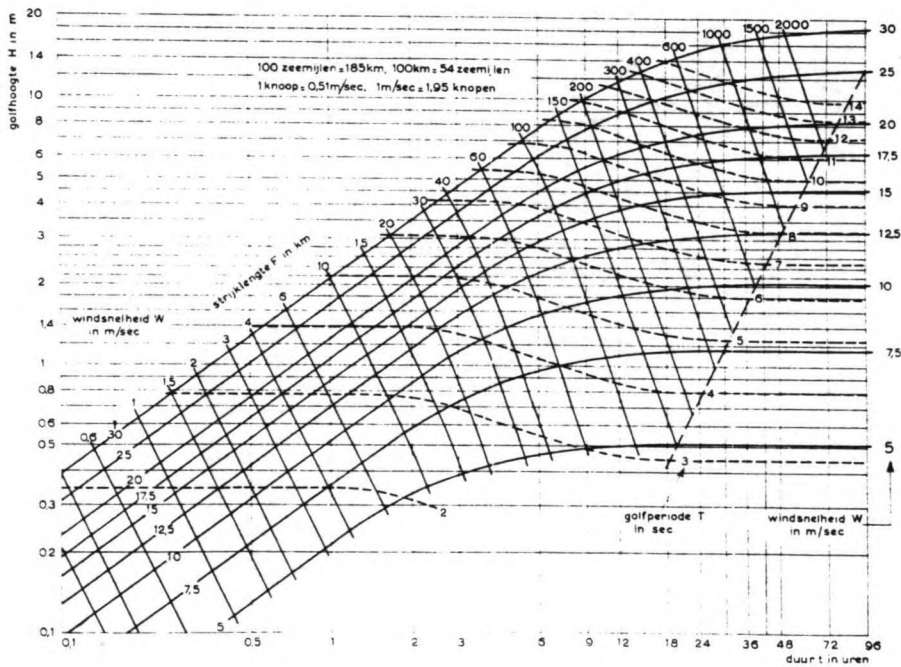
figuur 3.2: overschrijdingslijnen van de hoogwaterstanden

3.4 Meteorologie

3.4.1 Inleiding

Gegevens over neerslag hoeveelheden zijn niet van belang. Immers de waterstand in het bekken varieert voortdurend zodat neerslag nooit overlopen van het bekken tot gevolg kan hebben.

De wind is van groot belang voor het ontwerpen van de bekkendijken. De wind doet op het zeeoppervlak en in het bekken golven ontstaan. Deze golven worden groter naarmate de baan waarover de wind het water beroert groter is. In figuur 3.3 is het verband aangegeven tussen de strijklengte F , de windsnelheid u , de golfhoogte H_s en de periode T .



figuur 3.3: verband tussen strijklengte, windsnelheid, golfhoogte en golfperiode

Achtereenvolgens wordt de invloed van de wind op het water in het bekken en op het zeeoppervlak besproken.

3.4.2 Wind in het bekken

Extreme windsnelheden en de daaruit volgende golfhoogten zijn bepalend voor de kruinhoogte van de bekkendijk. De windsnelheid varieert in tijd, hoogte en richting. In de bouwvoorschriften wordt tegenwoordig internationaal als ontwerpwindnelheid de windsnelheid genomen die gemiddeld eens in de 50 jaren wordt overschreden: \bar{v}_{50} . Voor de Nederlandse kust geldt dat deze windsnelheid op een hoogte van 10 m 28 m/s bedraagt (3.1). In dit afstudeerwerk wordt uitgegaan van een iets hogere snelheid vanwege het hoge (40 m) PAC-bekken. Met behulp van figuur 3.3 en met een strijklengte van 6 km volgt:

$$\begin{aligned} \text{golfhoogte } H_s &= 1.60 \text{ m} \\ \text{golfperiode } T &= 4 \text{ à } 5 \text{ s} \end{aligned}$$

Voor de richting wordt alleen opgemerkt dat de gemiddelde snelheid van Oosten-winden het laagst is en die van Westen-winden het hoogst.

3.4.3 Wind op het zeeoppervlak

De wind doet op het zeeoppervlak golven ontstaan, die zolang de wind aanhoudt groeien en sneller gaan lopen. De golven lopen in dezelfde richting als de wind waait en blijven in die richting lopen ook wanneer de wind geen invloed meer uitoefent. De energie van de golven kan verloren gaan door inwendige wrijving en eventueel door wrijving langs de bodem.

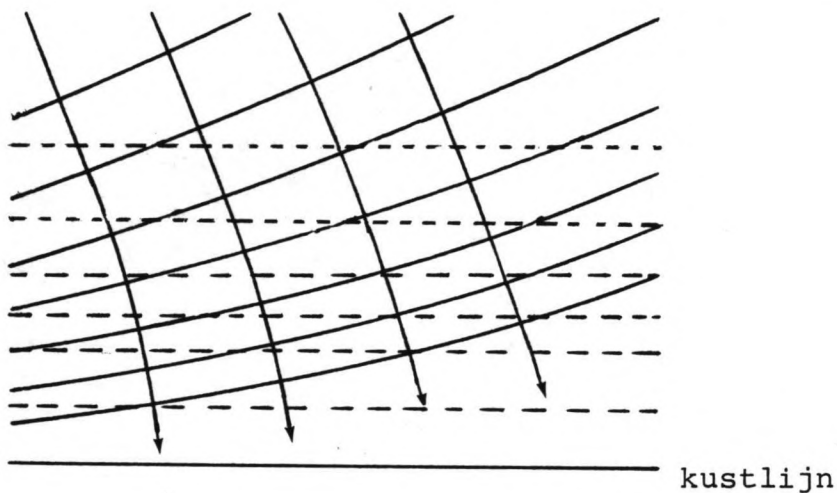
Op de Noordzee kunnen ten gevolge van de invloed van de wind golven met een hoogte van 8 á 10 m voorkomen (3.2). Bij nadering van de kust ondergaan deze golven verschillende veranderingen:

- 1 refractie
- 2 diffractie
- 3 bodemwrijving
- 4 plaatselijke wind
- 5 stroming

- 6 breken
- 7 shoaling

ad 1 refractie

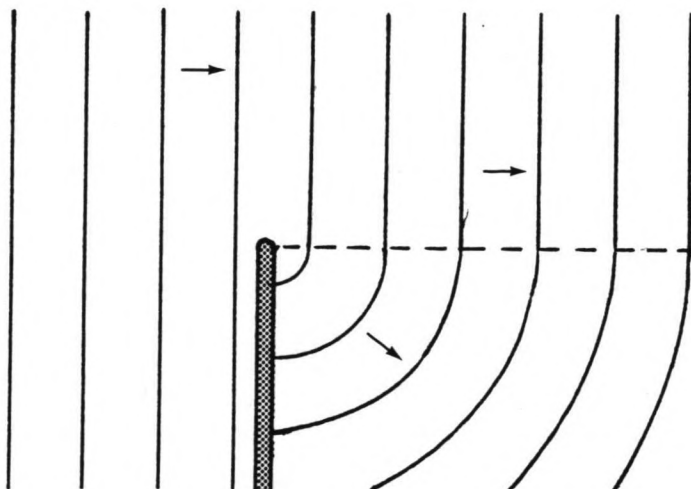
Doordat een golf in water met een andere diepte komt veranderen de loopsnelheid, de lengte en de hoogte en als gevolg hiervan ook meestal de richting van de golven.



figuur 3.4: refractie van golven op een rechte kust

ad 2 diffractie

Zonder dat de lengte en de periode van de golf veranderen, buigt de golf om vooruitspringende kustgedeelten of dammen heen.



figuur 3.5: diffractie van golven achter een golfbreker

ad 3 bodemwrijving

Door wrijving met de bodem kan er golfenergie verloren gaan. De golfhoogte neemt dan af.

ad 4 plaatselijke wind

Een golfveld dat de kust nadert kan over de laatste kilometers nog een merkbare hoeveelheid energie opnemen waardoor de golfhoogte toe neemt.

ad 5 stroming

De stroming beïnvloedt alle golfafmetingen in het bijzonder als de stroomrichting evenwijdig is aan de richting waarin de golven zich voortplanten.

ad 6 breken

Het breken van golven treedt op wanneer de hoogte van de golf ten opzichte van de waterdiepte zo groot is geworden dat de golf niet meer stabiel is of als de golfhoogte in verhouding tot de golflengte te groot wordt.

Uit de eerste situatie volgt dat golven breken zodra de golfhoogte groter is dan 0.78 maal de diepte:

$$H_{\max} = 0.78 d \quad (H_{s, \max} \cong 0.5 d \text{ in Nederland })$$

Dit geldt echter alleen voor rustig aankomende golven langs de Nederlandse kust.

Uit de tweede situatie volgt dat golven breken als de verhouding tussen golfhoogte en golflengte:

$$H/\lambda = 1/7$$

ad 7 shoaling

Verandering in diepte heeft een verandering in golfhoogte tot gevolg.

De veranderingen die de golven ondergaan bij nadering van de kust zijn moeilijk van elkaar te scheiden.

Voor het ontwerp van de bekkendijken worden de golven gekarakteriseerd door de significante golfhoogte H_s , dit is het gemiddelde van het hoogste 1/3 deel van de golven. Voor de overschrijdingsfrequentie van 10^{-4} is de significante golfhoogte weergegeven in figuur 3.6.

Uit de figuur volgt een significante golfhoogte H_s van 4 m. Voor de golfperiode volgt met behulp van:

$$\bar{T} = 3.94 H_s^{0.376} \quad (3.2)$$

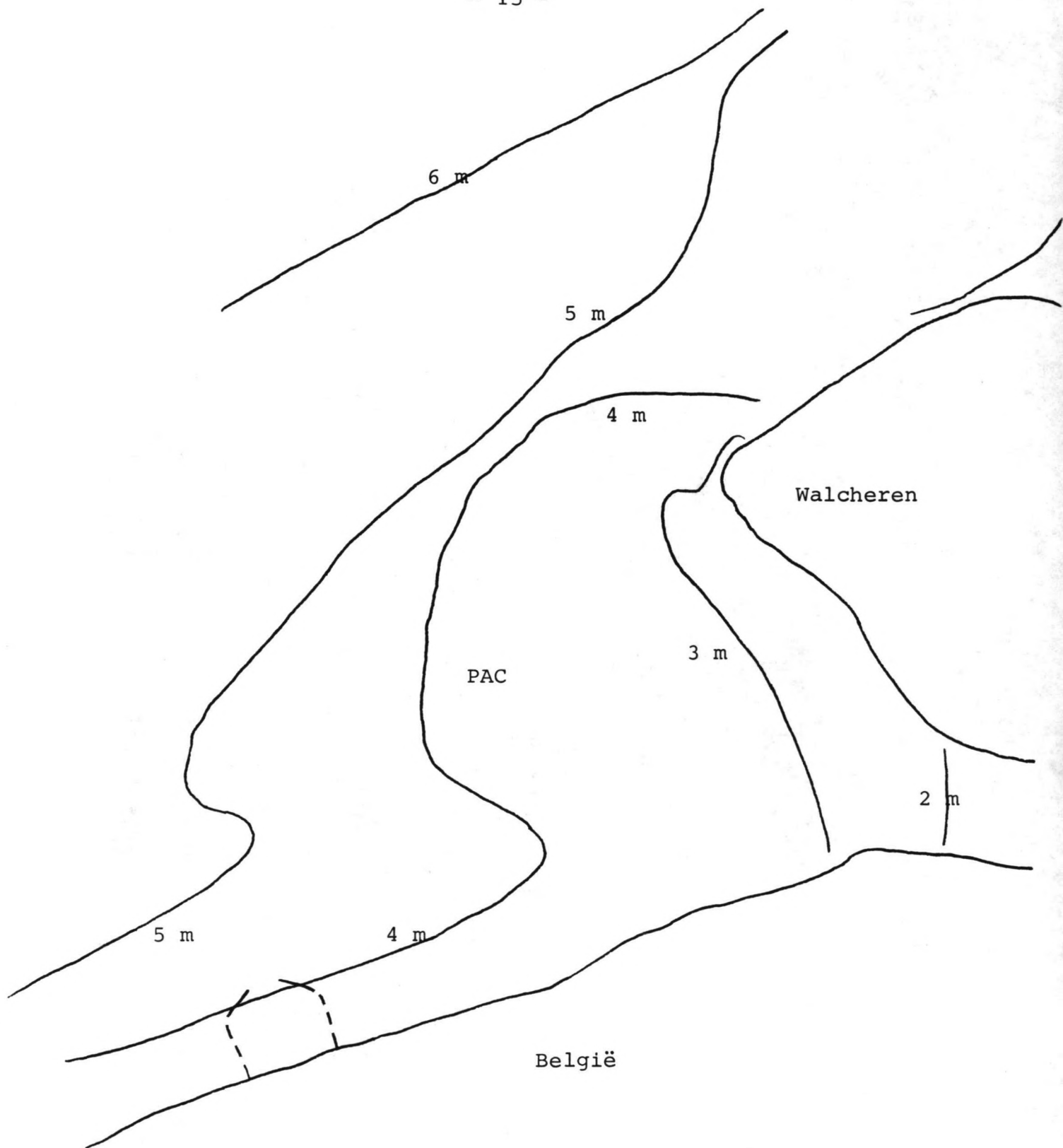
$$\bar{T} = 6.6 \text{ s}$$

3.4.4 Overige invloeden weer

Zowel bui-oscillaties als buistoten hebben waterstandsverhogingen tot gevolg.

Bui-oscillaties komen uit zee en worden beheerst door weersverschijnselen. Bui-oscillaties zijn moeilijk te meten maar liggen in de orde van 2 à 3 dm.

Buistoten zijn eenmalige verheffingen van een zeer uitgesproken karakter. Buistoten zijn het gevolg van het passeren van een front of plaatselijke bui. De hoogte ligt in de orde van 5 à 6 dm, aan de kust. Buistoten zijn niet steeds aanwezig of vallen niet altijd samen met hoogwater.



figuur 3.6: significante golfhoogte H_s die door 0.01 % van de golfhoogten wordt overschreden
schaal 1:182.000

3.5 Geologie

Op de Vlake van Raan is voor zover bekend nog geen geologisch- of grondonderzoek verricht. Alleen in de geulens langs Walcheren en België is geologisch onderzoek verricht. Hieruit valt op te maken dat de Vlake van Raan bestaat uit jong (holoceen) zand met dunne kleilagen, een laag van zo'n 15 m dik. Hieronder bevindt zich pleistoceen zand. Het sediment heeft een korrelgrootte van:

$$150 < d_{50} < 300 \mu\text{m}$$

met $d_{50} = 50 \%$ van de deeltjes blijft bij zeven achter op een zeef met opening gelijk aan d_{50}

Zowel van de monding van de Oosterschelde als van de monding van de Grevelingen (Brouwersdam) zijn meerdere gegevens beschikbaar.

Door de Fugro in Leidschendam is een grondonderzoek verricht ter plaatse van de Brouwersdam ten behoeve van de PAC-projectgroep (3.3).

Vergelijking van de beperkt beschikbare gegevens van de drie gebieden wijst op een aanzienlijke mate van overeenstemming. Dit geldt in het bijzonder voor de korreldiameters van het zand.

Bekend is dat bij de Brouwersdam zich op een diepte van 160/200 m een waterdichte kleilaag bevindt. Op welke diepte deze laag zit bij de Vlake van Raan is onbekend.

In dit afstudeerwerk wordt als uitgangspunt voor grondgegevens van de Vlake van Raan het rapport van de Fugro genomen (3.4).

Geologische beschrijving:

Het bovenste pakket bestaat uit schelp- en slibhoudende middelfijn tot middelgrof zand, met een dikte van 26/30 m. Plaatselijk kunnen dunne kleilagen voorkomen. De formatie bestaat uit geul- en plaatafzettingen. De geulafzettingen bevatten het fijnere materiaal en de dunne kleilagen. Hieronder bevindt zich een formatie die is opgebouwd uit middelgrof en fijn siltig zand met schelpen en veensporen. Deze laag varieert in dikte tussen de 5 en 22 m.

Tussen N.A.P. -48/57 m bevinden zich afzettingen van Rijn en Maas bestaande uit fijn tot middelfijn zand. Hieronder bevindt zich de Westkapelle Grondformatie, bestaande uit fijn schelphoudende zanden met plaatselijk dunne kleilagen. De bovenkant van deze afzetting varieert in diepteligging tussen N.A.P. - 37/60 m. De basis van de formatie ligt op een diepte van 160 m.

Figuur 3.7 geeft meer inzicht in de samenstelling van de eerste 80 m grond. De gegevens zijn verkregen met behulp van een boring.

3.6 Geotechniek

Grondmechanisch:

De grond bestaat over het algemeen uit zandpakketten, die als matig vast tot zeer vast kunnen worden omschreven. Plaatselijk komen in de zandlagen dunne klei- en/of silthoudende lagen voor en schelpresten.

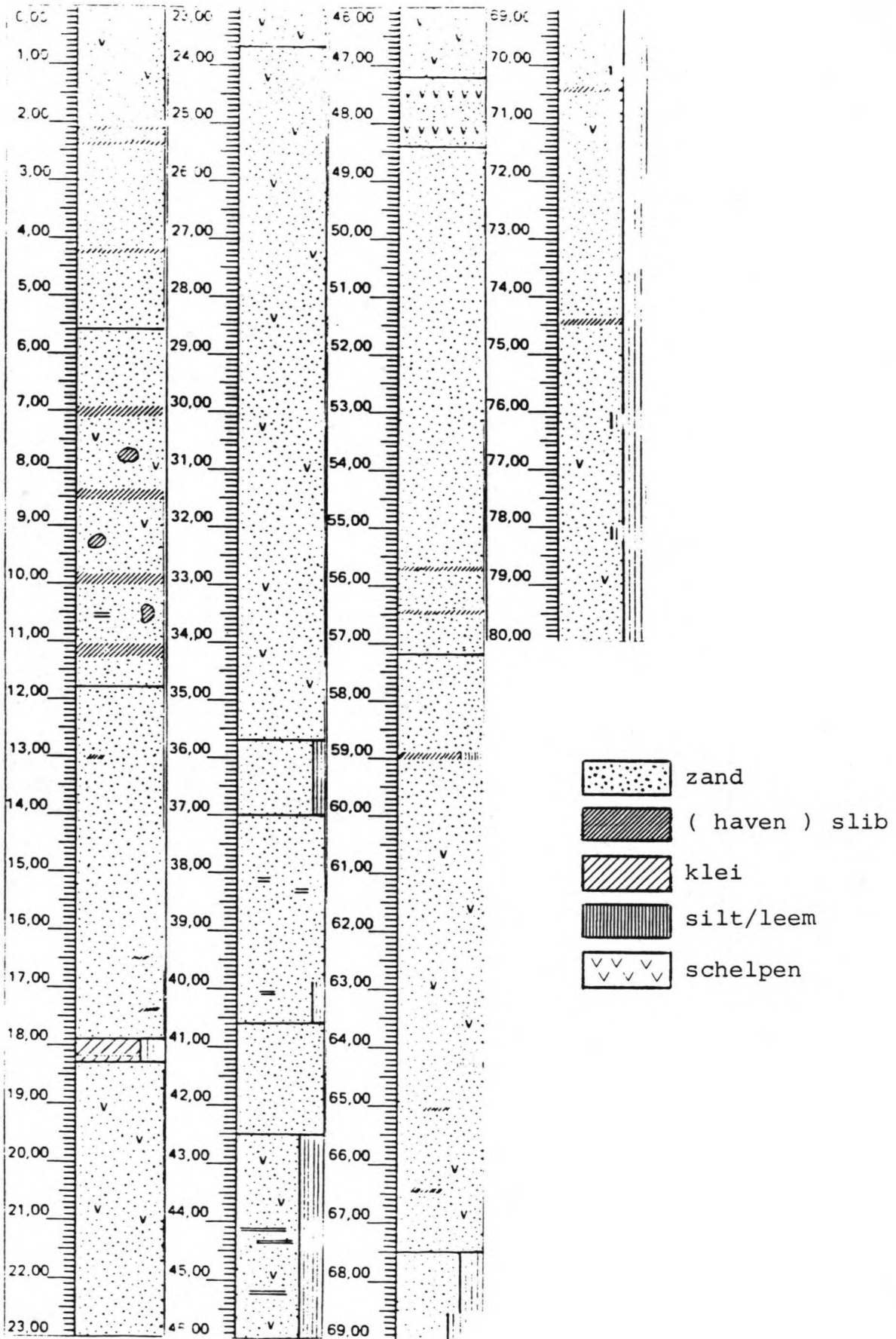
De zandlagen kunnen qua vastheid worden ingedeeld in twee lagen. De eerste laag loopt vanaf de zeebodem tot een diepte van 29/35 m en heeft een gemiddelde conusweerstand van 2 tot 12 MN/m². De tweede loopt tot de maximale sondeerdiepte en heeft een gemiddelde conusweerstand van 30 tot 60 MN/m².

De silthoudende lagen in het zandpakket geven een iets verhoogd risico voor afschuiven van het dijktalud. Een en ander houdt verband met de optredende waterspanningen in deze lagen.

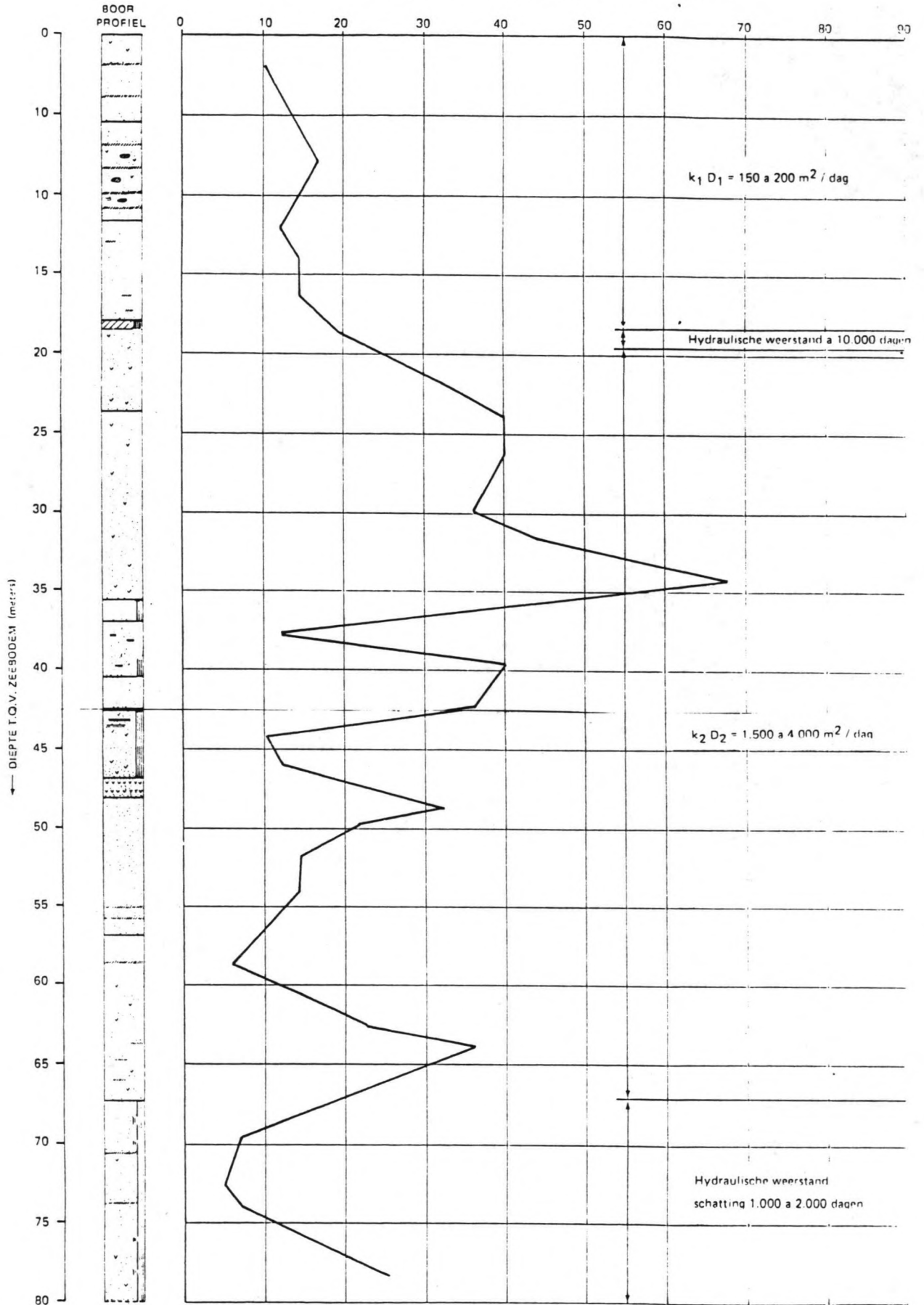
Geohydrologisch:

Het zandpakket in de eerste 80 m heeft een totaal doorlaatvermogen van 5000 m²/dag. De lokale silt- en/of kleilagen hebben een aanzienlijke invloed op de verticale grondwaterstroming.

Het is echter niet bekend waar deze lagen zich bevinden, hun invloed is dan ook onmogelijk in te schatten.



figuur 3.7: grondboring



figuur 3.8: doorlatendheidscoëfficiënt k

Voor de eerste 80 m grond is de doorlatendheidscoëfficiënt k weergegeven in figuur 3.8.

Grondgegevens:

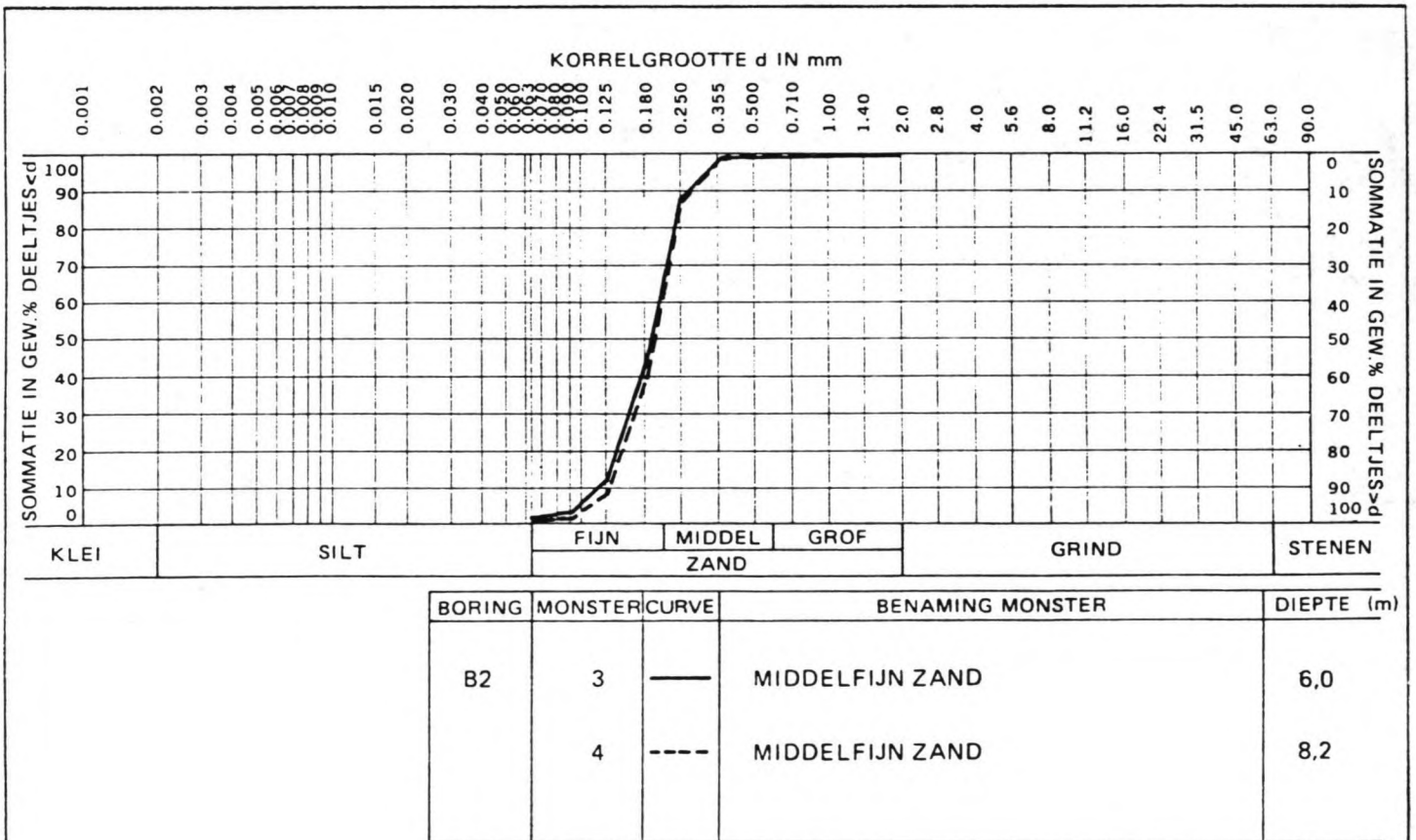
Als belangrijke grondgegevens gelden de gegevens uit figuur 3.7. Uit deze boring is de korrelverdeling van de grond bepaald. Deze resultaten zijn weergegeven met behulp van zeefkrommen voor verschillende diepten. Als voorbeeld geldt figuur 3.9.

Overige gegevens bepaald uit het grondonderzoek (3.4):

hoek van inwendige wrijving $\phi = 33^{\circ}$

droog volume gewicht $\gamma_d = 16 \text{ KN/m}^3$

nat volume gewicht $\gamma_n = 20 \text{ KN/m}^3$



figuur 3.9

	Grondonderzoek PAC	Get: 22-10-'85	Vnk	Opdracht nr.:
	KORRELVERDELINGSDIAGRAM	Gez:		
		Gec:		

4 OVERIGE RANDVOORWAARDEN

4.1 Constructie materialen

4.1.1 Inleiding

Dijken worden als regel opgebouwd uit grond. Twee belangrijke grondsoorten die geschikt zijn voor het bouwen van dijken zijn klei en zand.

Voor de bekleding van dijken komen natuursteen, beton, asfalt, hout en riet, kunststof en industriële produkten in aanmerking.

De eigenschappen van grondsoorten lopen sterk uiteen. Naarmate de samenhang groter is en de doorlatendheid voor water geringer, is de grond meer geschikt voor de bouw van dijken. Een hoog soortelijk gewicht is daarbij tevens van belang. Klei is hierom een zeer geschikte grondsoort voor de bouw van dijken.

Klei is echter in de omgeving van de Vlake van Raan alleen in dunne lagen (enkele decimeters) aanwezig. Tevens is deze klei door zijn slechte verwerkbaarheid niet toe te passen voor dijkbouw.

Zand kan als een uitstekend alternatief worden gebruikt voor de bouw van de bekkendijken. Omdat het in grote hoeveelheden ter plaatse aanwezig is en makkelijk te verwerken, is het veel goedkoper dan klei.

Zand is een onsamenvangend materiaal en bestaat uit korrels met een diameter van 0.02 tot 2 mm. Zand is gemakkelijk doordringbaar voor water, hoe groter de korrel, des te groter is de doorlatendheid. Hoe fijner de korrel, hoe eerder die door kwelwater kan worden meegenomen en hoe gemakkelijker het zand onder vloeistofdruk uitvloeit of afschuift.

Het zand dat nodig is voor de bouw van de bekkendijken, kan zowel in als buiten het bekken worden gewonnen.

Bij de uitvoering van de bouw zal nader op de winning en geschiktheid van het zand worden ingegaan.

Ter bescherming van het uit grond opgetrokken dijklichaam wordt een bekleding aangebracht. Die bekleding kan bestaan uit verschillende constructie materialen:

- 1 natuurlijk steenachtige materialen
- 2 beton
- 3 asfalt
- 4 rijshout/wilgenhout/riet
- 5 kunststof
- 6 industriële restprodukten

4.1.2 ad 1 natuurlijke steenachtige materialen

Veelvuldig werden vroeger stenen, waaronder basalt, graniet, zwerfkeien, etc.. , toegepast in de dijkbouw. Deze stenen hadden meestal een speciale vorm en werden met de hand geplaatst. Tegenwoordig worden natuurlijke steenachtige materialen als breuksteen toegepast als bekleding. Breuk- of stortsteen is een verzamelnaam voor verschillende soorten steen zoals basalt, kalksteen en grauwacke. De stenen hebben geen specifieke vorm, onderscheid wordt gemaakt door verschillende sorteringen:

fijne sortering - diameter < 250 mm

lichte sortering - gewicht 5/40 tot 60/300 kg

zware sortering - gewicht 300/1000 tot 6000/10.000 kg

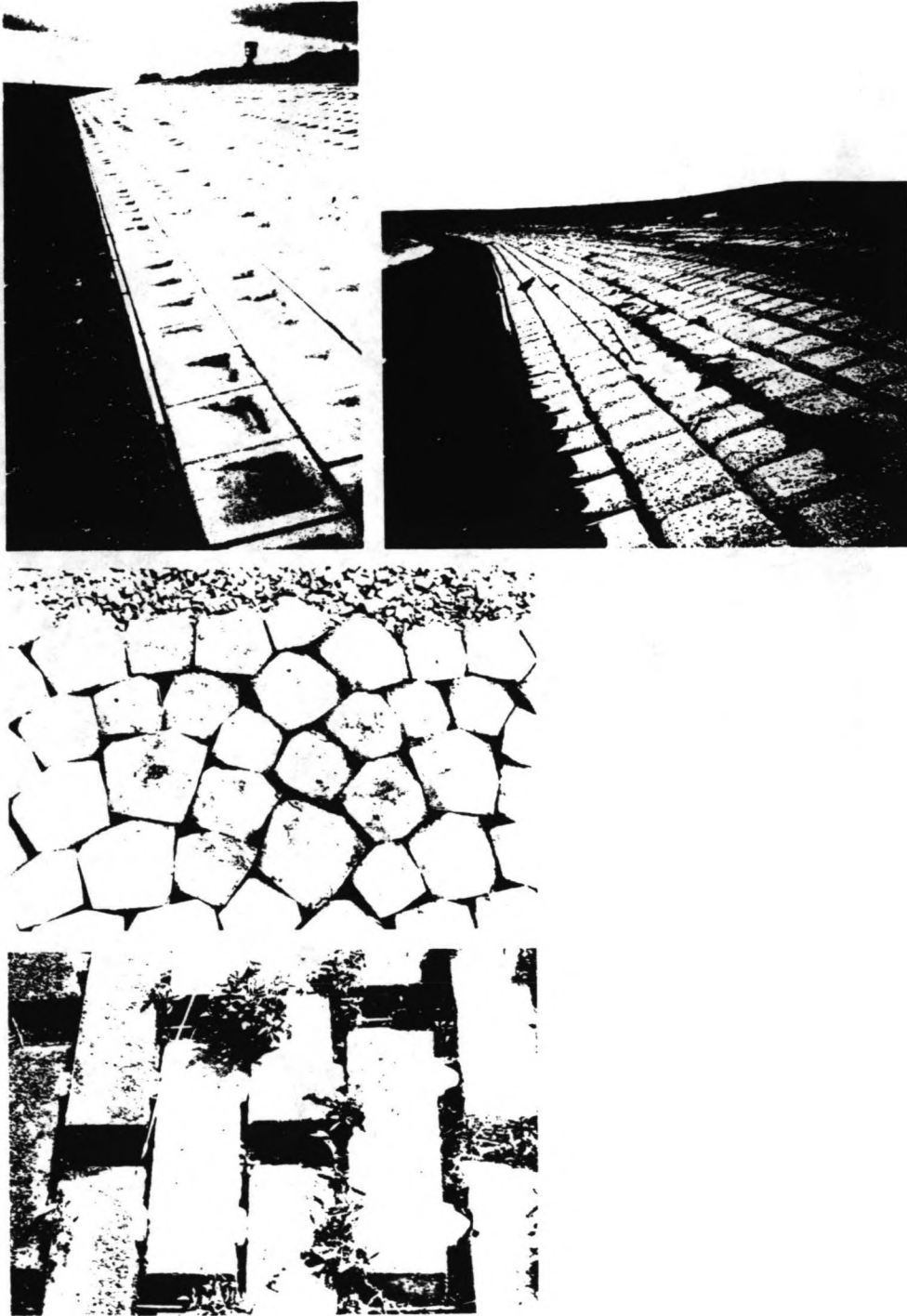
Breuksteen komt uit België en Duitsland en wordt ook toegepast als fundatielaag.

Een ander materiaal, grind, wordt wel in Nederland gewonnen. Het heeft een fijnere sortering dan breuksteen, n.l. diameter < 80 mm en wordt toegepast in een filterconstructie.

4.1.3 ad 2 beton

Betonelementen of blokken worden in vele vormen en afmetingen toegepast. Op grond van een aantal kenmerken worden de verschillende blokken onderscheiden:

- vorm
- mate van doorlatendheid
- relatie met doorlatendheid onder- en tussenlaag
- blokkenmat, blokken op een kunststof mat



figuur 4.1: enkele typen betonnen bekleding

Bij een onderscheid naar vorm volgt:

plaatvormige elementen: $0.4 \times 0.6 \text{ m}^2$ of $0.4 \times 0.4 \text{ m}^2$
dikte 0.09 tot 0.15 m

De platen worden alleen toegepast boven de getijzone en hebben gaten waar meestal gras in groeit.

ononderbroken plaatvorm:

Bij deze ononderbroken platen is er gevaar voor aantasting van de bekleding door zettingen.

blokvormige elementen: $0.25 \times 0.25 \text{ m}^2$ of $0.5 \times 0.5 \text{ m}^2$
dikte 0.15 tot 0.30 m

zuilvormige elementen: dikte 0.20 tot 0.50 m
toepassing met grind als voegmateriaal

Ook kunnen losse elementen onderling worden verbonden.

Naar uitvoering kan nog onderscheid worden gemaakt in:

- wel of geen machinale verwerking
- in het werk gestort of geprefabiceerd
- gewapend of ongewapend beton
- verwerking onder of boven water

4.1.4 ad 3 asfalt

Onderscheid bij asfalt wordt gemaakt aan de hand van het al dan niet waterdicht zijn van het mengsel. Asfalt is een mengsel van bitumen, grind/steenslag, zand en vulstof.

waterdichte mengsels:

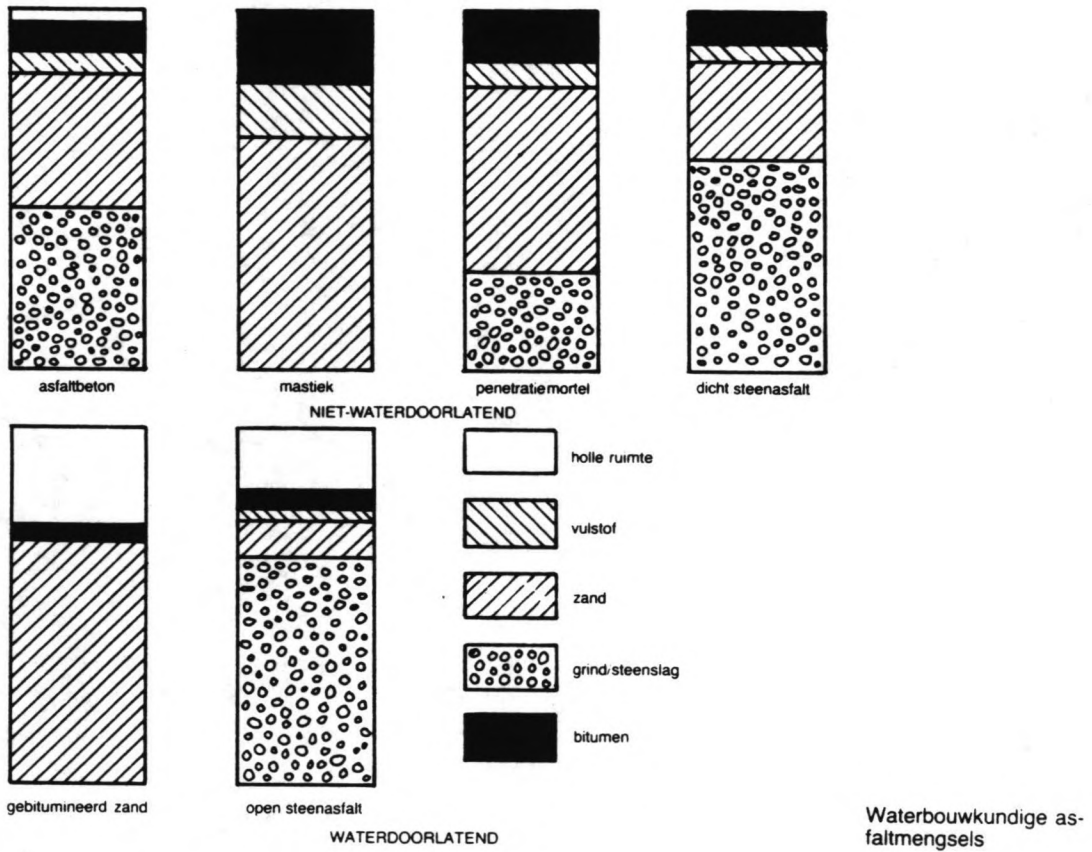
- penetratiemortel/gietasfalt

Voor penetratie van breuksteen of betonblokken wordt dit materiaal toegepast.

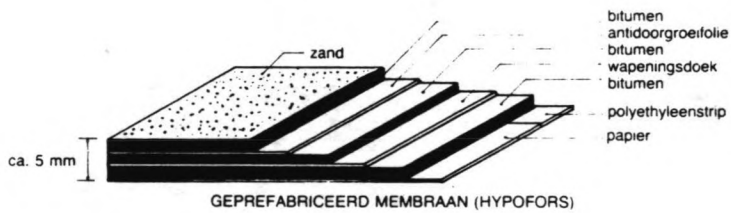
- mastiek

Is door het hoge percentage bitumen zeer flexibel, het materiaal kan mogelijke ontgrondingen volgen.

Mastiek wordt toegepast als bodembescherming, flexibele teenbescherming of als afdichtingslaag.



figuur 4.2: waterbouwkundige asfaltmengsels



figuur 4.3: asfaltmembraan

- asfaltbeton

Van de asfaltprodukten is asfaltbeton het meest stijve materiaal. Het wordt toegepast als bekleding boven het waterniveau, voor bescherming tegen golven en stroom, en voor afdichting van reservoirs. Voor een goede waterdoorlatendheid worden hoge eisen gesteld aan de ondergrond.

- dicht steenasfalt

Steen waarvan de holle ruimten gevuld zijn met mastiek of penetratiemortel. De water(on)doorlatendheid is afhankelijk van de hoeveelheid asfalt. Dicht steenasfalt wordt toegepast als teenconstructie of als taludbekleding.

waterdoorlatende mengsels:

- zandasfalt of gebitumeerd zand

De doorlatendheid van dit mengsel is hetzelfde als dat van het zand waar het van wordt gemaakt, de samenhang is echter groter. Zandasfalt kan in tegenstelling tot zand weerstand bieden tegen golven en stroming. Het vindt zijn toepassing als kernmateriaal in dammen, pers- of steunkaden, filterlagen of als taludbekleding.

- open steenasfalt of fixtone

Steen waarvan de holle ruimten gevuld zijn met asfalt. Open steenasfalt wordt toegepast als taludbekleding in de getijzone en hoger of als geprefabiceerde mat onder water.

Asfalt heeft het voordeel dat het door zijn viskeuze gedrag onregelmatige zettingen tot op zekere hoogte kan blijven volgen.

4.1.5 ad 4 rijshout/wilgenhout/riet

Al eeuwen bestaan bodembeschermingsconstructies uit rijsof wilgenhout. Het vervaardigen van deze constructies is arbeidsintensief, vandaar dat het gebruik van hout werd gereduceerd door toepassing van plastic folie en later door nylon geotextielen. Vaak werd dan ook in deze combinatie matten riet toegepast om het drijfvermogen te vergroten.

4.1.6 ad 5 kunststof

- geomembranen

Dit waterondoorlatende materiaal vindt zijn toepassing als afdichtingsmateriaal.

- geotextielen

In tegenstelling tot geomembranen een waterdoorlatende constructie. Geotextielen worden toegepast in matten, bijvoorbeeld in combinatie met beton, of als filter.

- asfaltmembranen met kunststof versterkt

Een materiaal dat wordt toegepast als afdichting.

4.1.7 ad 6 industriële restprodukten

Mijnsteen is een afvalprodukt van de kolenwinning. Door atmosferische invloeden kan mijnsteen verweren, onder water gebeurt dit niet. Mijnsteen wordt toegepast als kernmateriaal, pers- of steunkaden of als fundatielaag.

Slakken is eveneens een restprodukt en vindt zijn toepassing als bestortingsmateriaal, fundatielaag of als bekleding. Slakken kunnen voor het milieu schadelijke stoffen afscheiden. Onderscheid wordt gemaakt tussen staal-, fosfos-, koper of loodslakken.

Silex is een produkt dat bestaat uit kalksteen en vuursteen en komt uit de mergelgroeven in Zuid Limburg. Het wordt toegepast als bestortingsmateriaal ten bate van bodembeschermingen in getijwateren.

4.2 Materieel

In het kort zal hier op het beschikbare materieel worden ingegaan, uitvoeriger gebeurt dit bij de beschouwing van de uitvoering. Onderscheid wordt gemaakt tussen rijdend en drijvend materieel.

4.2.1 Rijdend materieel

Het materieel is uitgevoerd met banden of rupskettingen. Voertuigen met banden hebben een hogere snelheid. De maximum capaciteit ligt in de orde van 100 tot 300 m³/h en is afhankelijk van het type voertuig, de grondsoort, het klimaat en de methode van verwerken.

De voornaamste voertuigen zijn:

- dragline
- hydraulische graafmachine
- bulldozer
- scraper

Transportmiddelen om de grond naar elders te vervoeren:

- vrachtauto
- kipkar
- transportband

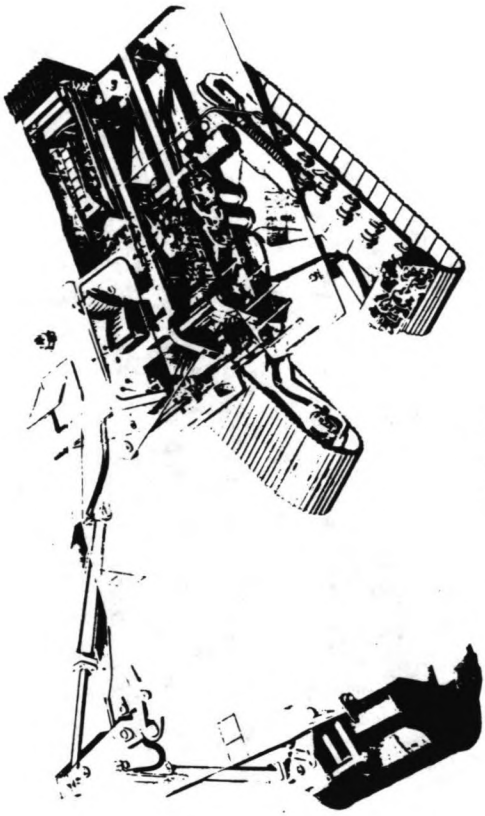
4.2.2 Drijvend materieel

Het drijvend materieel heeft een aanzienlijke hogere capaciteit dan het rijdend materieel, n.l. in de orde van 1000 tot 5000 m³/h. Onderscheid wordt gemaakt in:

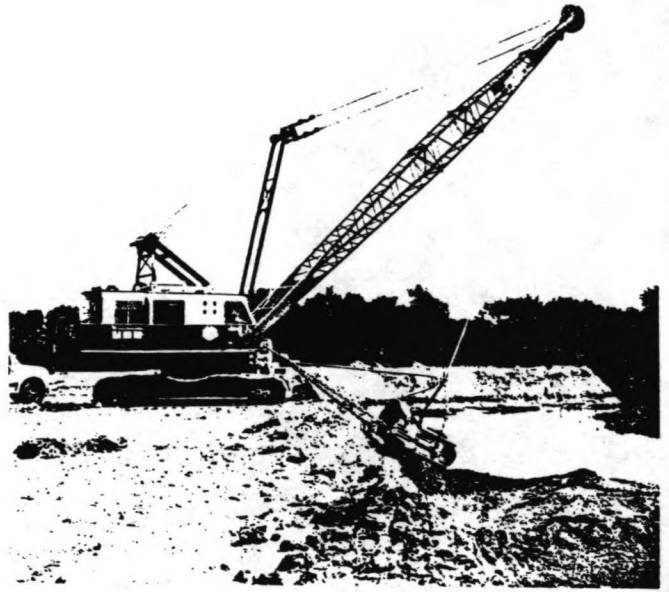
- emmerbaggermolen
- zuiger, verschillende typen o.a. cutterzuiger
- hopperzuiger
- sleepzuiger

Het transport van grond vindt plaats met:

- drijvende bakken
- persleiding



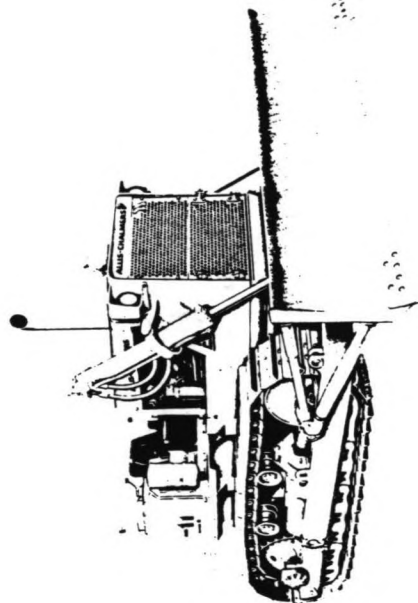
D9N LEPEL



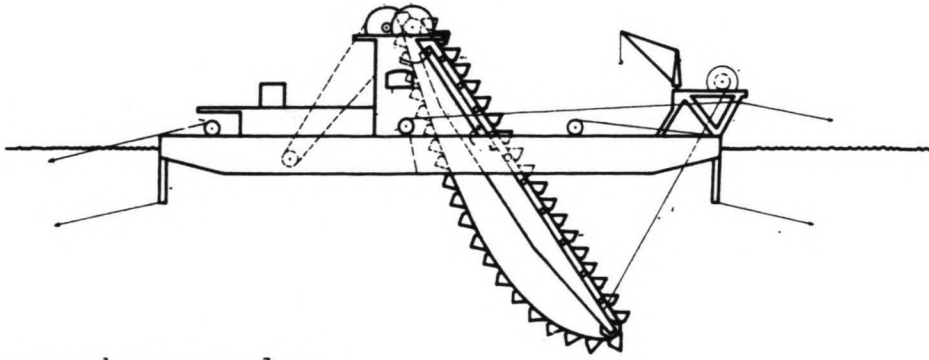
DRAGLINE



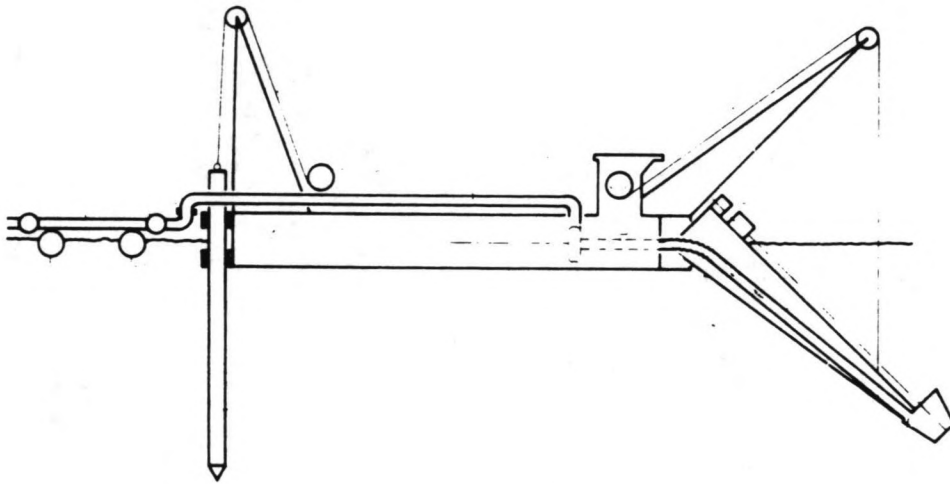
ELEVATOR SCRAPER



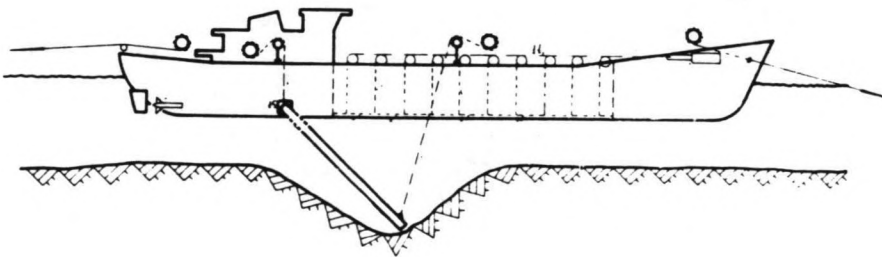
BULLDOZER



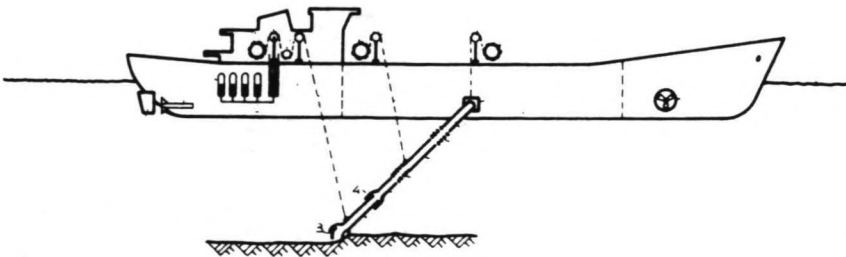
emmerbaggermolen



cutterzuiger



hopperzuiger



sleepzuiger

4.3 Mankracht

In een hoog ontwikkeld land als Nederland is er voldoende deskundigheid en mankracht aanwezig om de bekkendijk te ontwerpen en uit te voeren.

4.4 Milieu

Een pompaccumulatiecentrale legt beslag op een gebied waar organismen leven die van belang zijn voor het milieu. De planten of vissen spelen een ondergeschikte rol in vergelijking met de nadelen voor de organismen.

4.5 Juridische aspecten

Een pompaccumulatiecentrale zal via de gebruikelijke procedures moeten worden ingepast in structuur-, streek- en bestemmingsplannen. Vanwege de situering vlak bij de Belgische grens is overleg met België noodzakelijk.

4.6 Waterstanden in het bekken

De waterstand in het bekken varieert elke dag. De maximale waterstand bedraagt N.A.P. + 40 m, de minimale N.A.P. + 20 m. De snelheid waarmee het waterniveau in het bekken verandert bedraagt maximaal 1 m/h.

4.7 De opbouw van het dijklichaam

De bekkendijk wordt opgebouwd uit zand. Een drietal gebieden zijn hierbij te onderscheiden:

- 1 tussen bodem en laagwater
tussen N.A.P. - 7.30/5.30 en N.A.P. - 1.85 m
- 2 tussen laagwater en hoogwater
tussen N.A.P. - 1.85 en N.A.P. + 2.25 m
- 3 boven hoogwater
tussen N.A.P. + 2.25 en N.A.P. + 40/50 m

ad 1 tussen bodem en laagwater

Op de Vlakte van Raan is een geringe stroming aanwezig (0.5 m/s) het zand kan hierdoor worden opgespoten tot aan het laagwater. De helling die het zand daarbij aanneemt bedraagt 1:10 tot 1:15

ad 2 tussen laagwater en hoogwater

Het opspuiten van zand tussen laag- en hoogwater geeft taluds met een helling van 1:50 en geeft ook aanzienlijke zandverliezen door wegspoelen. Pers- of steunkaden bieden hier uitkomst.

ad 3 boven hoogwater

Ook boven hoogwater zijn perskaden noodzakelijk voor het aanbrengen van het zand en voor de tijdelijke verdediging tegen golfaanval.

Bij gebruik van steunkaden wordt de helling van de dijk niet bepaald door de methode van bouwen, maar kan worden gekozen. Uitgangspunt voor het ontwerp van de bekkendijk is voorlopig een dijklichaam met hellingen van 1:3 en een hoogte van N.A.P. + 40 m.

5 GRENSTOESTANDEN

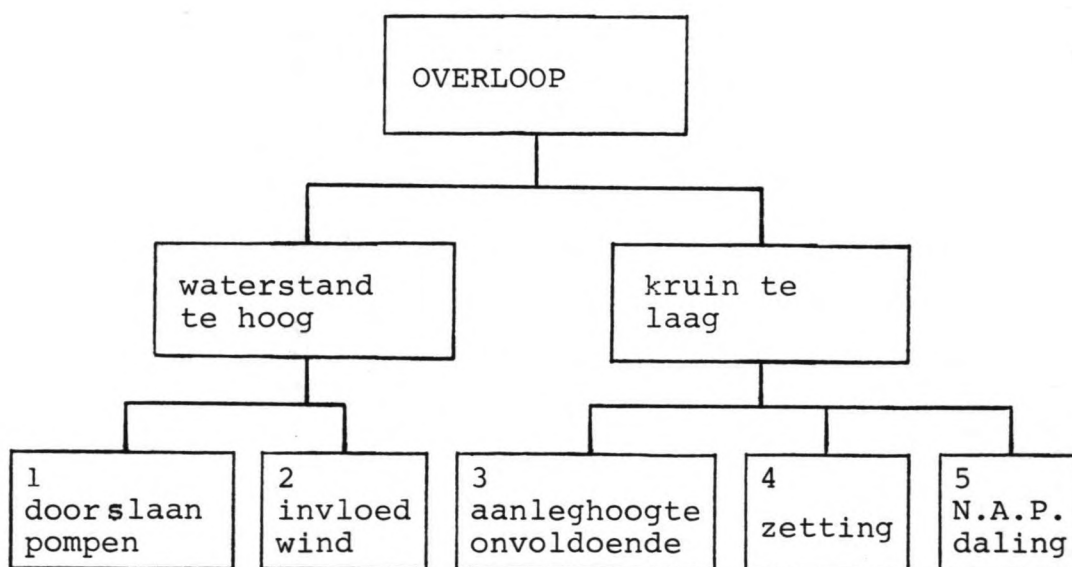
5.1 Inleiding

Het ontwerp voor een bekkendijk zal aan een aantal criteria moeten voldoen. Deze criteria worden aangeduid met grenstoestanden. Er is sprake van een grenstoestand als een bezwijkmechanisme van de constructie of een onderdeel daarvan nog juist evenwicht maakt met de uitwendige belasting. Een aantal katagoriën wordt onderscheiden:

- overlopen
- overslag
- erosie
- kwel
- afschuiven
- leegzetten bekken

De grenstoestanden worden aan de hand van foutenbomen nader uitgewerkt en besproken. De natuurrandvoorwaarden spelen een belangrijke rol bij deze bespreking.

5.2 Overlopen



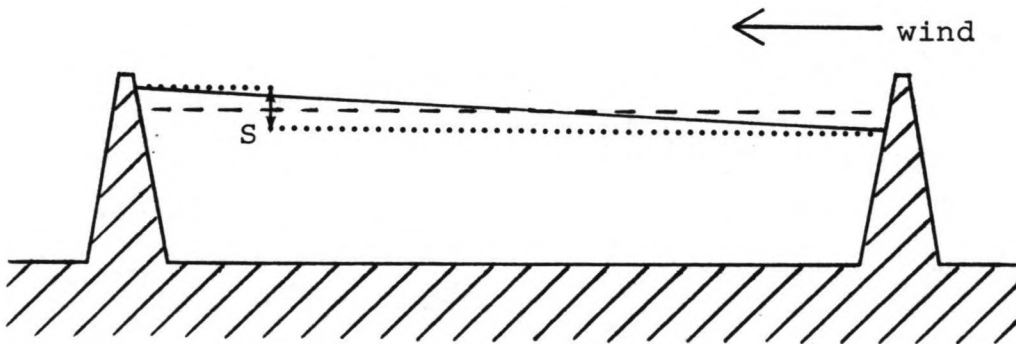
Bij de grenstoestand overloop gaat het om de waterstand in het bekken. Deze mag nooit hoger worden dan de kruin van de dijk.

ad 1 doorslaan pompen

De waterstand in het bekken varieert voortdurend en bereikt één maal in de week de maximum waterstand van N.A.P. + 40 m. Deze waarde mag niet worden overschreden. Het is dan ook noodzakelijk bij de pompen en in het bekken apparatuur aan te brengen die de waterstand onder controle houdt.

ad 2 invloed van de wind

De wind kan de waterstand in het bekken verhogen door windopzet:



De windopzet S wordt bepaald door:

$$S = c_2 \frac{v_w^2}{g \cdot d} F$$

met: S = windopzet in m

$$c_2 = \text{constante} = 4 \cdot 10^{-6}$$

$$v_w^2 = \text{windsnelheid} = 30 \text{ m/s}$$

$$g = 10 \text{ m/s}^2$$

$$d = \text{waterdiepte} = 40 \text{ m}$$

$$F = \text{strijklengte} = 6000 \text{ m}$$

Hieruit volgt voor de windopzet $S = 0.05 \text{ m}$

En opwaaiing = afwaaiing = 0.025 m

Deze waarden zijn te verwaarlozen.

Met slingering van het water in het bekken (de wind neemt plotseling af) wordt geen rekening gehouden.

ad 3 aanleghoogte kruin onvoldoende

Tijdens de bouw is voortdurend toezicht en metingen noodzakelijk om fouten in de aanleghoogte te voorkomen.

ad 4 zetting

Het grote gewicht van het zandlichaam drukt de ondergrond in elkaar. Ook het zandlichaam zelf klinkt in, hoewel dit bij opspuiten van het dijklichaam zeer weinig zal zijn. Aangenomen wordt dat de zetting ten gevolge van het aanbrengen van de dijk in de orde van 1m zal liggen. Bij verkennende berekeningen voor de deformaties zal dit worden gecontroleerd.

ad 5 N.A.P. daling/relatieve zeespiegelrijzing

Hiervoor wordt algemeen 0.15 à 0.20 m/ eeuw aangenomen. Voor een PAC-bekken met een verwachte levensduur van 50 jaar bedraagt dus de N.A.P. daling gecombineerd met de relatieve zeespiegelrijzing 0.10 m

Voor de grenstoestand overlopen moet de kruin van de dijk op een hoogte van:

40 (waterstandsverschil)

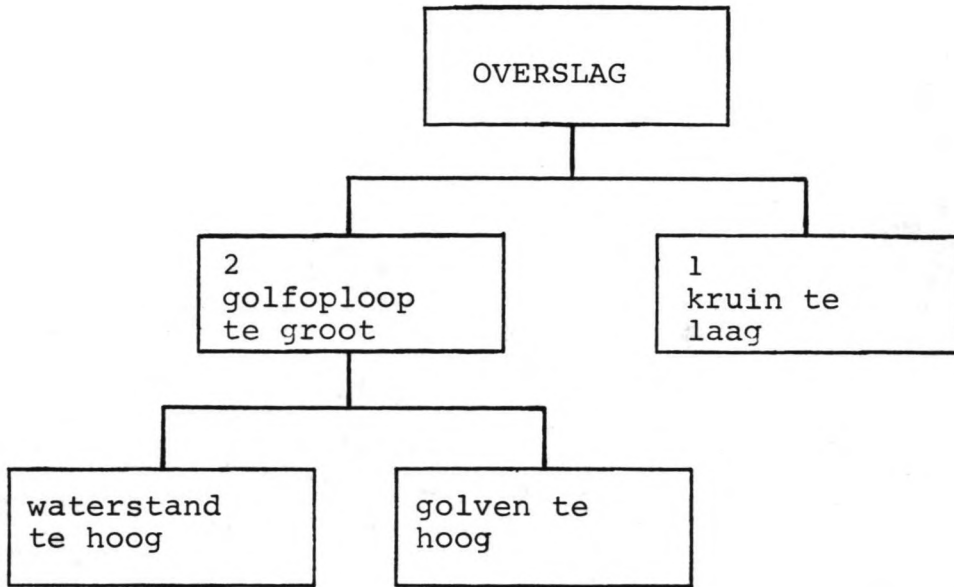
1 (zetting)

0.1 (N.A.P. daling/relatieve zeespiegelrijzing)

41.1 m

Bij een aanname van een gemiddelde waterstand in zee ter hoogte van N.A.P. volgt voor de kruinhoogte N.A.P. + 41.1 m.

5.3 Overslag



Overslag wil zeggen, het overslaan van water vanuit het bekken over de dijk.

ad 1 kruin te laag (zie 5.2)

ad 2 golfoploop te groot

Deze situatie kan een gevolg zijn van een te hoge waterstand of van te hoge golven. De 'waterstand' in het bekken bedraagt, rekening houdend met paragraaf 5.2, N.A.P. + 41.1 m. De significante golfhoogte H_s bedraagt 1.6 m.

De golfoploop kan nu berekend worden met:

$$z_{2\%} = RED \cdot 8 \cdot H_s \cdot \tan \alpha$$

met: $z_{2\%}$ = golfoploop die door 2% van de golven wordt overschreden in m

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

H_s = significante golfhoogte = 1.6 m

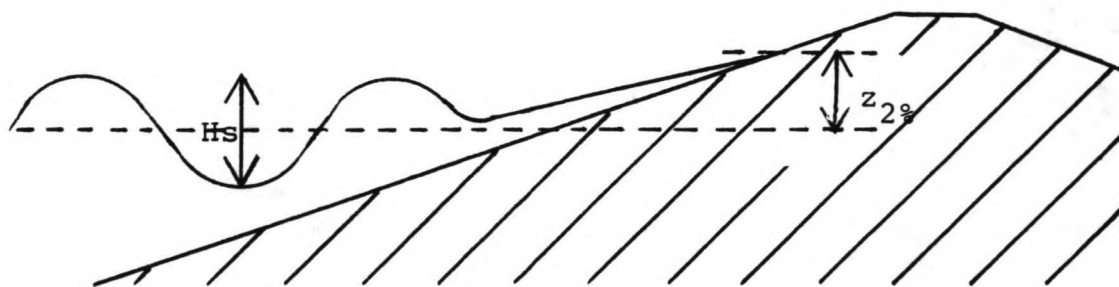
α = taludhelling ($\tan \alpha = 1/3$)

f = ruwheidsfactor bekleding = 0.6 à 1.2

β = invalshoek golven = 0°

B = breedte stormvloedberm = 0 m

L = golflengte in m



figuur 5.1: golfoploop

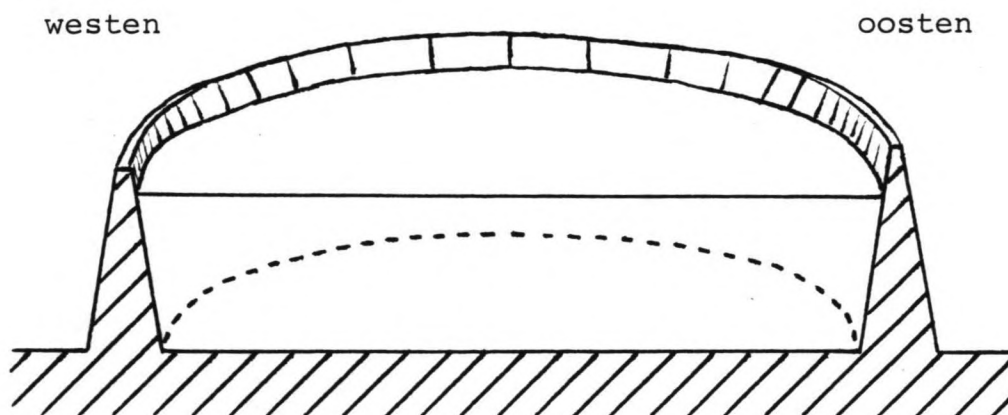
Er volgt voor de golfoploop $z_{2\%} = 2.6 \text{ à } 5.1 \text{ m}$, afhankelijk van de bekleding.

De eerder gevonden waarde voor de kruinhoogte wordt met deze waarden aangepast. De kruin van de bekkendijk moet een hoogte hebben van N.A.P. + 43.7 à 46.2 m.

De wind waait niet uit alle richtingen even hard. Er zullen dus dijkvakken zijn waar de significante golfhoogte kleiner is dan 1.6 m en dus worden de golfoploop en kruinhoogte ook kleiner. De differentiatie van kruinhoogten is economisch aantrekkelijk.

De minimale kruinhoogte zal te vinden zijn in het westelijke gedeelte van het bekken (oostelijke winden), de maximale kruinhoogte in het oostelijk deel (westelijke winden).

Aangenomen wordt een gemiddelde kruinhoogte van N.A.P. + 45 m.



figuur 5.2: differentiatie van kruinhoogte

5.4 Erosie

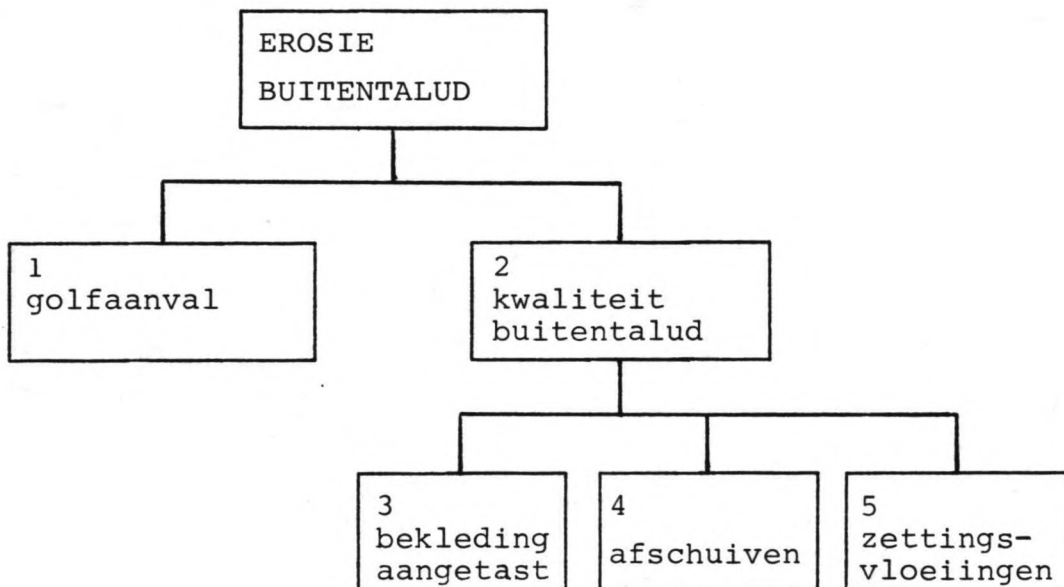
5.4.1 Inleiding

Erosie van het dijklichaam kan worden veroorzaakt door de grenstoestanden overloop, overslag of afschuiven.

Deze grenstoestanden worden apart bekeken.

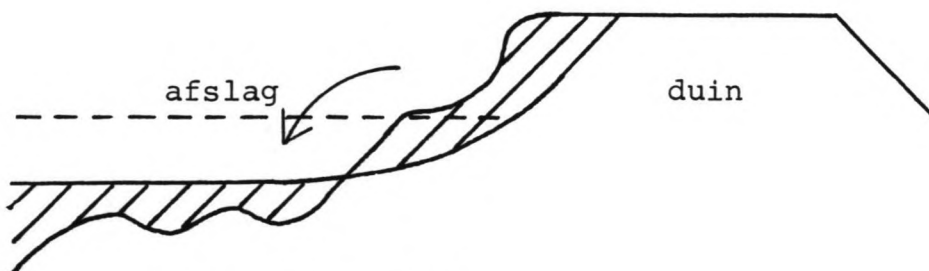
Erosie kan ook het gevolg zijn van talrijke andere factoren, onderscheid wordt gemaakt tussen erosie van het buitentalud, binnentalud en interne erosie.

5.4.2 Erosie buitentalud



Onderscheid moet worden gemaakt tussen een verdedigd en onverdedigd talud.

Een onverdedigd talud, duin, is niet tegen golfaanval bestand. De verdediging bestaat hier uit een voortdurend veranderend stomprofiel van het duin.



figuur 5.3: stormprofiel

Gedurende een storm worden een aantal meters duin weggeslagen en afgezet aan de voet van het duin. Het stormprofiel heeft beneden het stromvloedniveau een parabolische vorm. Daarboven blijft het duin staan onder een helling van 45° . De veiligheid blijft gewaarborgd zolang het minimum duinlichaam blijft gehandhaafd. De hoogte van het duin wordt bepaald door de waterstand en golfaanval. Het duin zal in dit afstudeerwerk niet verder worden onderzocht.

Bij een verdedigd talud wordt het zandlichaam tegen erosie beschermd door middel van een gesloten of open laag erosiebestendig materiaal, de bekleding.

ad 1 golfaanval

De golfoploop bepaalt samen met het ontwerppeil de lengte waarover het talud moet worden verdedigd.

De golfoploop wordt bepaald met de al eerder genoemde formule (zie 5.3):

$$z_{2\frac{3}{8}} = f \left(\cos \beta - \frac{B}{L} \right) . 8 . H_s . \tan \alpha$$

Uitgangspunt van de bekkendijk is een zandlichaam met hellingen van 1:3. Wordt de helling bij het gedeelte waar de golven de dijk aanvallen bijvoorbeeld gehalveerd, 1:6, dan wordt de golfoploop eveneens de helft.

Een stormvloedsberm reduceert ook de golfoploop. Tenslotte is de ruwheid van de bekleding f van belang. Een gladde bekleding (asfalt) heeft een twee maal grotere golfoploop tot gevolg dan een ruwe bekleding. Immers de coëfficiënt f varieert tussen 0.6 en 1.2.

De bekleding van het buitentalud moet worden gedimensioneerd op de aanval van golven uit zee.

Voor plaatvormige elementen zijn de golfklappen maatgevend, deze worden veroorzaakt door overstortende golven.

Voor een open bekleding is van belang dat de elementen niet door golven worden opgelicht.

ad 2 kwaliteit buitentalud

Uitgangspunt is dat de bekleding volgens de juiste normen is gedimensioneerd. Voor een gesloten bekleding moet worden gelet op wateroverdrukken en de hieruit volgende criteria voor afschuiven en opdrijven. Voor een open bekleding moet voldaan worden aan de filterwetten, dat wil zeggen het fijne materiaal van het dijklichaam mag niet door het grove materiaal weg spoelen.

Naast de dimensionering zijn van belang de aantasting van de bekleding, afschuiven en zettingsvloeiingen.

ad 3 aantasting bekleding

De bekleding van het buitentalud kan door een aantal factoren worden aangetast:

- mechanische beschadiging

Te denken valt hierbij aan op drift geraakte schepen, wrakhout of kruiend ijs.

- biologische aantasting

Planten kunnen met hun wortels en uitlopers krachten uitoefenen op de bekleding.

Algen groeien in de getijzone en krimpen als ze uitdrogen. Algen die krimpen oefenen schuifspanningen uit op de bekleding die het oppervlak aan kunnen tasten.

Zeepokken oefenen krachten uit op de randen van de kuiltjes waarin zij zich nestelen. Zeepokken bevinden zich in het onderste gedeelte van de getijzone. Een goede oppervlakte behandeling is van belang om biologische aantasting te voorkomen.

- chemische aantasting

De concentratie van stoffen moet erg hoog zijn wil een bekleding worden aangetast.

- recreatie/vandalisme

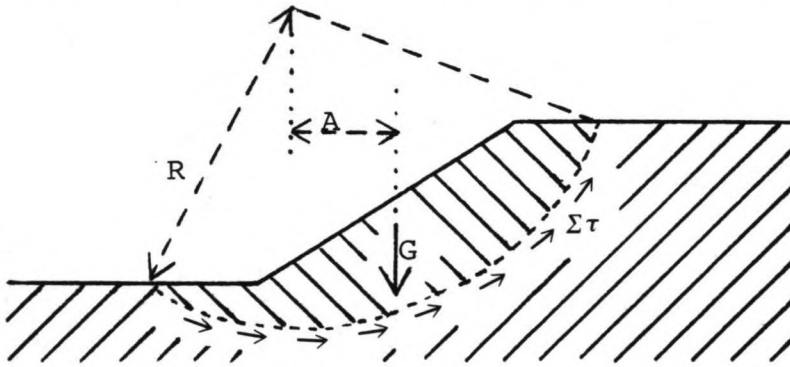
Het buitentalud kan alleen via het water door recreanten worden bereikt. Om vernielingen te voorkomen kan het aanleggen van boten worden bemoeilijkt, bijvoorbeeld door ondiep water aan de voet van de dijk.

- verkeer

Verkeer komt voor in de bouwfase en in de gebruiksfase. De bekleding moet hierop worden gedimensioneerd.

ad 4 afschuiven verdedigd talud

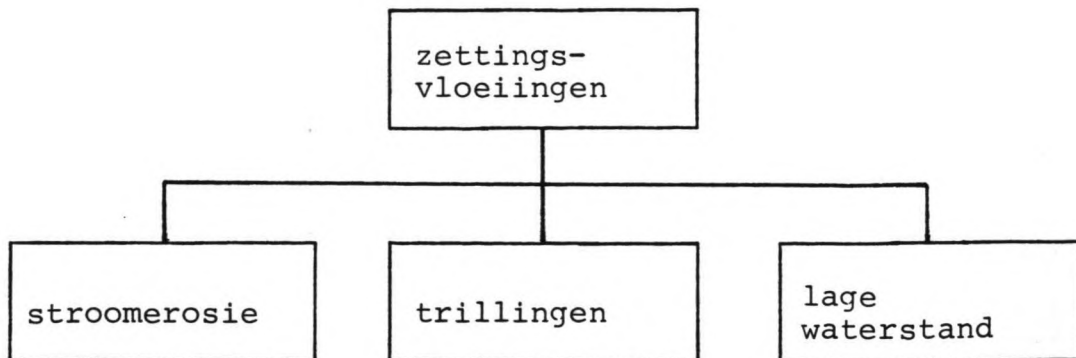
Het buitentalud kan op rigoreuze wijze worden aangetast gedurende vrij normale omstandigheden, indien een moot grond afschuift. Dit gebeurt als het aandrijvend moment, dat wordt gevormd door het gewicht van de grondmoot met hefboomarm A, het tegenwerkend moment, geleverd door wrijving langs het schuifvlak met hefboomarm R, overtreft.



Vooraf wanneer de grond met water doordrenkt is (groter eigen gewicht), kan het aandrijvend moment te groot worden. Bij de bespreking van de grenstoestand afschuiven wordt hier verder op ingegaan.

Extra aandacht moet worden besteed aan de teen van de dijk. Wordt de teen van de dijk aangetast dan kan direct afschuiven volgen.

ad 5 zettingsvloeiingen



Zettingsvloeiingen komen voor in gebieden waar de ondergrond uit los zand bestaat. Als in het zand een evenwichtsstoring optreedt ten gevolge van stroomerosie of trillingen zullen de korrels een dichtere pakking aannemen waardoor het volume afneemt. Het water wat zich in de poriën bevond kan niet snel genoeg weg stromen. De hierdoor ontstane verhoogde waterspanning plant zich in het massief voort en doet de korrelspanning afnemen. De grondmassa gaat zich nu als een zware vloeistof gedragen en vloeit uit. Een dergelijke zettingsvloeiing kan bezwijken van de bekkendijk tot gevolg hebben.

Een lage waterstand geeft gecombineerd met stroomerosie of trillingen meestal de aanleiding voor zettingsvloeiingen. Voor een bescherming tegen zettingsvloeiingen is extra aandacht voor de teen van de dijk wenselijk.

5.4.3 Erosie binnentalud

De foutenboom is dezelfde als die weergegeven voor erosie van het buitentalud. In grote lijnen gelden dan ook dezelfde aandachtspunten.

Verschil is er in bekleding van het binnentalud ten opzichte van het buitentalud.

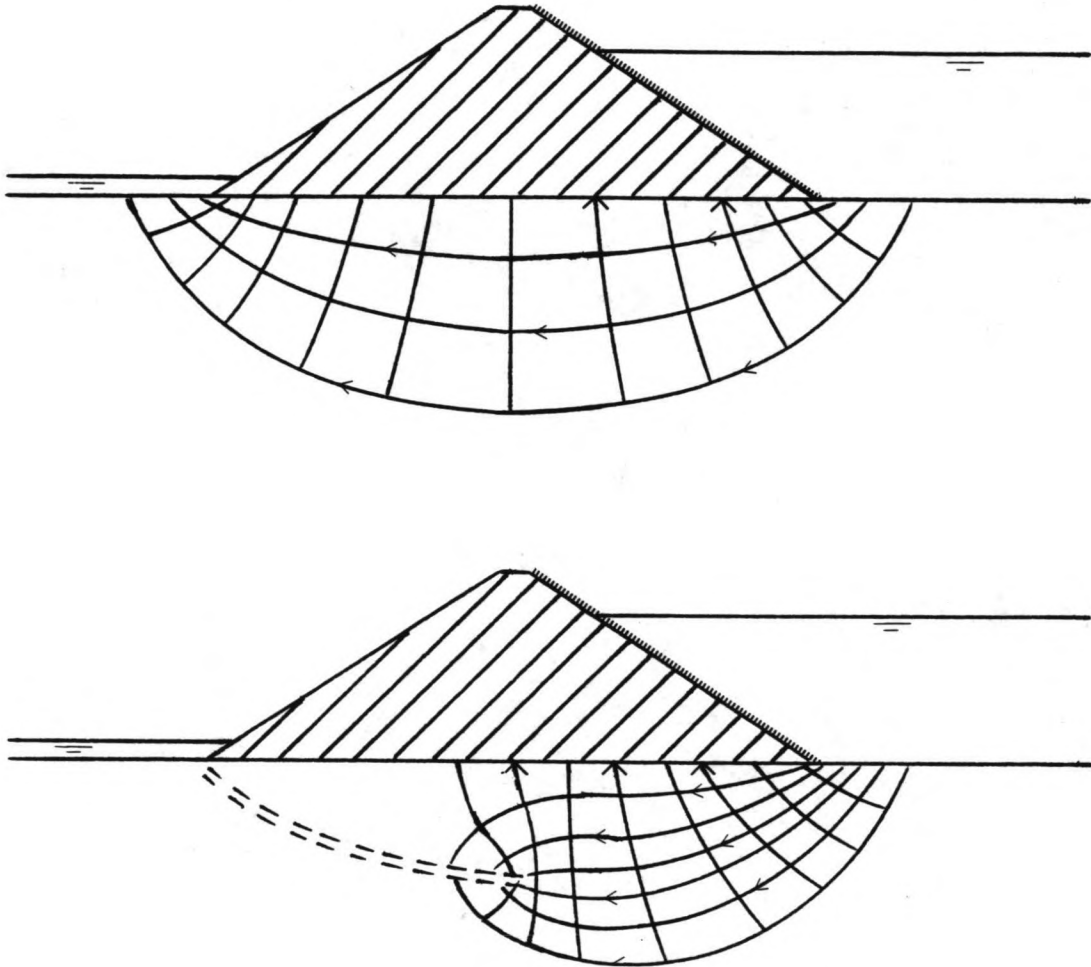
De bekkendijk scheidt twee waterstanden. De waterstand in het bekken verandert voortdurend. Het hele binnentalud wordt daarom, weliswaar op verschillende momenten, aangevallen door golven of stroming. Verder is het wenselijk dat er zo min mogelijk waterverlies optreedt vanuit het bekken naar de zee.

Een aaneengesloten bekleding van het binnentalud is dan ook noodzakelijk, zowel om het waterverlies tegen te gaan als om het zandlichaam te beschermen.

De bekleding moet waterdicht zijn.

5.4.4 Interne erosie

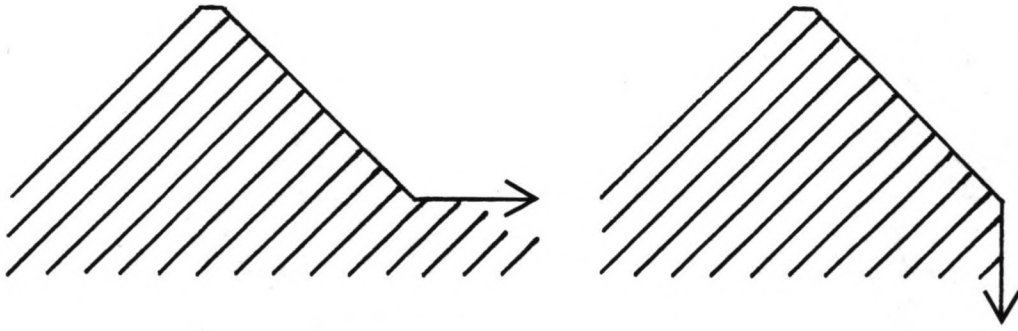
Indien er een stroming is onder de dijk door kan welvorming optreden. Een voorwaarde is wel dat er zich geen afsluitende laag bevindt aan de teen van het buitentalud of dat er in de afsluitende laag een onvolkomenheid zit.



figuur 5.4: interne erosie/piping

De stroomsnelheden in de wel kunnen zo groot worden, dat de zandkorrels weg spoelen. Er kan zich dan door voortdurende erosie een gang vormen, met als gevolg bezwijken van de bekkendijk.

De interne erosie kan voorkomen worden door de waterstroom te beperken. Dit kan door de bekleding van het binnentalud te verlengen in horizontale of vertikale richting. Een en ander is weergegeven in figuur 5.5.



figuur 5.5: maatregelen voor beperking waterstroom

Voor controle van de grenstoestand interne erosie wordt een sterk vereenvoudigde rekensom toegepast.

Formule van Lane:

$$\frac{1/3 \cdot L + v}{H} < c$$

met: L = lengte van het horizontale deel van de kortste kwelweg in m

v = lengte van het verticale deel van de kortste kwelweg in m

H = verval over de dijk = 40 m

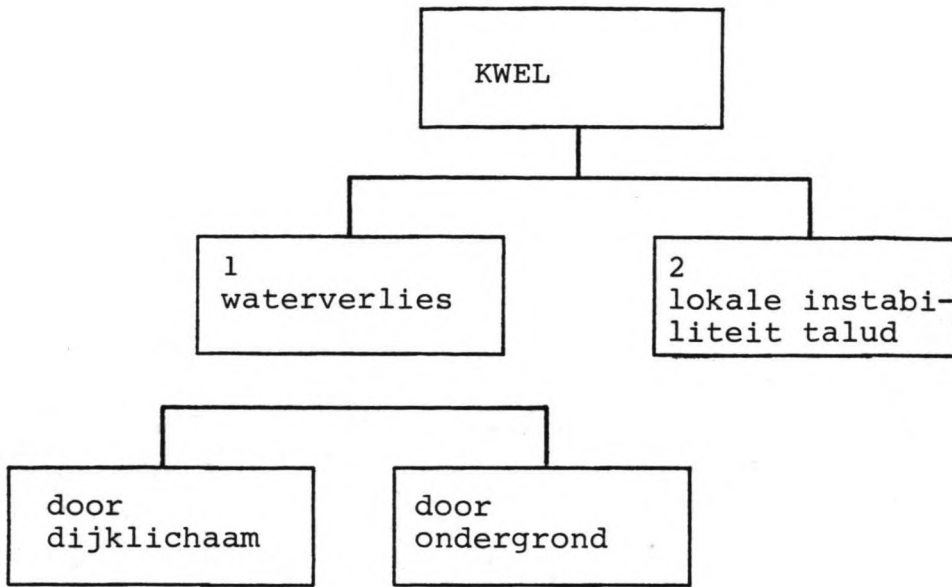
c = coëfficiënt voor grondeigenschappen

= 7 voor fijn zand

= 6 middelmatig grof zand

= 5 grof zand

5.5 Kwel



Het is van belang dat er zo min mogelijk water stroomt vanuit het bekken naar zee. De doorlatendheid van de ondergrond en het zandlichaam mag niet te groot zijn. Immers de dijk is er om een waterstandsverschil in stand te houden.

De stroming van water door grondmassieven wordt beschreven met de wet van Darcy:

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

met: v = filtersnelheid in m/s

k = doorlatendheidscoëfficiënt in m/s

ϕ = potentiaal in m

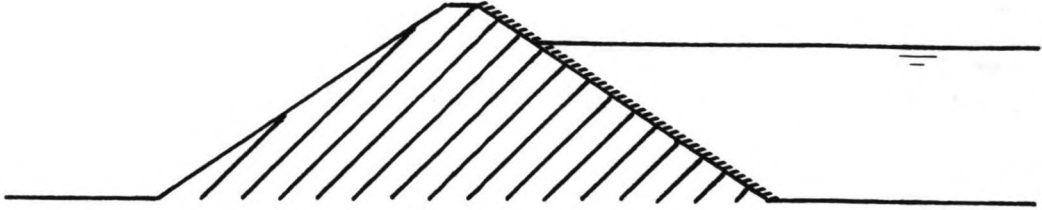
s = afstand langs een stroomlijn in m

X Het oplossen van deze vergelijking kan als de waterstanden binnen en buiten het bekken bekend zijn op grafische of numerieke manier.

ad 1 waterverlies

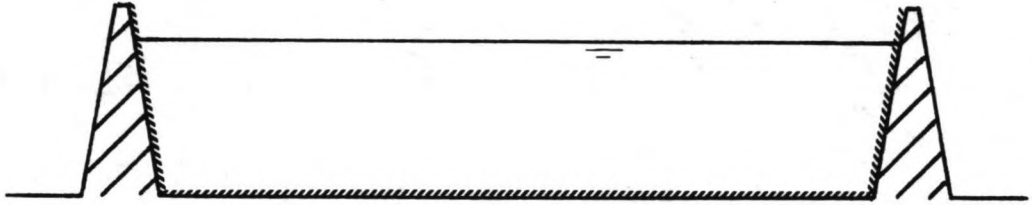
Zowel het dijklichaam als de ondergrond bestaan uit zand wat goed waterdoorlatend is. Op een aantal manieren kan de waterstroom worden beperkt of gestopt.

- bekleding binnentalud



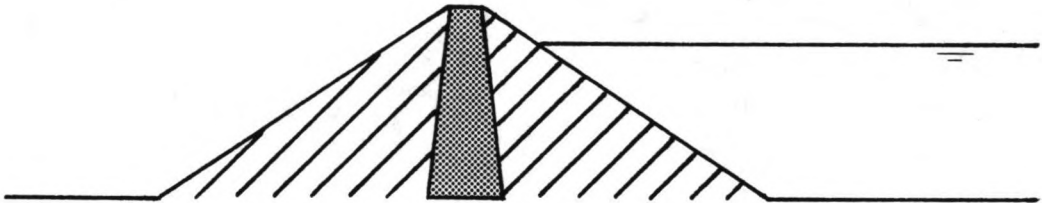
De bekleding moet waterdicht zijn. Kwelstroming is nog mogelijk door de bodem van het bekken

- bekleding binnentalud + bekleding bekkenbodem



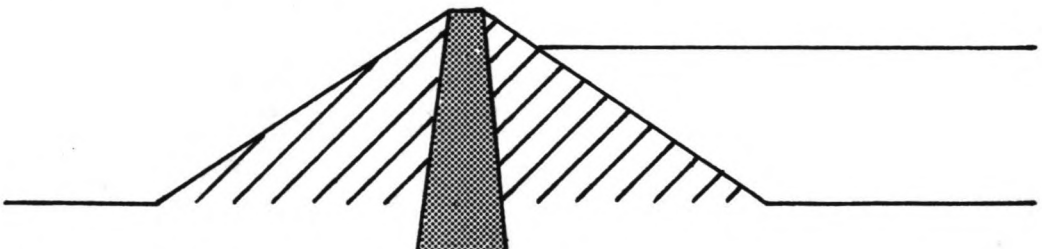
Bij een gesloten bekleding van het hele bekken is er geen stroming meer mogelijk.

- bekleding binnentalud + gedeeltelijke bekleding bekkenbodem.
- waterdichte kern.



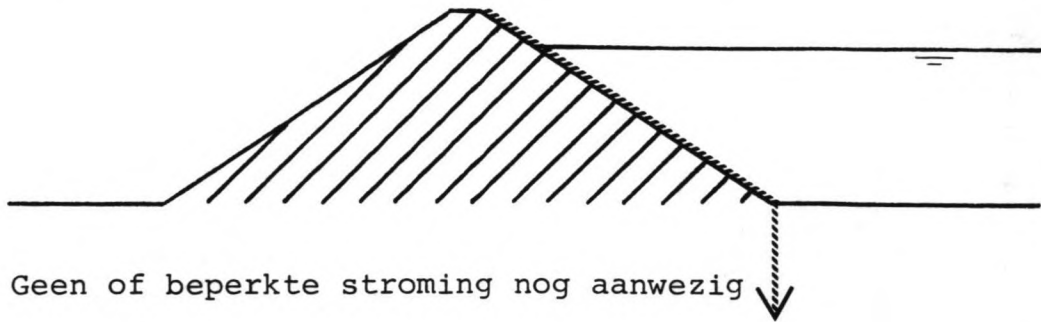
Wederom zijn geen maatregelen genomen om de stroming door de ondergrond te beperken. Een bekleding van het binnentalud blijft daarnaast noodzakelijk voor bescherming van het zandlichaam tegen waterstandvariaties en golfaanval.

- waterdichte kern in dijk en ondergrond



Geen of beperkte stroming nog aanwezig.

- bekleding binnentalud + verticale damwand

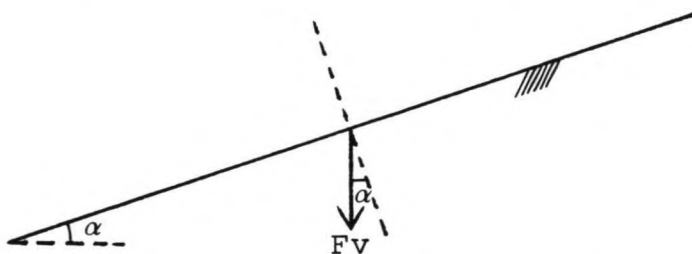


Verder onderzoek naar de stroming van water door het dijk-
lichaam en ondergrond is een eerste vereiste voor realise-
ring van de bekkendijken. Uitgangspunt is daarbij indien
er een geringe stroming optreedt, dit toelaatbaar is, mits
de stabiliteit van de dijk en ondergrond niet in gevaar
komt.

ad 2 lokale instabiliteit buitentalud

Indien er een waterstroming is vanuit het bekken richting
zee, kunnen er problemen ontstaan met betrekking tot de
stabiliteit van het buitentalud. Er bestaat dan kans dat
gronddeeltjes worden meegesleept. Uitgangspunt, bij loka-
le instabiliteit, is dat de gronddeeltjes op hun plaats
moeten blijven. Er zijn een drietal gebieden te onderschei-
den, n.l. talud in droog zand, talud onder water en talud
in nat zand.

Oneindig talud in droog zand



De enige kracht die op het gronddeeltje werkt is het ge-
wicht van het gronddeeltje. Er geldt nu dat de hoek die
deze kracht maakt met de normaal op het talud nooit gro-
ter kan zijn dan de wrijvingshoek van de grondsoort ϕ .
Hieruit volgt : $\alpha < \phi$

Evenals bij andere evenwichtssituaties wordt ook hier met een bepaalde veiligheid rekening gehouden. Bij beschouwingen over stabiliteit wordt de veiligheid uitgedrukt in de stabiliteitsfactor F .

Er geldt: $F \cdot \tan \alpha = \tan \phi$

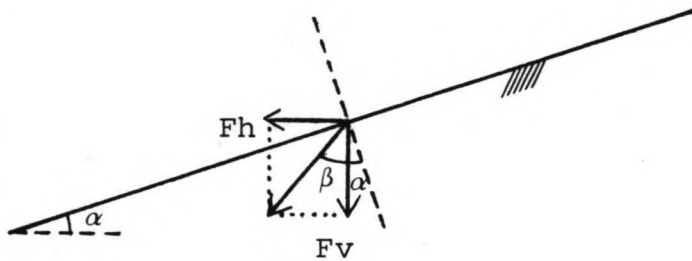
$$\text{of } F = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha}$$

Oneindig talud onder water

Hiervoor geldt dezelfde stabiliteitsrelatie als voor een oneindig talud in droog zand: $F = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha}$

Verschil is dat het gewicht van het gronddeeltje verandert.

Oneindig talud in nat zand



Er zijn nu twee krachten die op het gronddeeltje werken:

- de stromingsdruk $F_h = \gamma_w \cdot \frac{d\phi}{ds} = \gamma_w \cdot \tan \alpha$

- gewicht deeltje $F_v = \gamma_n - \gamma_w$

met: $\gamma_n = \text{nat volume gewicht} = 20 \text{ KN/m}^3$

$\gamma_w = \text{volume gewicht water} = 10 \text{ KN/m}^3$

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

$$\tan \beta = \frac{F_h}{F_v} = \frac{\gamma_w \cdot \tan \alpha}{\gamma_n - \gamma_w} = \frac{10 \cdot \tan \alpha}{20 - 10} = \tan \alpha$$

Er volgt dus: $\tan \beta = \tan \alpha$

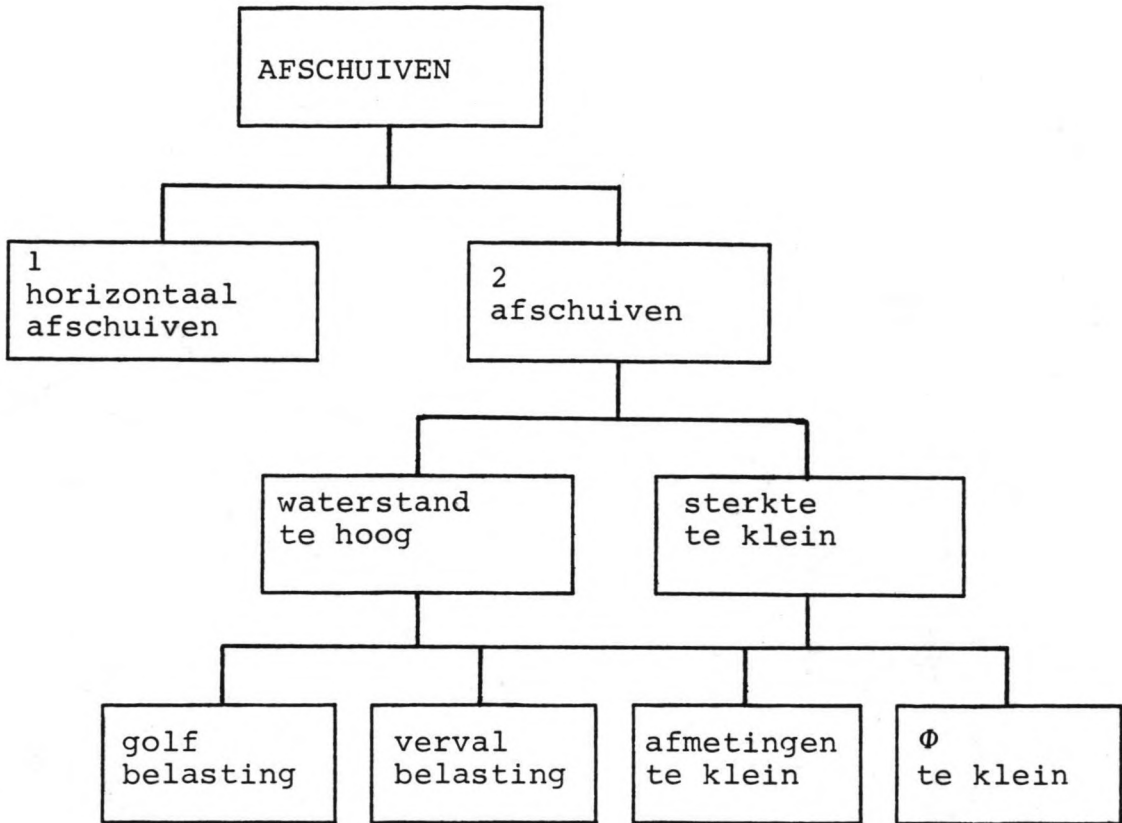
$$\text{of } \beta = \alpha$$

Uitgangspunt is wederom dat de hoek tussen de resultante en de normaal op het talud nooit groter kan zijn dan de wrijvingshoek van de grondsoort ϕ .

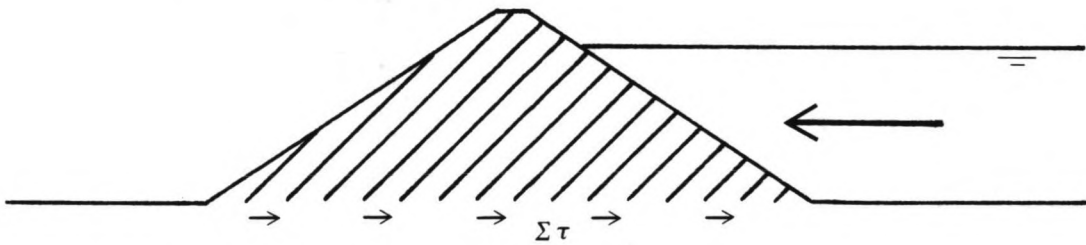
$$\text{Hieruit volgt: } \left. \begin{array}{l} \alpha + \beta < \phi \\ 2\alpha < \phi \end{array} \right\} \alpha < \frac{1}{2}\phi$$

Met de stabiliteitsfactor F volgt nu: $F = \frac{\tan \phi}{\tan 2\alpha}$

5.6 Afschuiven



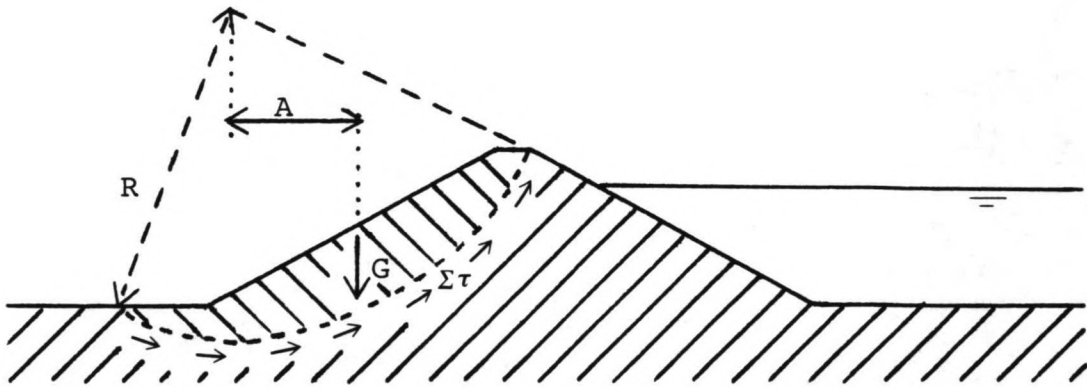
ad 1 horizontaal afschuiven



Zodra de horizontale waterdruk tegen de kering de opneembare schuifkracht overschrijdt, zal de dijk bezwijken.

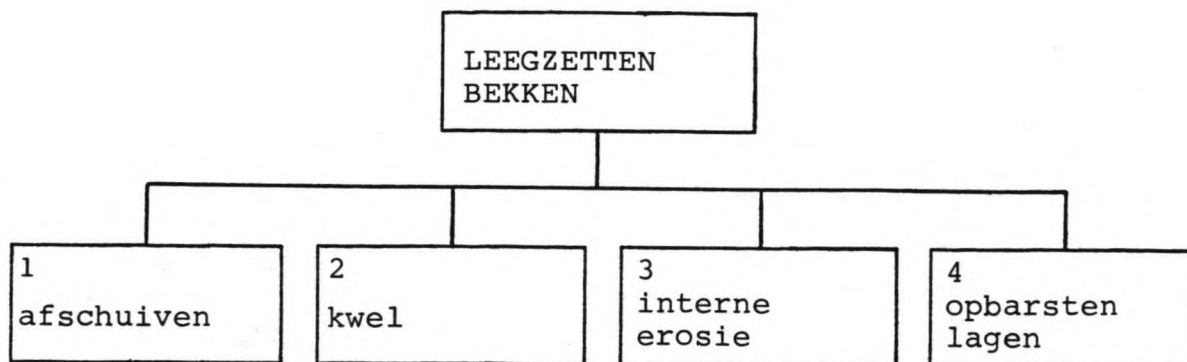
ad 2 afschuiven

Het gaat hier om de totale instabiliteit van het buitentalud (zie ook 5.4.2 ad 4, afschuiven verdedigd talud). Een cirkelvormige schil schuift af als het aandrijvend moment, gewicht grond maal arm A, het tegenwerkend moment, wrijving maal arm R, overtreft.



Bij een hoge waterstand in het bekken neemt de grondwaterdruk in het dijklichaam toe. Volgens Terzaghi neemt de korrelspanning hierdoor af. Deze korrelspanning bepaalt de opneembare schuifspanning langs het cirkelvormig glijvlak. Het tegenwerkend moment wordt hierdoor kleiner en het gevaar van afschuiven groter.

5.7 Leegzetten bekken



Voor een continue bedrijfsvoering van een pompaccumulatiecentrale is het noodzakelijk dat het bekken gevuld blijft. Dit betekent dat onderhouds- en reparatiewerkzaamheden uitgevoerd moeten worden als het bekken is gevuld. Het is denkbaar dat zich extreme omstandigheden voordoen (oorlogssituatie), die er toe leiden dat het bekken toch moet worden gelegegd. Dit leegzetten van het bekken kan gevolgen hebben voor de bekkendijk.

ad 1 afschuiven

Het binnentalud kan afschuiven. De controle hiervan gescheid op dezelfde manier als bij het buitentalud.

ad 2 kwel

De kwelstroom is nu juist omgekeerd, maar gezien het geringe hoogte verschil kleiner.

ad 3 interne erosie

Evenals bij kwel is het proces ook omgekeerd.

ad 4 opbarsten afsluitende lagen

Deze situatie kan zich voordoen als de bekkenbodem is bekleed met waterdicht materiaal. In het ongunstigste geval is de druk onder de bekleding gelijk aan het aantal meters water in zee boven het niveau van de bekleding.



De druk kan het opbarsten van de afsluitende laag veroorzaken.

De grenstoestanden die optreden bij het leegzetten zullen in de ontwerpfase niet meegenomen worden. Uitgangspunt is dat het bekken altijd gevuld blijft.

6 ONTWERP BEKKENDIJK

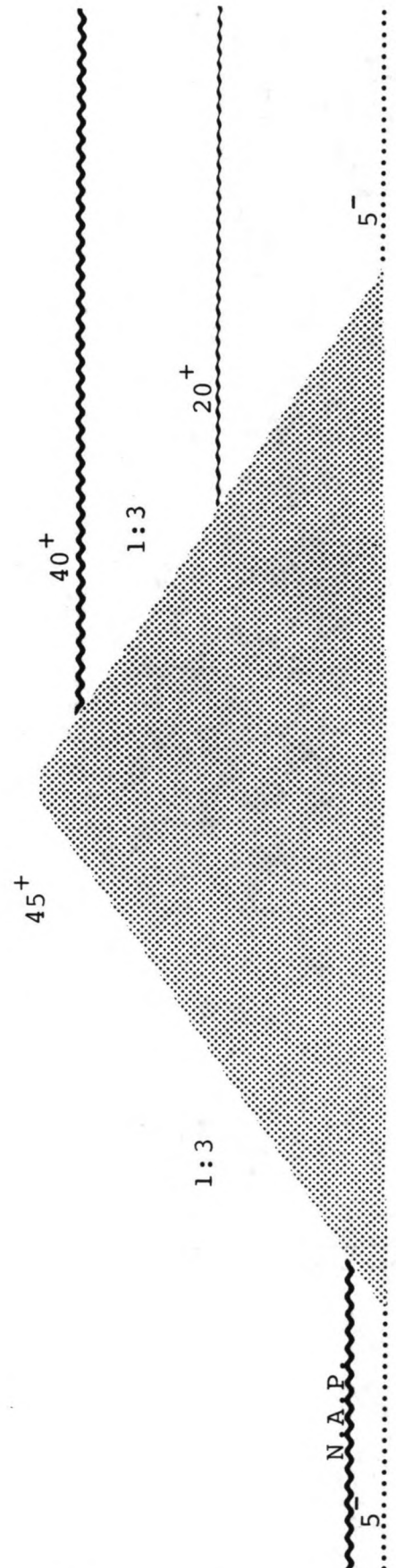
Uit de beschouwing van de randvoorwaarden en grenstoestanden volgen een aantal uitgangspunten voor het ontwerp van de bekkendijk:

- bodem N.A.P. - 5 m
- kruinhoogte N.A.P. + 45 m
- hellingen taluds 1:3

Dit dijklichaam is weergegeven in figuur 6.1 en dient als uitgangspunt voor de verkennende berekeningen.

De kruinbreedte bedraagt 10 m.

Verkennende berekeningen zijn uitgevoerd voor kwel, stabiliteit en deformaties. Deze berekeningen worden in aparte hoofdstukken besproken.



figuur 6.1: bekkendijk

schaal, vertikaal 1:1000, horizontaal 1:2000

Op het dijklichaam weergegeven in figuur 6.1 zijn een aantal modificaties mogelijk. De belangrijkste daarbij zijn het aanbrengen van bermen voor inspectie en onderhoud.

buitentalud

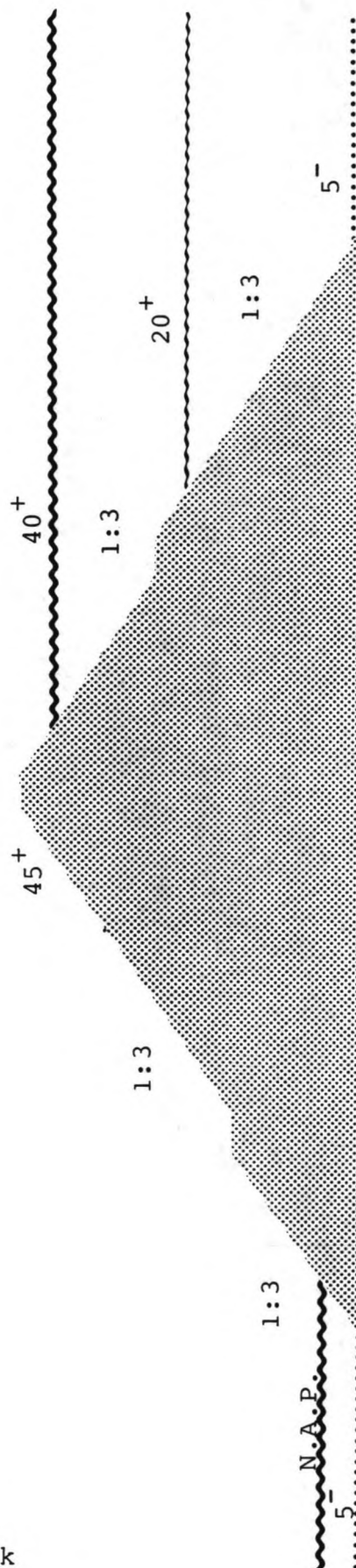
Bij een verdedigd of onverdedigd talud zal de berm gesitueerd worden boven de bekleding of boven het duin. Indien er sprake is van een verdedigd talud wordt ook rekening gehouden met een laagwaterberm.

binnentalud

De inspectie- of onderhoudsberm wordt gesitueerd enkele meters boven de laagste waterstand in het bekken.

bekkenbodem

Een waterdichte kern in het dijklichaam wordt niet toegepast, omdat het binnentalud toch bekleed moet worden. Deze bekleding kan dan net zo goed waterdicht worden gemaakt. Als alternatieven voor beperking van de kwelstroom blijven dan bekleding van de bodem en de verticale damwand over.



figuur 6.2: aangepast ontwerp bekkendijk
schaal, idem

7 KWEL

7.1 Inleiding

De waterstroom door het dijklichaam moet zo veel mogelijk worden beperkt. Immers waterverlies betekent ook verlies van opgeslagen energie. Beperking is dat de maatregelen wel economisch verantwoord moeten zijn.

Uit het grondonderzoek blijkt dat er geen ondoorlatende lagen van voldoende grootte en dikte aanwezig zijn op enkele tientallen meters diepte.

De oplossing om de kwelverliezen te beperken met een bekleding van het binnentalud in combinatie met een verticale damwand is dan ook economisch onverantwoord. De verticale damwand is alleen haalbaar in combinatie met een horizontale ondoorlatende laag op hoogstens 30 m diepte. Kwelverliezen moeten dus worden beperkt met een waterdichte bekleding op het binnentalud en een geheel of gedeeltelijke bekleding van de bekkenbodem.

Verkennde berekeningen voor de kwelverliezen en de ligging van de freatische lijn zijn uitgevoerd met behulp van elektrisch analogonmodellen door Rijkswaterstaat. De resultaten van deze metingen zijn aangepast aan de pompaccumulatiecentrale in dit afstudeerwerk. Naast de metingen zijn analytische berekeningen uitgevoerd ter controle.

7.2 Uitgangspunten

Uitgangspunten voor de kwelberekeningen zijn:

- PAC-bekken met een straal van 3000 m
- bekkendijk volgens figuur 6.1
- De bekkendijk en de ondergrond bestaan uit hetzelfde zand en zijn homogeen en isotroop voor wat betreft de doorlatendheid.
- De diepte D waarop de ondoorlatende laag wordt aangenomen bedraagt 200 m
- Er zijn verder geen kwelremmende of ondoorlatende lagen aanwezig (aanname).

- doorlatendheidscoëfficiënt $k = 25$ m/dag
De kwelverliezen worden ook weergegeven voor een doorlatendheidscoëfficiënt van 10 m/dag.
- Met het radiale patroon van het bekken wordt rekening gehouden.

7.3 Elektrisch Analogon

7.3.1 Inleiding

De vergelijking die de beweging van grondwater beschrijft, de wet van Darcy, is dezelfde als de vergelijking die de geleiding van elektrische stroom beschrijft, de wet van Ohm. Het probleem van de grondwaterstroming kan hierdoor worden bepaald met behulp van een elektrisch analogon. Uit een speciaal type papier (Teledeltos) wordt het te onderzoeken model geknipt. Op de randen kan een stroom worden aangebracht, ondoorlatende randen kunnen gesimuleerd worden door vrije randen. De elektrische potentiaallijnen zijn dan te meten. Hieruit zijn de stroomlijnen te bepalen en de kwelverliezen te berekenen. De kwelverliezen zijn bepaald door Rijkswaterstaat ten behoeve van de PAC-projectgroep (3.3) en aangepast aan de PAC in dit afstudeerwerk.

7.3.2 Meetsituaties

De kwelverliezen zijn bepaald voor een tiental situaties:

- dicht binnentalud, open bodem
- dicht binnentalud, 200 m dichte bodem
- dicht binnentalud, 700 m dichte bodem
- dicht binnentalud, 1000 m dichte bodem
- dicht binnentalud, 1500 m dichte bodem
- dicht binnentalud, 2000 m dichte bodem
- dicht binnentalud, 2500 m dichte bodem
- dicht binnentalud, dichte bodem
- dicht binnentalud, gedeeltelijk dichte bodem
($k_{\text{bodem}} = 10^{-3} k_{\text{zand}}$)
- open binnentalud, open bodem

7.3.3 Resultaten

De resultaten van de aangepaste metingen voor de kwelverliezen zijn weergegeven in tabel 7.1. Toelichting van de verschillende kolommen:

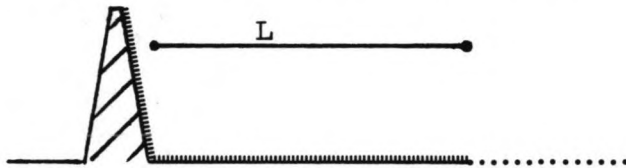
- binnentalud

Dichte bekleding, ter vergelijking is ook de situatie weergegeven voor een open dijk.

- dijkbreedte

De breedte is voor alle situaties gelijk, 300 m.

- lengte dichte bekleding van de bodem L



De lengte wordt gemeten vanaf de teen van de dijk.

- totale breedte $B =$ dijkbreedte + lengte bekleding L

- diepte D

De ondoorlatende laag bevindt zich op een diepte van 200 m. Voor de situatie van een open dijk is dat $200 + 40$ (watersverschil) is 240 m.

- k waarde

De doorlatendheidscoëfficiënt $k = 25$ m/dag

Ter vergelijking worden ook de resultaten voor $k = 10$ weergegeven.

- debiet q

De kwelverliezen worden weergegeven voor één strekkende meter dijk per dag.

- straal R



De straal R is de afstand van het middelpunt van het bekken tot het midden van de totale breedte B van de bekleding.

- debiet Q

De totale kwelverliezen per dag. Er is rekening gehouden met het radiale patroon van het bekken.

$$Q = q \cdot 2\pi \cdot R$$

De waarden moeten worden vermenigvuldigd met 10^6 .

- kwel

De kwelverliezen onderling vergeleken in procenten.

- daling waterniveau

De kwelverliezen worden omgerekend naar een daling z van het waterniveau in het bekken:

$$z = \frac{\text{debiet}}{\text{oppervlak bekken}} = \frac{Q}{28.3 \cdot 10^6}$$

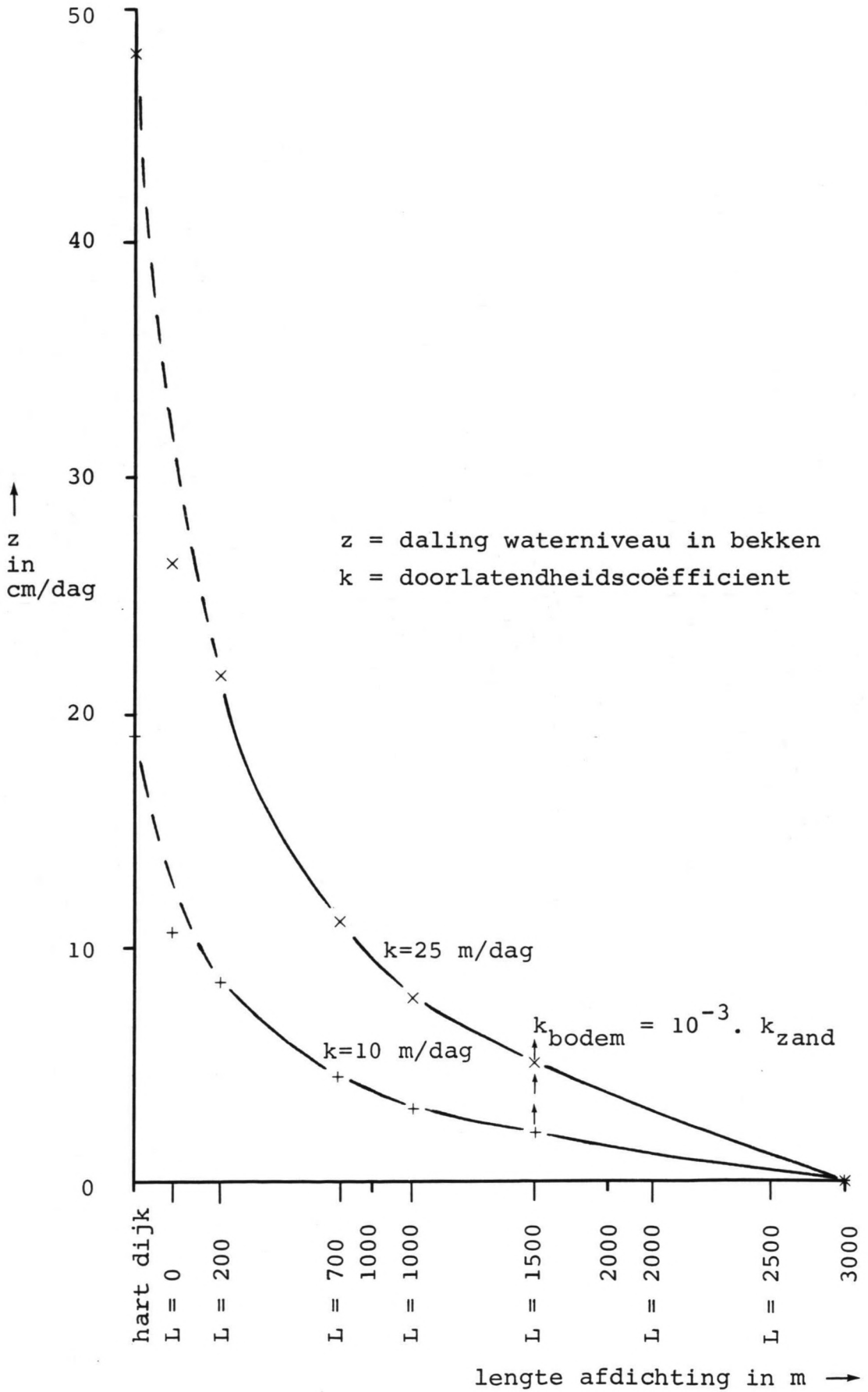
De resultaten zijn grafisch weergegeven in figuur 7.1. Uit de grafiek blijkt dat een dichte bekleding van het binnentalud en hierop aansluitend enkele honderden meters bekleding van de bekkenbodem een aanzienlijke reductie van de kwelstroom tot gevolg heeft.

Het verschil tussen bijvoorbeeld een bekkenbodemafdichting van 1000 of 2000 m is hierbij vergeleken minder.

Een afdichting van de bodem met een bekleding $k_{\text{bodem}} = 10^{-3} \cdot k_{\text{zand}}$ geeft dezelfde kwelstroom als een waterdichte bekleding met een lengte van 1500 m.

binnen- talud	dijk- breedte in m	lengte dichte bodem in m	totale breedte B in m	diepte D in m	k waarde in m/d	debiet q_3 in m ³ /d/m'	straal R in m	debiet $Q \cdot 10^6$ in m ³ /d	kwel in %	daling z in cm/d
dicht	300	0	300	200	10	158	3000	3.0	100	10.5
dicht	300	0	300	200	25	395	3000	7.5	100	26.3
dicht	300	200	500	200	10	129	2900	2.4	80	8.6
dicht	300	200	500	200	25	323	2900	6.0	80	21.5
dicht	300	700	1000	200	10	75	2650	1.2	47	4.4
dicht	300	700	1000	200	25	188	2650	3.1	47	11.0
dicht	300	1000	1300	200	10	56	2500	0.9	30	3.1
dicht	300	1000	1300	200	25	140	2500	2.25	30	7.8
dicht	300	1500	1800	200	10	40	2250	0.57	19	2.0
dicht	300	1500	1800	200	25	100	2250	1.4	19	5.0
dicht	300	2000	2300	200	10	--	2000	--	--	--
dicht	300	2000	2300	200	25	--	2000	--	--	--
dicht	300	2500	2800	200	10	--	1750	--	--	--
dicht	300	2500	2800	200	25	--	1750	--	--	--
dicht	300	2850	3150	200	10	0	1575	0	0	0
dicht	300	2850	3150	200	25	0	1575	0	0	0
dicht	300	2850	3150	200	$10/10^{-2}$	32	--	0.6	20	2.1
dicht	300	2850	3150	200	$25/2 \cdot 10^{-2}$	79	--	1.5	20	5.25
open	300	0	155	240	10	288	3000	5.4	180	19
open	300	0	155	240	25	720	3000	13.6	180	48

figuur 7.1: resultaten kwelverlies PAC-bekken



figuur 7.1: kwelverlies PAC-bekken

7.4 Freatische lijn

In het hoofdstuk Ontwerp Bekkentalud (6) is aangegeven dat het binnentalud in ieder geval een waterdichte bekleding krijgt. Het blijkt dat deze bekleding de kwelverliezen ten opzichte van een open dijk bijna halveert.

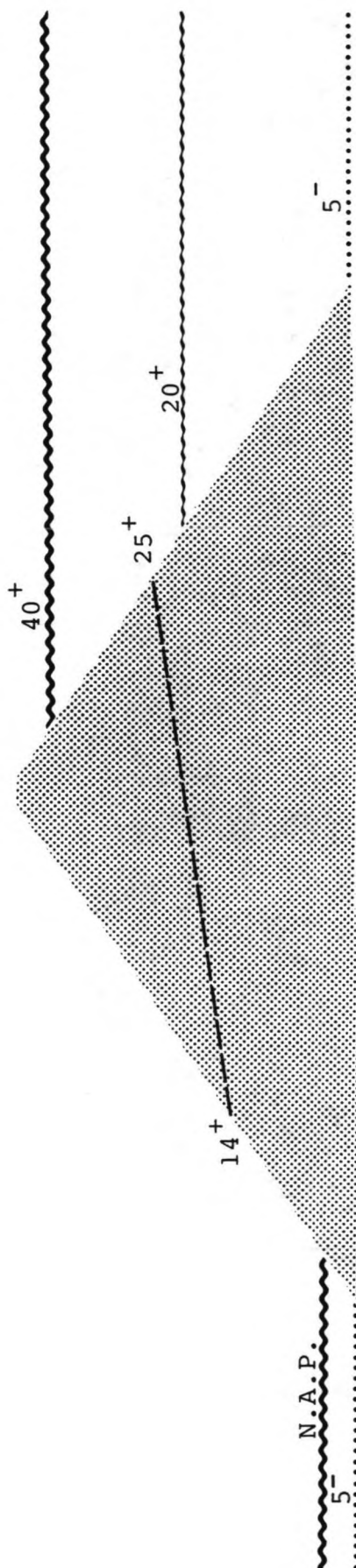
Uitgangspunt voor bepaling van de freatische lijn is dan ook een waterdicht binnentalud.

De freatische lijn is bepaald door Rijkswaterstaat met behulp van een elektrisch analogon en weergegeven in figuur 7.2. Hierbij is uitgegaan van een constante waterstand van N.A.P. + 40 m in het bekken.

De freatische lijn komt lager te liggen bij een lagere waterstand in het bekken of een gedeeltelijke bekleding van de bekkenbodem.

Aangenomen wordt dat de freatische lijn in figuur 7.2 de hoogste is die op kan treden, ook wanneer er onvolkomenheden in de bekleding van het binnentalud ontstaan.

Wel wordt nog opgemerkt dat bij het ontwerp van de bekleding van het binnentalud de kans op bezwijken zo klein mogelijk moet worden gehouden.



figuur 7.2: freatische lijn
schaal, idem

7.5 Analytische berekeningen

7.5.1 Inleiding

Analytische berekeningen worden uitgevoerd ter controle en onderbouwing van de gegevens van Rijkswaterstaat. De kwelverliezen worden berekend voor één strekkende meter dijk. De resultaten moeten dan ook worden vergeleken met kolom 7, debiet q , in tabel 7.1.

Eerst wordt de situatie van een open binnentalud en open bodem bekeken en vervolgens die van een dicht binnentalud en een open bodem. Tot slot volgen de situaties met een dicht binnentalud en een geheel of gedeeltelijke bekleding van de bekkenbodem.

7.5.2 Open binnentalud, open bodem

Grondwaterstroming vindt plaats in een goed doorlatende laag zand die aan de onderzijde, op een diepte van 240 m, wordt begrensd door een ondoorlatende laag. Aan de bovenzijde is geen afdichting aanwezig.

Er ontstaat een vrije grondwaterspiegel (scheiding water/lucht). Voor deze situatie geldt de formule van Dupuit:

$$q = \frac{k (H_2^2 - H_1^2)}{2.L}$$

met: q = debiet in $m^3/dag/m'$

k = doorlatendheidscoëfficiënt = 10 m/dag

H_2 = hoogste waterstand = 245 m

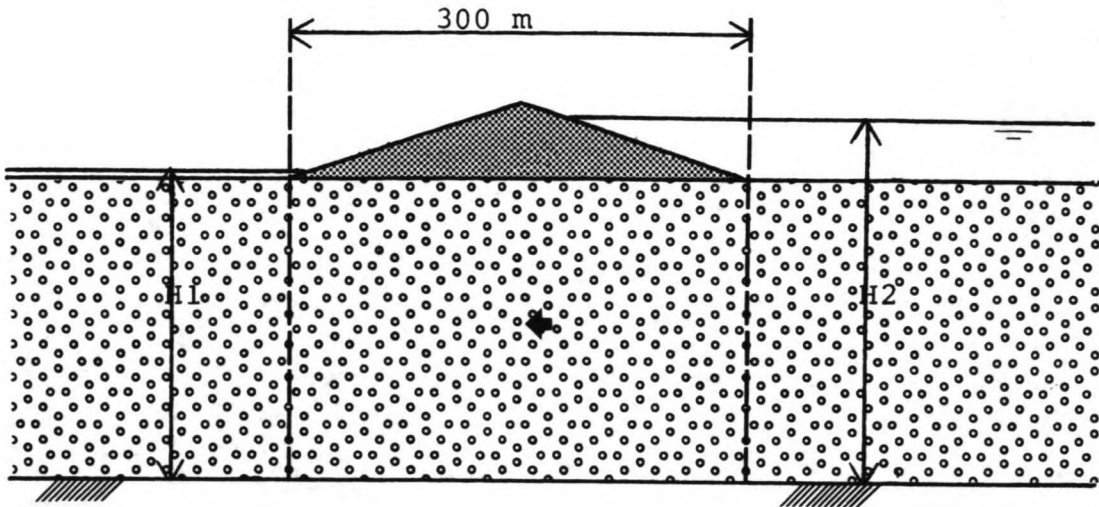
H_1 = laagste waterstand = 205 m

L = lengte waarover de waterstanden verschillen
= 300 m

Een en ander is weergegeven in figuur 7.3.

De formule geldt als de lengte L veel groter is dan het verval ($H_2 - H_1$) en de doorsnede een zeer grote lengte heeft, loodrecht op het papier.

Aan beide voorwaarden is hier voldaan.



figuur 7.3: open binnentalud, open bodem (Dupuit)
schaal 1:5000

Er volgt: $q = 300 \text{ m}^3/\text{dag}/\text{m}'$

Tabel: $q = 288 \text{ m}^3/\text{dag}/\text{m}'$ Verschil: 4 %

7.5.3 Dicht binnentalud, open bodem

De grondwaterstroming voor deze situatie is moeilijk te berekenen. De stroming domineert niet in een bepaalde richting. Een mogelijke benadering is de stroming te splitsen in:

- stroming in het dijklichaam

Bij benadering geldt voor de stroming in het dijklichaam Dupuit. De bekleding van het binnentalud is weliswaar ondoorlatend, maar er bevindt zich toch water in de dijk (zie 7.4).

($k = 10 \text{ m}/\text{dag}$, $H_2 = 40 \text{ m}$, $H_1 = 0$, $L = 270 \text{ m}$)

- stroming door de ondergrond

Voor de stroming door de ondergrond is uitgegaan van een twee dimensionale situatie. In formule vorm (7.1):

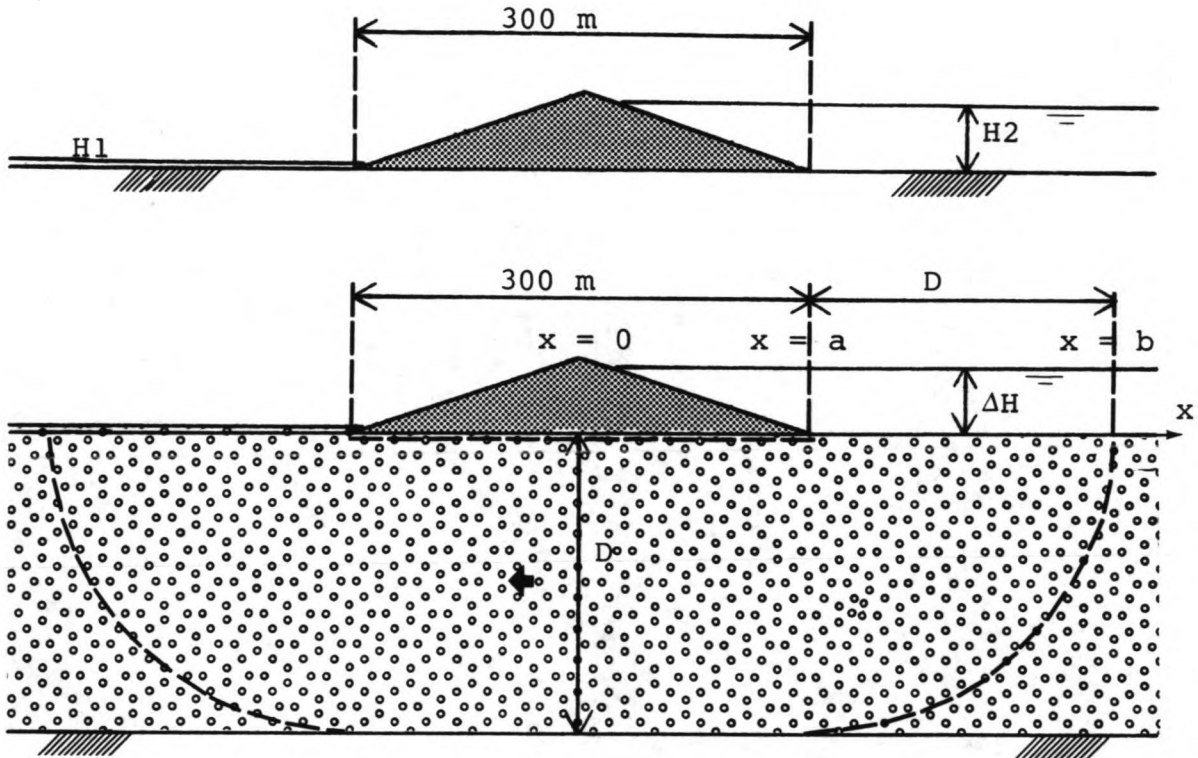
$$q = \frac{k \cdot \Delta H}{\pi} \cdot \ln \left(\frac{b}{a} \right)$$

met : $q = \text{debiet in } \text{m}^3/\text{dag}/\text{m}'$

$k = \text{doorlatendheidscoëfficiënt} = 10 \text{ m}/\text{dag}$

$\Delta H = \text{verval} = 40 \text{ m}$

a = afstand hart van de dijk tot teen van de dijk = 135 m
b = a + diepte D = 340 m



figuur 7.4: dicht binnentalud, open bodem
(Dupuit en twee dimensionale stroming)
schaal 1:5000

De kwelstroom wordt geschematiseerd tussen de punten $x = a$ en $x = b$ weergegeven in figuur 7.4. De afstand tussen de punten a en b is gelijk aan de diepte D. De formule geldt bij een ongeveer gelijke verhouding tussen de diepte D en de lengte L van de constructie.

Er volgt: $q = 30$ (Dupuit) + 118 = 148 m³/dag/m'

Tabel: $q = 158$ m³/dag/m' Verschil: 7 %

7.5.4 Dicht binnentalud, bekleding bodem

In dit geval vindt de grondwaterstroming plaats in een goed doorlatende laag zand van constante dikte, die opgesloten zit tussen twee ondoorlatende lagen. De stroming vindt in één richting plaats, mits de totale breedte B een aantal malen groter is dan de diepte D.

Het debiet volgt uit (7.2):

$$q = \frac{k \cdot \Delta H \cdot D}{B}$$

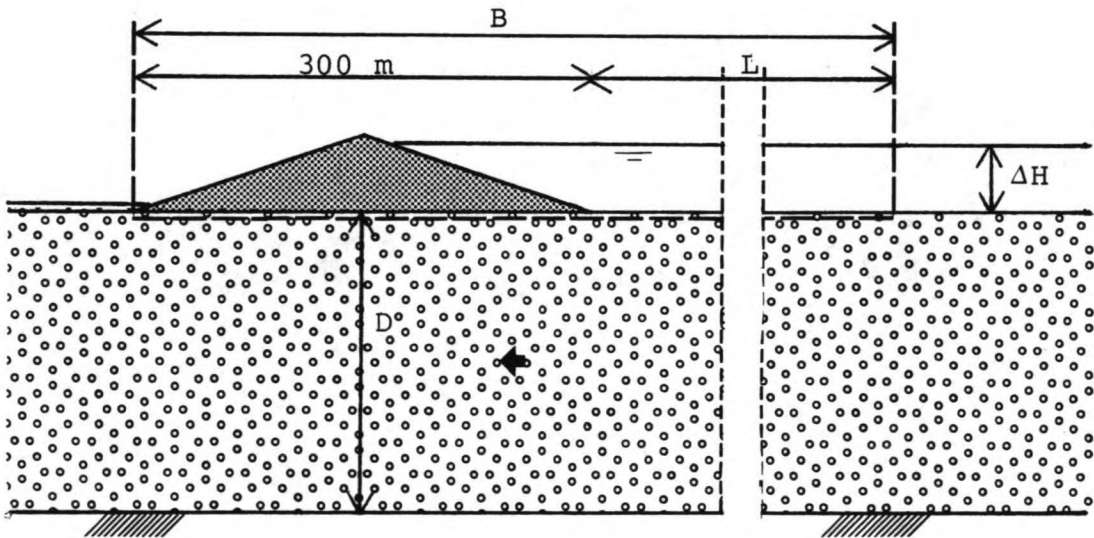
met: q = debiet in m³/dag/m'

k = doorlatendheidscoëfficiënt = 10 m/dag

ΔH = verval = 40 m

B = totale breedte B, waarover het verval staat

De stroming is weergegeven in onderstaand figuur.



figuur 7.5: dicht binnentalud, bekleding bodem

schaal 1:5000

De uitkomsten zijn voor verschillende lengten L van de bodembekleding weergegeven. De lengte L wordt gemeten vanaf de teen van de dijk. De breedte B volgt uit de sommatie van L en de breedte van het dijklichaam, 300 m.

Er volgt:

L = 200 m	q = 160 m ³ /dag/m'	
Tabel:	q = 129 m ³ /dag/m'	Vershil: 20 %
L = 700 m	q = 80 m ³ /dag/m'	
Tabel:	q = 75 m ³ /dag/m'	Vershil: 6 %
L = 1000 m	q = 61 m ³ /dag/m'	
Tabel:	q = 56 m ³ /dag/m'	Vershil: 8 %
L = 1500 m	q = 44 m ³ /dag/m'	
Tabel:	q = 40 m ³ /dag/m'	Vershil: 9 %

Overige waarden:

$$L = 2000 \text{ m} \quad q = 35 \text{ m}^3/\text{dag}/\text{m}'$$

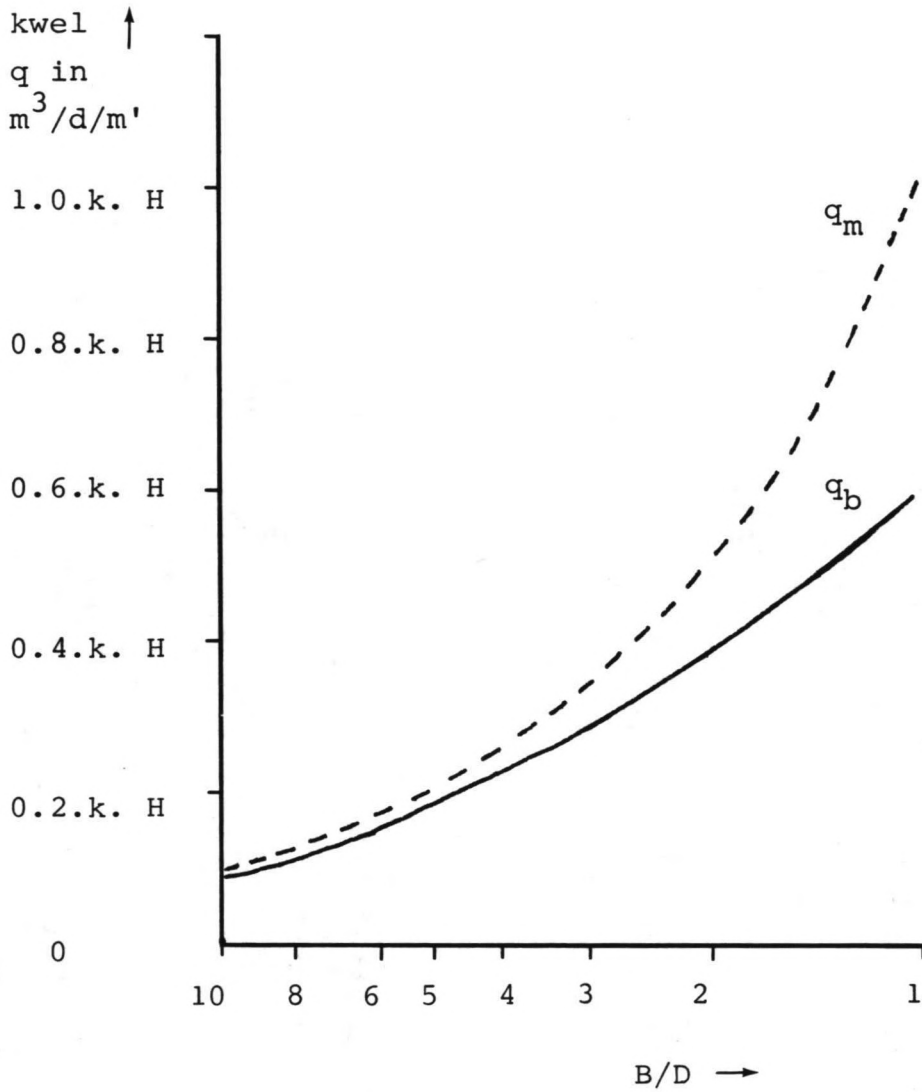
$$L = 2500 \text{ m} \quad q = 29 \text{ m}^3/\text{dag}/\text{m}'$$

Door Rijkswaterstaat zijn de gemeten en berekende waarden voor de kwelverliezen weergegeven in figuur 7.6.

De metingen zijn verricht met behulp van een elektrisch analogon, de berekeningen zijn gedaan met behulp van de

formule: $q = \frac{k \cdot \Delta H \cdot D}{B}$

In de grafiek is vertikaal de kwel weergegeven en horizontaal de verhouding tussen breedte en diepte.



q_m = gemeten waarden

q_b = berekende waarden

B/D = verhouding breedte - diepte

figuur 7.6: kwelmetingen in vergelijking met kwelberekeningen

7.6 Afronding kwel

De metingen van Rijkswaterstaat met behulp van elektrisch analogonmodellen geven een goede indicatie van de kwelverliezen bij een pompaccumulatiecentrale.

De metingen zijn, over het algemeen, goed te onderbouwen door analytische berekeningen.

Een dichte bekleding van het binnentalud reduceert de kwelverliezen met bijna de helft ten opzichte van de situatie met een geheel open dijk. De kwel bedraagt dan een daling van 26.3 cm/dag van het waterniveau in het bekken. Bij bekleding van de bekkenbodem kan deze kwelstroom verder beperkt worden.

Bij bijvoorbeeld een bekleding van de bekkenbodem met een doorlatendheidscoëfficiënt $k_{\text{bodem}} = 10^{-3} k_{\text{zand}}$ of met een waterdichte bekleding met een lengte van 1500 m uit de teen van de dijk, bedraagt de kwel 5.0 cm/dag.

De afweging welke maatregel moet worden gekozen zal in de eerste plaats een economische afweging zijn. De kosten van kwel beperkende maatregelen moeten worden afgewogen tegen de kosten van het verlies van water (energie). Duidelijk is wel dat een gedeeltelijke bekleding van de bekkenbodem aantrekkelijk is en een waterdichte bekleding van het binnentalud noodzakelijk is.

De kwelverliezen zijn in dit hoofdstuk weergegeven voor een waterstand van N.A.P. + 40 m in het bekken. Aangezien de kwelverliezen recht evenredig zijn met het verval, kan ook voor andere waterstanden in het bekken het kwelverlies worden uitgerekend.

8 STABILITEIT

8.1 Inleiding

Voor de stabiliteit van het dijklichaam worden een aantal controle berekeningen, onder andere voor afschuiven van het talud, uitgevoerd.

De berekeningen zijn in principe deterministisch, dat wil zeggen er wordt een bepaalde veiligheidsmarge aangehouden tussen belasting en sterkte. De gehanteerde stabiliteitsfactoren zijn echter probabilistisch onderbouwd. Hiertoe is een relatie gelegd tussen faalkans en stabiliteitsfactor.

Als eerste wordt de lokale instabiliteit van het buitentalud gecontroleerd. Vervolgens wordt het dijklichaam gecontroleerd op afschuiven. Tot slot worden de grenstoestanden interne erosie en horizontaal afschuiven bekeken.

8.2 Uitgangspunten

Uitgangspunten voor verkennende berekeningen met betrekking tot de stabiliteit zijn:

- 1 geometrie van de dijkdoorsnede
- 2 ligging freatische lijn
- 3 grondmechanische eigenschappen

ad 1 geometrie van de dijkdoorsnede

De geometrie van de bekkendijk wordt bepaald door de hoogte en de taludhelling. De kruinhoogte is vastgesteld op N.A.P. + 45 m de taludhelling is voorlopig 1:3 aangenomen. De hoogte van de binnenberm is vastgesteld op 5 m boven de laagste waterstand in het bekken, N.A.P. + 25 m.

De hoogte van de buitenberm is vastgesteld op N.A.P. + 14 m. De ligging van de bermen is mede bepaald in relatie tot de ligging van de freatische lijn.

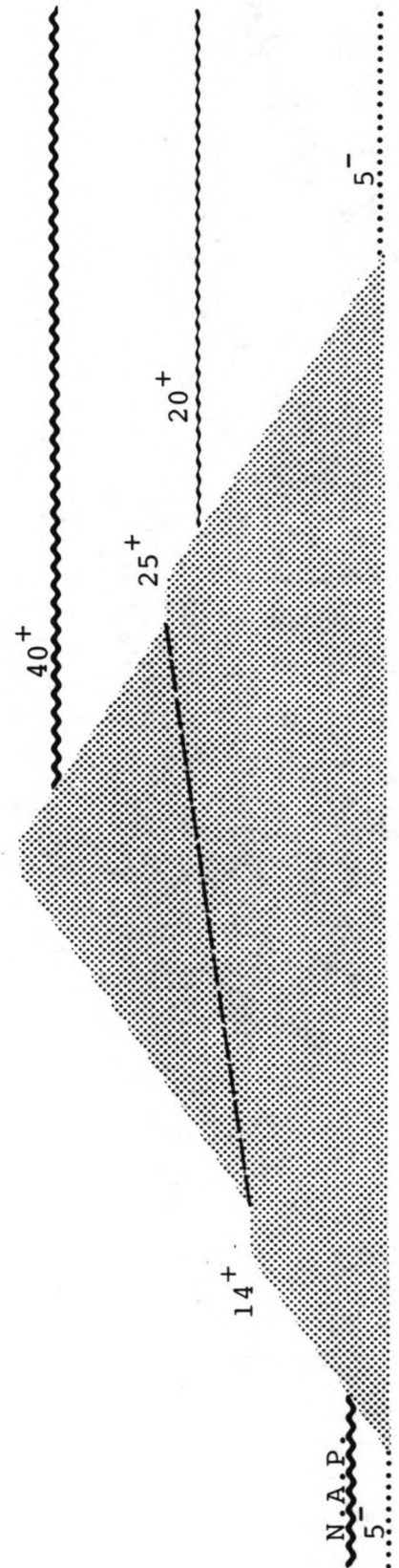
ad 2 ligging freatische lijn

Uitgangspunt is de freatische lijn weergegeven in figuur 7.2. Zoals al eerder gezegd is dit de hoogste freatische lijn die kan optreden.

ad 3 grondmechanische eigenschappen

Het dijklichaam en de ondergrond bestaan uit zand. Uitgangspunt is een homogene samenstelling van de grond, met:

- hoek van inwendige wrijving
 $\phi = 33^\circ$
- droog volume gewicht
 $\gamma_d = 16 \text{ KN/m}^3$
- nat volume gewicht
 $\gamma_n = 20 \text{ KN/m}^3$



figuur 8.1: bekkendijk met bermen en freatische lijn
schaal, idem

8.3 Veiligheid

8.3.1 Faalkans

De veiligheid van de pompaccumulatiecentrale is besproken in hoofdstuk 2. Uitgangspunt voor het PAC-bekken zijn de veiligheidsnormen of faalkansen:

zeezijde 10^{-4}

landzijde 10^{-6}

Deze faalkansen hebben betrekking op een heel systeem. Een systeem dat bestaat uit verschillende elementen of onderdelen. Hun onderlinge samenwerking bepaalt de sterkte van het systeem. De elementen kunnen op twee verschillende manieren samenwerken:

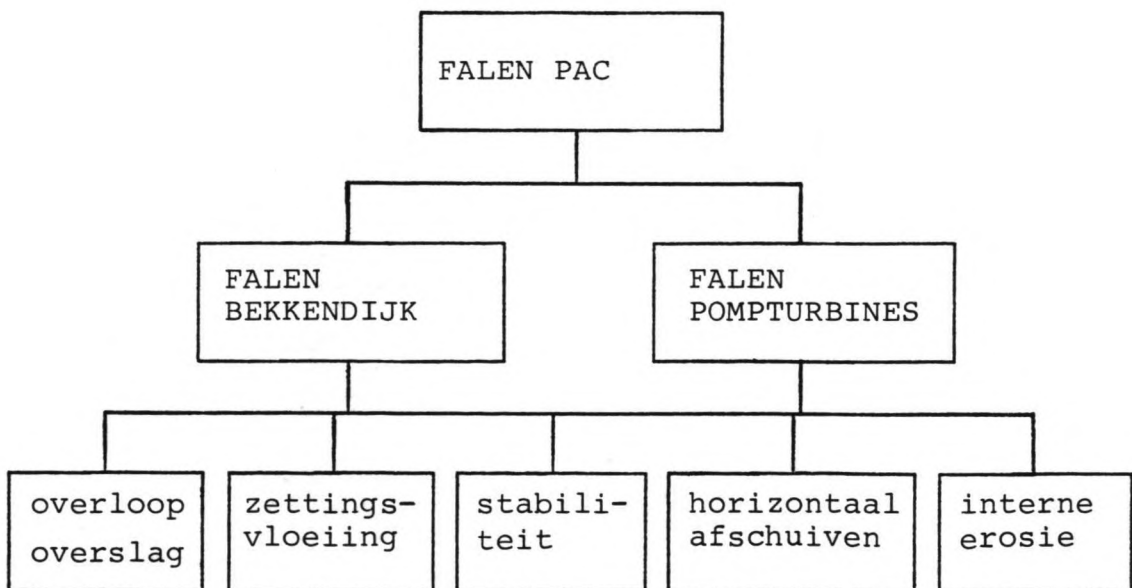
- seriesysteem

De faalkans van het systeem is de som van de faalkansen van de elementen. Het systeem faalt als een van de elementen faalt.

- parallel systeem

De faalkans van het systeem is het produkt van de faalkansen van de elementen. Het systeem faalt slechts dan als alle elementen falen.

Voor een pompaccumulatiecentrale geldt de volgende foutenboom:



Uit de foutenboom blijkt dat er sprake is van een serie-systeem, het systeem faalt als een van de elementen faalt. De faalkansen voor de grenstoestanden worden nu:

$$\begin{aligned} \text{zeezijde } 10^{-4} : 2 : 5 &= 10^{-5} \\ \text{landzijde } 10^{-6} : 2 : 5 &= 10^{-7} \end{aligned}$$

8.3.2 Stabiliteitsfactor

Bij probabilistische rekenmethoden worden de van belang zijnde parameters beschouwd als stochastische variabelen. De variabelen worden gekarakteriseerd door een bepaalde kansverdeling, meestal een normaal verdeling. Uitgaande van de verdeling van de variabelen wordt dan de faalkans voor de betreffende grenstoestand berekend.

Bij een dijklichaam bestaande uit zand is de hoek van inwendige wrijving de belangrijkste parameter. Wordt de hoek van inwendige wrijving beschouwd als enige stochastische variabele, dan is er een relatie tussen faalkans en stabiliteitsfactor F .

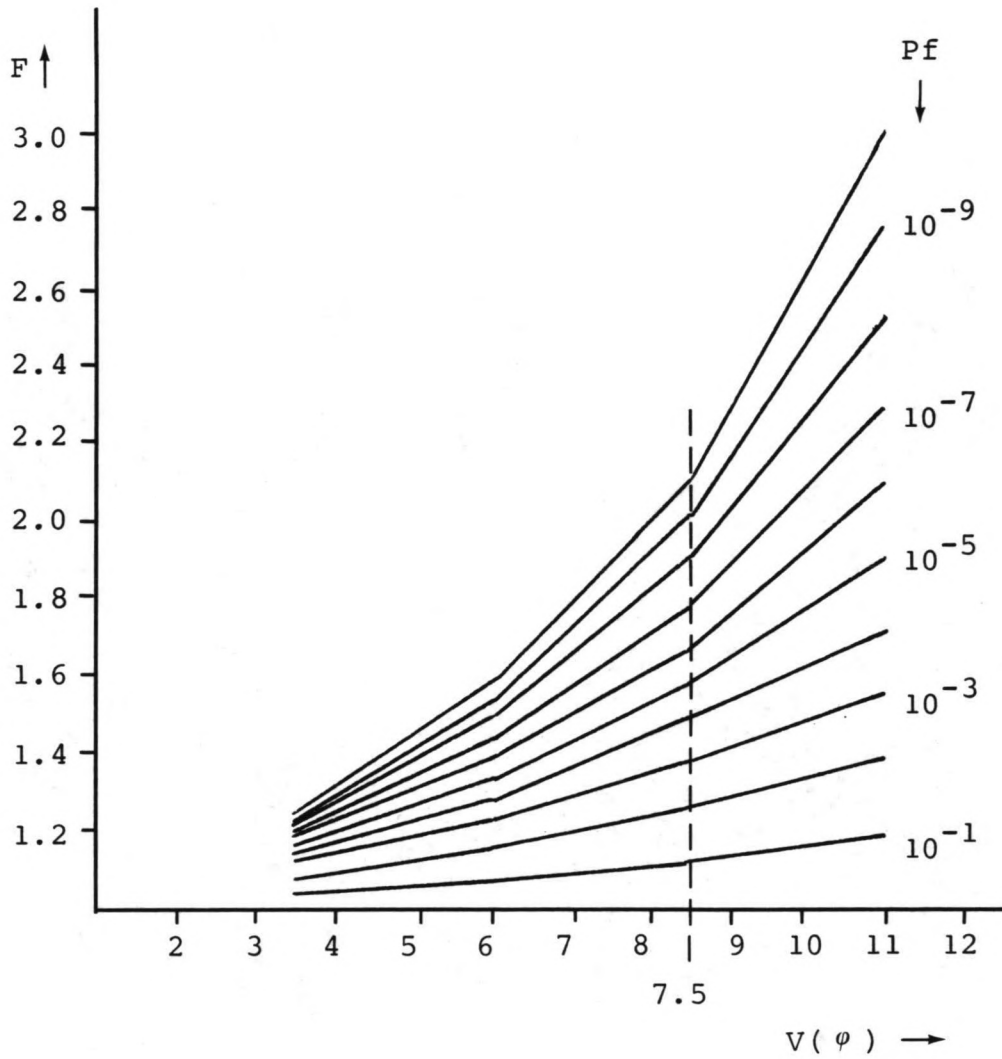
Deze relatie is weergegeven in figuur 8.2 en toegelicht in bijlage I.

Voor de variatiecoëfficiënt van de hoek van inwendige wrijving wordt een waarde van 7.5 haalbaar geacht (8.1).

Voor verdere berekeningen volgt met behulp van figuur 8.2 voor de stabiliteitsfactor F :

$$\begin{aligned} \text{zeezijde } F &= 1.6 (10^{-5}) \\ \text{landzijde } F &= 1.8 (10^{-7}) \end{aligned}$$

Bij de deterministische rekenmethoden wordt de veiligheidsmarge tussen sterkte en belasting bepaald door ervaring. Bij de probabilistische methoden wordt deze marge bepaald door de kansverdeling van variabelen.



F = stabiliteitsfactor

P_f = faalkans

$V(\varphi)$ = variatiecoëfficiënt van φ in %

φ = hoek van inwendige wrijving

figuur 8.2: relatie faalkans - stabiliteitsfactor

8.4 Lokale instabiliteit

Bij lokale (in)stabiliteit gaat het om het evenwicht van een gronddeeltje op een helling. Er zijn verschillende gebieden te onderscheiden, afhankelijk van een droog of nat talud of een talud onder water. De gebieden zijn voor de bekkendijk weergegeven in figuur 8.3.

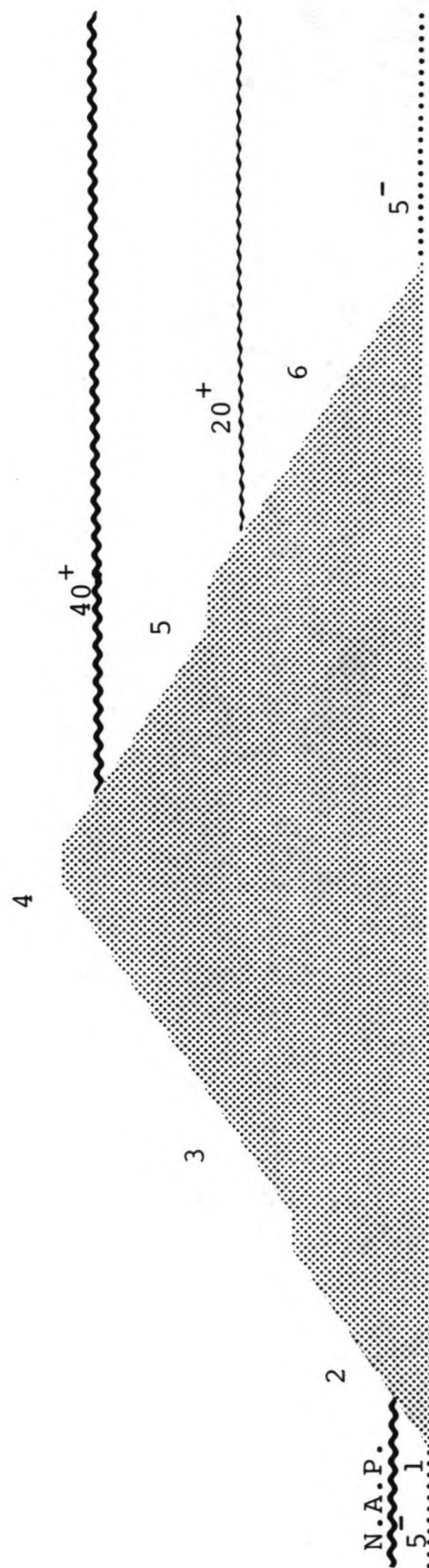
- 1 talud onder water
- 2 talud in nat zand
(uittredend water)
- 3 talud in droog zand
- 4 kruin
- 5 talud in droog zand
(binnentalud is waterdicht)
- 6 talud in nat zand
(geen uittredend water)

De stabiliteitsfactor F is voor deze hellingen afgeleid uit het evenwicht van een gronddeeltje (zie 5.5). Er volgt:

$$1 \quad F = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha}$$

$$2 \quad F = \frac{\tan \phi}{\tan 2\alpha}$$

$$3,4,5,6 \quad F = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha}$$



figuur 8.3: bekkendijk met verschillende gebieden voor lokale instabiliteit
schaal, idem

De benodigde taludhelling volgt nu uit de stabiliteitsfactor F is 1.6 of 1.8 en de hoek van inwendige wrijving van 33° .

ad 1 talud onder water

$F = 1.6$ helling 1:2.5

$F = 1.8$ helling 1:2.8

ad 2 talud in nat zand

$F = 1.6$ helling 1:5.1

$F = 1.6$ helling 1:5.7

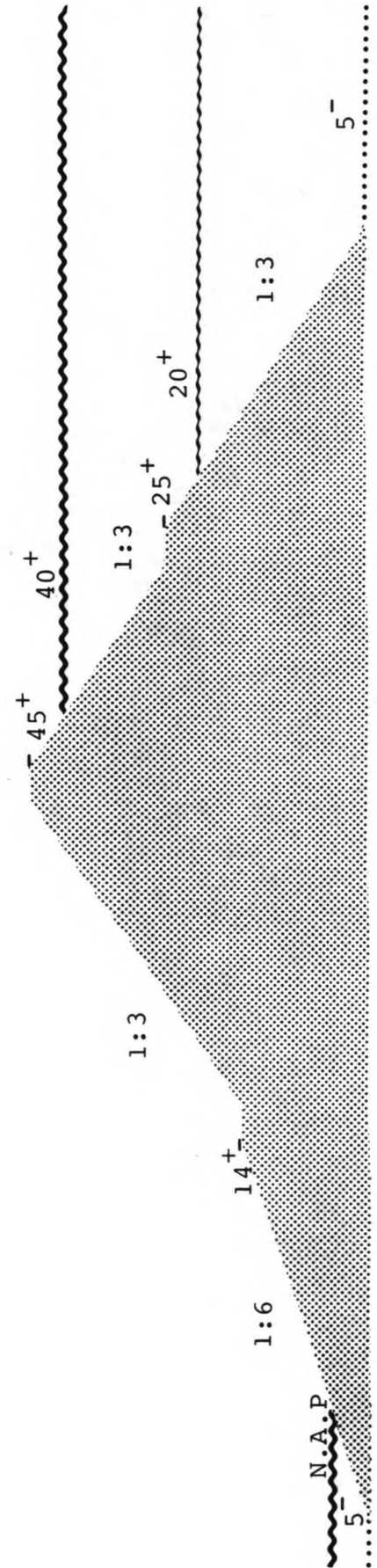
ad 3,5,6 talud in droog zand

$F = 1.6$ helling 1:2.5

$F = 1.8$ helling 1:2.8

Uit de berekeningen blijkt dat het talud in nat zand moet worden aangepast naar een helling van 1:6. Het talud onder water ligt in het verlengde van de aangepaste helling, vandaar dat dit talud, rekening houdend met de uitvoering, ook wordt aangepast. De optimalisatie van hellingen van 1:3 naar 1:2.5/2.8 of van 1:6 naar 1:5.1/5.7 wordt niet bekeken. Het gevolg hiervan is dat het verschil tussen een bekken-dijk aan zeezijde of landzijde weg valt.

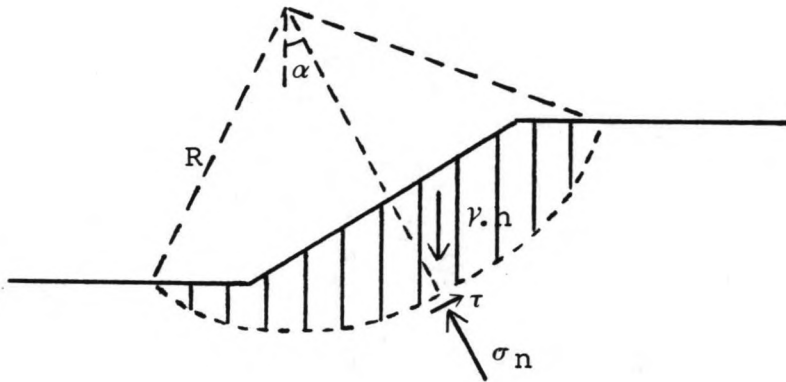
figuur 8.4: aangepaste bekkendijk
schaal, idem



8.5 Afschuiven

8.5.1 Inleiding

Voor de beoordeling van de stabiliteit van taluds wordt uitgegaan van de methode Bishop. Deze methode gaat uit van cirkelvormige glijvlakken. Een en ander is weergegeven in figuur 8.5.



figuur 8.5: afschuiven

De grondmoot wordt opgedeeld in verticale lamellen met dezelfde breedte.

Het aandrijvend moment volgt uit het produkt van het gewicht van de grondlamellen en de afstand tot het middelpunt van de cirkel.

$$M_a = \sum \gamma \cdot h \cdot b \cdot R \cdot \sin \alpha$$

met: M_a = aandrijvend moment in KNm

γ = volume gewicht grond in KN/m^3

h = hoogte lamel in m

b = breedte lamel in m

R = straal cirkel in m

α = hoek tussen vertikaal en straal R in $^\circ$

Het tegenwerkend moment volgt uit het produkt van de schuifspanning langs de cirkel en de afstand tot het middelpunt van de cirkel.

$$M_t = \sum \frac{\tau \cdot b \cdot R}{\cos \alpha}$$

met: τ = schuifspanning in KN/m^2

Voor de schuifspanning geldt:

$$\tau = \sigma n \cdot \tan \varphi$$

met: σn = normaalspanning in KN/m²

φ = hoek van inwendige wrijving in °

De schuifspanning is hier een factor F (stabiliteitsfactor) kleiner dan de maximaal mogelijke. Er volgt:

$$\tau = \frac{1}{F} \sigma n \cdot \tan \varphi$$

Uit het momentenevenwicht volgt nu:

$$F = \frac{\Sigma (\sigma n \cdot \tan \varphi / \cos \alpha)}{\Sigma v \cdot h \cdot \sin \alpha}$$

Deze vergelijking is de basis voor de stabiliteitsberekeningen voor afschuiven.

De methode Bishop onderscheidt zich van andere door ook de krachten tussen de lamellen te beschouwen (7.1).

De grenstoestand afschuiven wordt zowel voor het buiten- als binnentalud gecontroleerd door voor verschillende cirkels de stabiliteitsfactor F uit te rekenen. De maatgevende cirkel is die met de kleinste stabiliteitsfactor. Voor controle wordt gebruik gemaakt van de computer.

8.5.2 Programma STABIL

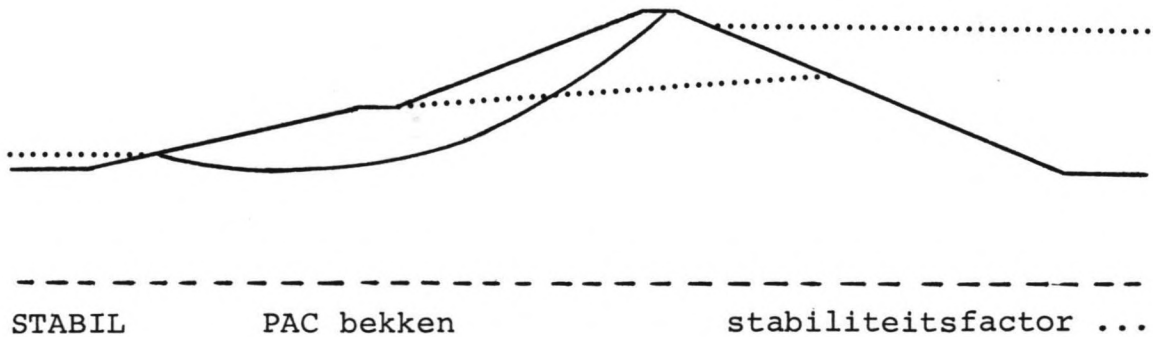
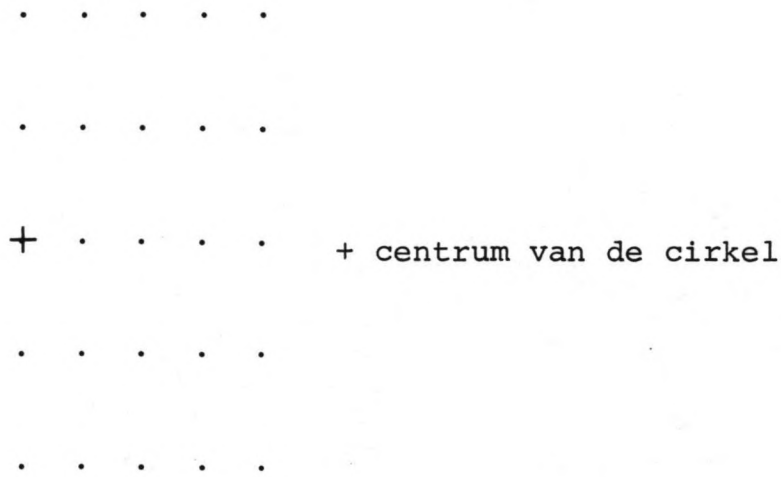
Voor controle van de grenstoestand afschuiven wordt gebruik gemaakt van het computerprogramma STABIL van A. Verruijt (8.2). Dit programma bepaalt bij een gegeven geometrie van het dijklichaam, ligging freatische lijn en grondparameters, de cirkel met de kleinste stabiliteitsfactor.

Achtereenvolgens moeten worden ingevoerd:

- coördinaten dijklichaam
- coördinaten freatische lijn
- verbindingslijn tussen de punten van het dijklichaam
- grondparameters (zie 8.2 ad 3)
- aantal lamellen

Het programma STABIL onderzoekt 25 cirkels tegelijkertijd. De middelpunten van deze cirkels worden weergegeven door een coördinatennet van 5 punten horizontaal en 5 punten vertikaal. Zowel het middelpunt van dit net als de lengte in horizontale en verticale richting worden ingevoerd.

Als laatste moet een punt van de cirkel worden ingevoerd. Ook hier is het mogelijk verschillende punten in te voeren. Voor elk van de ingevoerde punten bekijkt het programma 25 cirkels.



figuur 8.6: voorbeeld programma STABIL

8.5.3 Resultaten

Voor controle van de stabiliteit van de taluds wordt onderscheid gemaakt in:

- 1 controle buitentalud
- 2 controle binnentalud

ad 1 controle buitentalud

Op bijlage II is de invoer van het programma weergegeven en in figuur 8.7 de uitvoer.

Het blijkt dat enkele tientallen van de honderden onderzochte cirkels een stabiliteitsfactor in de orde van 1.9 hebben. Deze cirkels hebben verschillende middelpunten en stralen. De cirkel met de kleinste stabiliteitsfactor is weergegeven in figuur 8.7.

ad 2 controle binnentalud

Op bijlage II is de invoer van het programma weergegeven en in figuur 8.8 de uitvoer.

Opgemerkt moet worden dat de bekkendijk gespiegeld is in zijn as voor controle van het binnentalud.

Wederom blijkt dat enkele tientallen van de honderden cirkels een stabiliteitsfactor in de orde van 1.9 hebben. De cirkel met de kleinste stabiliteitsfactor is weergegeven in figuur 8.8.

Het blijkt dat aan de eis van een stabiliteitsfactor van 1.6 of 1.8 wordt voldaan, door zowel het buiten- als binnentalud.

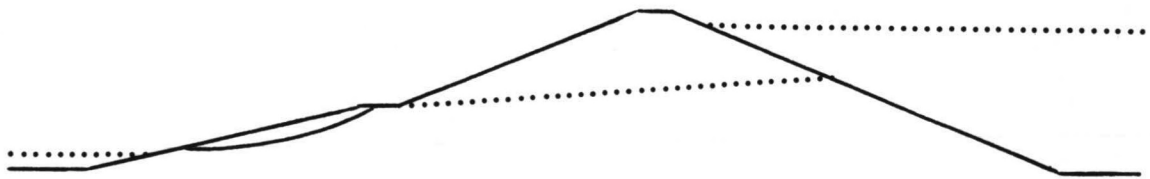
.

. . + . . R = 412 m

.

.

.



STABIL

PAC buitentalud

stabiliteitsfactor 1.9

figuur 8.7

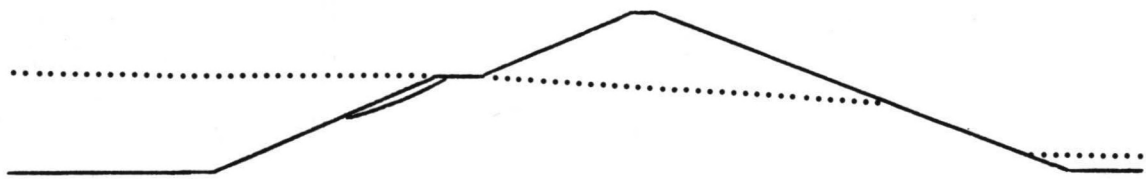
• • • • •

• • • • •

• • • • •

• • • • •

• • + • • R = 228 m



STABIL

PAC binnentalud

stabiliteitsfactor 1.9

figuur 8.8

8.6 Interne erosie

Indien er sprake is van stroming onder de dijk bestaat het gevaar dat de dijk bezwijkt ten gevolge van interne erosie. Aangenomen wordt dat het binnentalud waterdicht is bekleed. De grenstoestand wordt gecontroleerd met de formule van Lane (zie 5.4.4):

$$\frac{l/3l + v}{H} < c$$

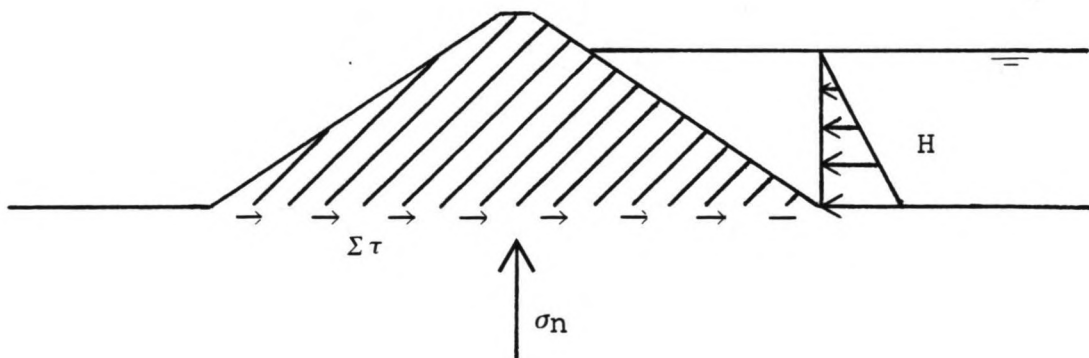
met: l = lengte horizontale kwelweg is lengte dijk = 282 m
 v = lengte verticale kwelweg = 0 m
 H = verval = 40 m
 c = coëfficiënt zand = 5 à 7

Er volgt: $2.35 < 5 \text{ à } 7$

Er is dus geen gevaar voor interne erosie.

8.7 Horizontaal afschuiven

De horizontale waterdruk tegen de bekkendijk mag de opneembare schuifkracht niet overschrijden.



figuur 8.9: horizontaal afschuiven

De aandrijvende kracht wordt gevormd door de waterdruk:

$$F_a = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot H^2$$

met: F_a = aandrijvende kracht in KN/m'

ρ = volume gewicht water = 1000 kg/m³

g = 10 m/s

H = verval = 40 m

Er volgt: $F_a = 8000$ KN/m'

De tegenwerkende kracht wordt gevormd door de sommatie van schuifspanningen:

$$F_t = \sum \tau = \sum \frac{1}{F} \cdot \sigma n \cdot \tan \varphi$$

met: τ = schuifspanning in KN/m²

F = stabiliteitsfactor

σn = normaalspanning in KN/m²

φ = hoek van inwendige wrijving = 33°

De normaalspanning volgt uit het gewicht van het dijklichaam (hoogte x breedte x volume gewicht grond) is 128.000 KN/m'. Voor het volume gewicht van de grond is het droog volume gewicht ingevoerd. Wordt er rekening gehouden met water in het dijklichaam dan wordt de normaalspanning groter.

De stabiliteitsfactor volgt nu uit:

$$F = \frac{\sum \sigma n \cdot \tan \varphi}{\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot H^2} = 10.4$$

Deze waarde is duidelijk groter dan 1.6 of 1.8. Er is dus geen gevaar voor horizontaal afschuiven van de bekkendijk.

8.8 Afronding stabiliteit

Voor berekening van de stabiliteitsfactor is een relatie te leggen met de veiligheidscoëfficiënt of faalkans. De stabiliteitsfactor bedraagt aan zeezijde van het bekken 1.6 en aan landzijde 1.8. De stabiliteitsfactor wordt gebruikt bij controle van de grenstoestanden in dit hoofdstuk.

De grenstoestanden lokale instabiliteit en afschuiven hebben tot gevolg dat de helling van het onderste gedeelte van het buitentalud verandert van 1:3 naar 1:6. Dit betreft het gebied vanaf de bodem tot N.A.P. + 14 m. De overige hellingen van de bekkendijk blijven 1:3. De stabiliteitsfactor bedraagt bij beide grenstoestanden 1.9, zodat het verschil tussen een dijk aan zee- of landzijde van het bekken weg valt. De stabiliteitsfactor is hoger dan nodig. Optimalisatie van het dijklichaam is dan ook nog mogelijk, maar wordt in dit afstudeerwerk niet bekeken.

De grenstoestanden interne erosie en horizontaal afschuiven hebben geen gevolgen voor het ontwerp.

9 DEFORMATIES

9.1 Inleiding

De verticale en horizontale verplaatsingen van de ondergrond, deformaties, worden in dit hoofdstuk bekeken.

Bekeken wordt wat de invloed van de bouw van de dijk en het vullen van het bekken met water op de ondergrond is. Dit gebeurt met het elementen programma ICES-STRUDLE.

De deformaties in het dijklichaam zelf worden buiten beschouwing gelaten. Aangenomen wordt dat de klink van het dijklichaam voltooid is voor ingebruikname van de dijk. Ook zal de invloed van waterstandvariaties in het bekken op de ondergrond niet worden bekeken.

9.2 Uitgangspunten

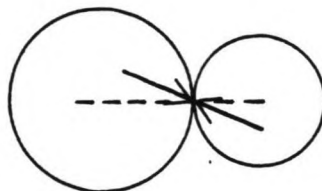
Uitgangspunten voor beschouwing van de deformaties zijn:

- bekendijk volgens figuur 6.1
(hoogte 50 m, hellingen 1:3)
- grondgegevens
 - $\gamma_d = 16 \text{ KN/m}^3$
 - $\gamma_n = 20 \text{ KN/m}^3$
 - $\phi = 33^\circ$
- waterdichte bekkenbodem

9.3 Grondgedrag

9.3.1 Inleiding

Vervormingen van grond worden bepaald door de korrelspanningen, die een maat zijn voor de kontaktkrachten in de punten waar de korrels elkaar raken. In een kontaktpunt tussen twee korrels kan een normaalkracht en een schuifkracht worden overgebracht.



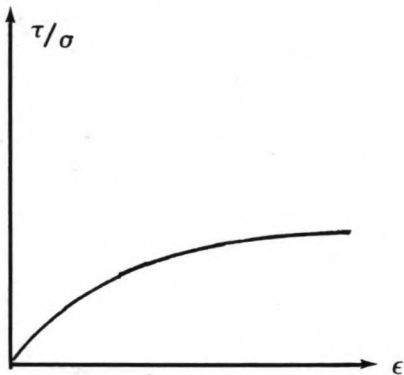
Als de schuifkracht een waarde krijgt van f maal de normaalkracht, zullen de korrels hun onderlinge ordening veranderen ($f =$ wrijvingscoëfficiënt). Deze verandering leidt tot deformaties. Het blijkt dat grond zich na belasting op twee manieren kan gedragen:

- 1 distorsie
- 2 kompressie

ad 1 distorsie

(verandering van vorm bij gelijkblijvend volume)

Bij belasting van een korrelskelet moet een steeds groter wordende schuifkracht ($f \times$ normaalkracht) worden overgebracht in de kontaktpunten. De korrels verplaatsen ten opzichte van elkaar, wat tot deformaties en zelfs tot bezwijken kan leiden. Het gedrag van grond bij distorsie is weergegeven in figuur 9.1.



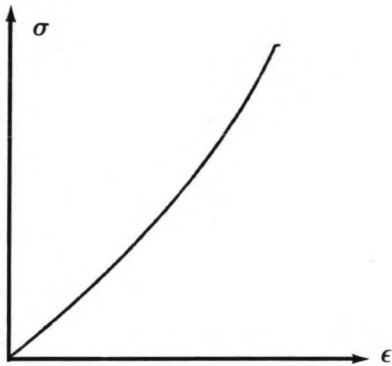
figuur 9.1: distorsie, met: τ_{ij} = deviatorspanning
 σ_o = isotropespanning
 ϵ_{ij} = vervorming/rek

Aangenomen wordt dat in een situatie van een pompaccumulatiecentrale op een ondergrond van zand dit gedrag niet optreedt. Op de al of niet juistheid van deze aanname, de schuifspanning wordt niet te groot, zal aan het eind van dit hoofdstuk worden ingegaan.

ad 2 kompressie

(verandering van volume bij gelijkblijvende vorm)

Bij kompressie is er geen reden voor de korrels om ten opzichte van elkaar te verplaatsen. De contactkrachten veranderen niet van richting. De schuifkrachten zullen wel aanwezig zijn, maar klein zijn ten opzichte van de normaalkracht. Er treedt herrangschikking van korrels op, geen korrelgroepen die zich bewegen. Het gedrag bij kompressie is weergegeven in figuur 9.2.



figuur 9.2: kompressie, met: σ_0 = isotrope spanning
 ϵ = vervorming/rek

Opgemerkt moet worden dat lokaal de schuifkracht bij kompressie wel te groot kan worden en het contact verbroken kan worden. Dit is echter niet van invloed op het gedrag van het totale grondpakket.

Bij het PAC-bekken wordt uitgegaan van een grondgedrag beschreven bij kompressie.

Verschillende onderzoekers hebben dit gedrag beschreven. Zo is er bijvoorbeeld de logaritmische samendrukkingswet van Terzaghi:

$$\epsilon = -\frac{1}{C} \cdot \ln\left(\frac{\sigma}{\sigma_1}\right)$$

met: ϵ = vervorming/rek

C = samendrukkingsconstante

σ = verticale spanning in KN/m^2

σ_1 = verticale spanning bij begin situatie in KN/m^2

De wet van Terzaghi geeft het verband tussen de verticale spanning en verticale rek.

Het samendrukkingsgedrag van zand blijkt uit onderzoek te kunnen worden beschreven met (9.1):

$$\epsilon = \delta \left(\frac{S}{S_0} \right)^\beta$$

met: ϵ = vervorming/rek

δ, β = constanten, experimenteel te bepalen

S = isotrope spanning in KN/m^2

S_0 = isotrope spanning bij begin situatie in KN/m^2

De coëfficiënt δ is nog afhankelijk van:

- poriëngetal n

Het poriëngetal geeft de verhouding van het volume van de poriën en het volume van de korrels.

- schuifspanningsverhouding τ/σ

Dit is de verhouding tussen de schuifspanning en de normaalspanning (zie 9.6).

Van zowel het poriëngetal als de schuifspanningsverhouding wordt de invloed op de coëfficiënt δ buiten beschouwing gelaten.

In het vervolg van dit hoofdstuk zal met laatsgenoemde relatie worden gewerkt.

9.3.2 Lineair elastisch grondgedrag

Bij lineair elastisch grondgedrag is er sprake van een evenredigheid tussen spanning en rek, weergegeven door de wet van Hooke:

$$\sigma = E \cdot \epsilon$$

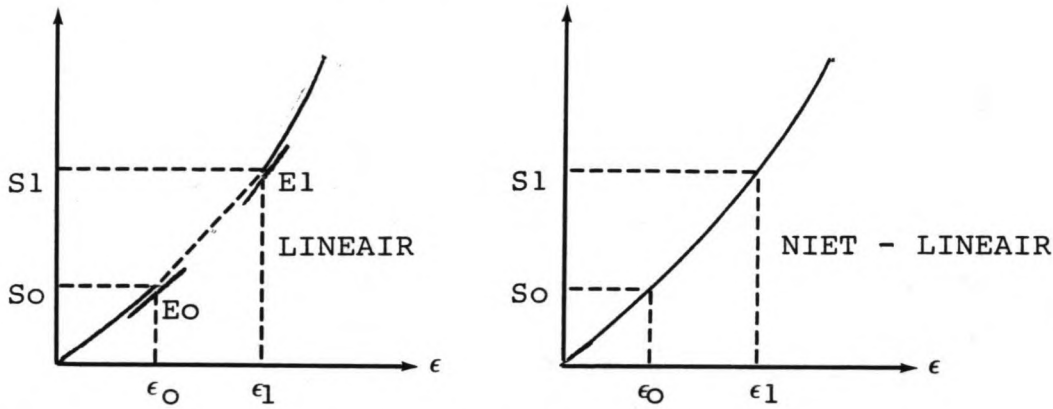
met: σ = spanning in KN/m^2

E = elasticiteitsmodulus (E-mod) in KN/m^2

ϵ = rek

Het gedrag van grond bij kompressie is niet lineair elastisch, zoals weergegeven in figuur 9.2.

Toch kan bij verkennende berekeningen voor deformaties worden uitgegaan van de wet van Hooke. Dit wordt duidelijk als de niet lineaire situatie wordt vergeleken met de lineaire situatie, figuur 9.3.



figuur 9.3:(niet) lineair grondgedrag

Opgemerkt wordt dat de belasting toeneemt van S_0 naar S_1 en de E-mod de raaklijn aan de grafiek is.

In de lineaire situatie is het verband tussen spanning en rek rechtlijnig (stippellijn). Het eindresultaat, de toename van de rek van ϵ_0 naar ϵ_1 , is echter voor bijde situaties dezelfde. Bij een juiste keuze van de E-mod is er voor het eindresultaat geen verschil. Immers de E-mod bepaalt de richting van de stippellijn.

Een goede benadering van deze E-mod is het gemiddelde van E_0 en E_1 .

9.3.3 Materiaalparameters

Voor lagere spanningsniveau's, bijvoorbeeld een bovenbelasting van 5 à 10 m zand, wordt de E-mod bepaald met behulp van traxiaal- en samendrukkingsproeven in laboratoria. Dit is ook gebeurd bij het grondonderzoek voor een pompaccumulatiecentrale (3.4). Er zijn echter maar een tweetal E-moduli bekend.

Voor hogere spanningsniveau's worden de bekende E-moduli geëxtrapoleerd met behulp van de relatie:

$$\epsilon = \delta \left(\frac{S}{S_0} \right)^\beta$$

Uitgangspunten voor bepaling van de E-moduli bij hogere spanningsniveau's zijn:

- constante $\beta = 0.37$, bepaald uit onderzoek
- $S = 50 \text{ KN/m}^2$ geeft $E = 30.000 \text{ KN/m}^2$
- $S = 100 \text{ KN/m}^2$ geeft $E = 50.000 \text{ KN/m}^2$

De E-moduli zijn bepaald uit laboratoriumproeven.

Er volgt nu met behulp van de wet van Hooke:

$$\epsilon = \frac{\Delta S}{E} = \alpha (S_1^\beta - S_0^\beta)$$

met: ϵ = vervorming/rek

$$\Delta S = S_1 - S_0 \text{ in } \text{KN/m}^2$$

E = elasticiteitsmodulus in KN/m^2

α = constante in m^2/KN (= δ , dimensieloos)

S_1 = isotrope spanning in KN/m^2

S_0 = isotrope spanning bij begin situatie in KN/m^2

Deze relatie geldt voor kleine spanningstoenames. Immers voor kleine spanningstoenames (orde 5 KN/m^2) is de lineaire situatie gelijk aan de niet lineaire.

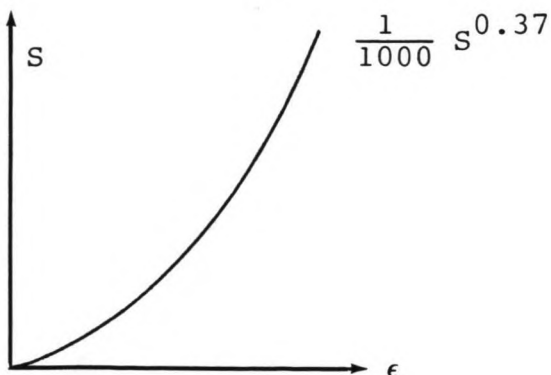
Er volgt nu voor :

$$\epsilon = \frac{5}{30.000} = \alpha (55^{0.37} - 50^{0.37}) \quad \dots \quad \alpha = \frac{1}{910}$$

$$\epsilon = \frac{5}{50.000} = \alpha (105^{0.37} - 100^{0.37}) \quad \dots \quad \alpha = \frac{1}{1000}$$

aanname: $\alpha = \frac{1}{1000} \text{ m}^2/\text{KN}$

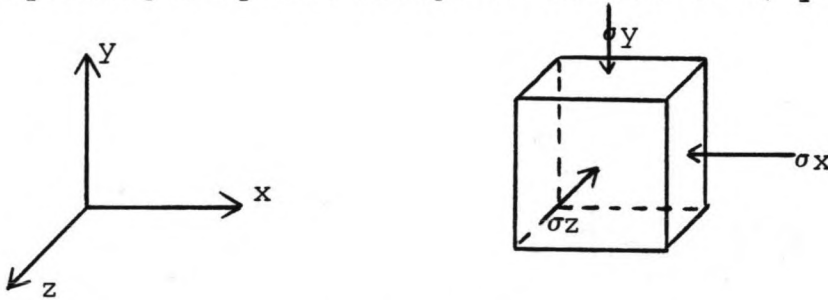
Het grondgedrag van zand bij een pompaccumulatiecentrale is nu bekend en weergegeven in onderstaand figuur.



Voor de berekening van E-moduli voor hogere spanningsniveau's geldt dus:

$$E = \frac{1000 (S_1 - S_0)}{(S_1^{0.37} - S_0^{0.37})} \text{ in KN/m}^2$$

In deze relatie komt de isotrope spanning S nog als onbekende voor. Deze spanning is het gemiddelde van de spanningen op een blokje of korrel in x , y en z richting.



In formulevorm: $S = 1/3 (\sigma_y + \sigma_x + \sigma_z)$

In een grondmassief zijn de twee horizontale spanningen σ_x en σ_z gelijk aan elkaar. De verhouding tussen de verticale spanning σ_y en de horizontale spanning bedraagt:

$$\sigma_x = K \cdot \sigma_y$$

Er zijn een drietal situaties te onderscheiden:

- aktieve gronddruk: $K = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \cong 1/3$
- passieve gronddruk: $K = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \cong 3$
- neutrale gronddruk: $K \cong 0.5$ (zand)

Zangezien de vervorming van de grond horizontaal niet verhinderd, maar ook niet gestimuleerd wordt, is er sprake van neutrale gronddruk.

Er volgt dan voor de isotrope spanning:

$$S = 1/3 \sigma_y + 2/3 \cdot 1/2 \sigma_y = 2/3 \sigma_y$$

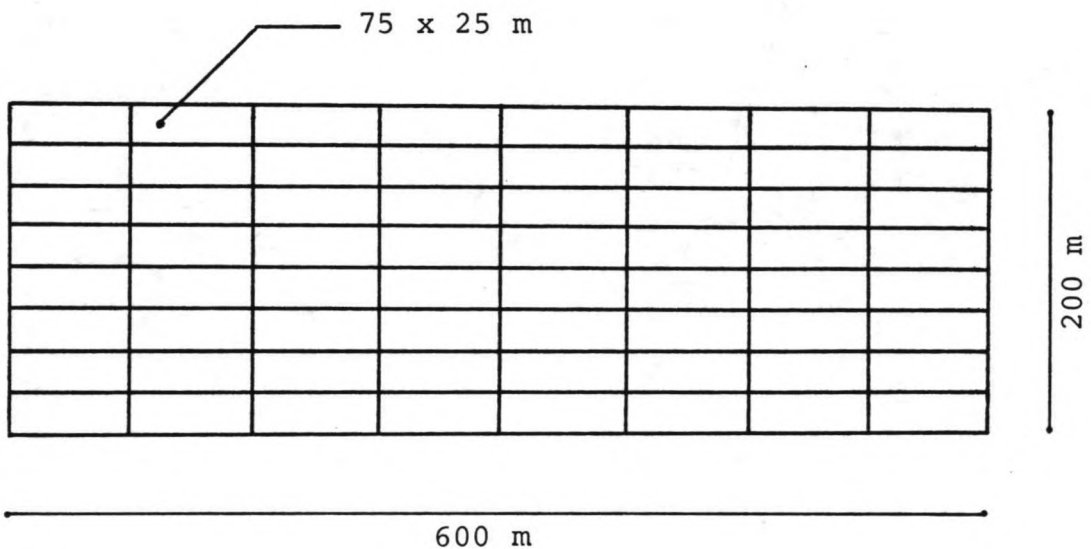
In het programma ICES-STRUDLE wordt deze verhouding weergegeven door de dwarscontractiecoëfficiënt :

$$K = \frac{\nu}{1-\nu} = 0.5 \quad \text{geeft } \nu = 0.33$$

9.4 Elementenmodel

Het programma systeem ICES is ontwikkeld voor het maken van civiel technische berekeningen (9.2). De gebruiker biedt zijn invoer aan door middel van commando's, die in een handleiding worden omschreven. Deze commando's zijn zo opgezet dat het gereedmaken van een probleem voor verwerking door de computer een eenvoudige zaak is. Ook de uitvoer is veelzijdig opgezet, zo kunnen verplaatsingen, krachten en spanningen worden uitgevoerd, evenals grafische uitvoer.

Het programma ICES-STRUDLE begint met het opzetten van een elementenmodel, weergegeven in figuur 9.4.



figuur 9.4: elementenmodel

In het elementenmodel is het dijklichaam niet weergegeven, omdat is aangenomen dat de klink van het dijklichaam voltooid is voor ingebruikname van het PAC-bekken.

Een aantal kenmerken van het model:

- de dieptegrens van het model wordt aangenomen op N.A.P.
- 200 m. Bij aanname van een andere dieptegrens wordt de vervorming anders.

- De verticale grens wordt bepaald uit de uitkomsten. De grens wordt daar gelegd waar de spanningen klein zijn in vergelijking met de spanningen direct onder de dijk.
- De elementen hebben afmetingen van 75 m horizontaal, 25 m vertikaal en een dikte van 1 m. De grootte van de elementen wordt bepaald door de uitkomsten, in het bijzonder de spanningsverandering van het ene element naar het andere. De elementen zijn plane strain elementen en hebben vier knooppunten.
- De belasting wordt geschematiseerd in de knooppunten.
- De knooppunten worden aan de onderzijde van het model in verticale richting vastgelegd. De zijkanten van het model worden in horizontale richting vastgelegd.

Een tweetal belastingstappen wordt onderscheiden:

- belasting van de ondergrond door het dijklichaam
- belasting van de ondergrond door het dijklichaam en belasting door het water in het bekken.

Hierbij wordt aangenomen dat de bekkenbodem waterdicht is, wat tot gevolg heeft dat het water geschematiseerd kan worden als bovenbelasting. Bij een open of gedeeltelijk dichte bodem wordt deze belasting minder. Wat tot gevolg heeft dat de verticale deformaties kleiner worden. Door de grondwaterstroming ontstaan dan echter weer andere problemen (zie 9.7).

Voor elke horizontale laag in het elementenmodel wordt in het programma een E-mod ingevoerd. Deze E-mod is berekend volgens de relatie weergegeven in de paragraaf materiaalparameters (zie 9.3.3). Voor zowel S_0 als S_1 is de E-mod bepaald, het gemiddelde van deze twee wordt ingevoerd. In tabel 9.1 zijn de E-moduli weergegeven. De dwarscontractiecoëfficiënt is voor alle elementen hetzelfde.

	S_0 (KN/m ²)	S_1 (KN/m ²)	E-mod (KN/m ²)
0 - 25 m	115	600	104.000
25 - 50 m	285	765	137.000
50 - 75 m	450	935	165.000
75 - 100 m	615	1100	189.000
100 - 125 m	785	1265	212.000
125 - 150 m	950	1435	233.000
150 - 175 m	1115	1600	254.000
175 - 200 m	1285	1765	273.000

tabel 9.1: E-moduli

De invoer van het programma ICES - STRUDLE is weergegeven in bijlage III.

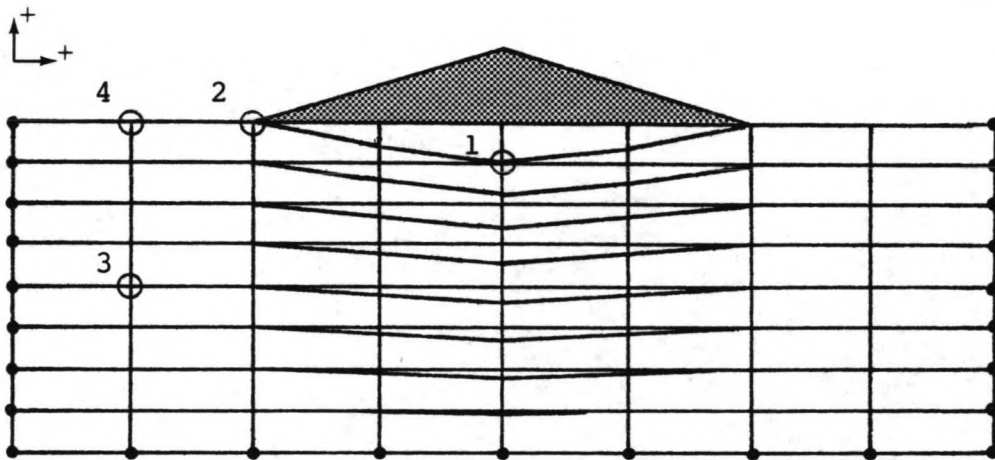
Bij de invoer van het programma moet eerst het elementenmodel opgebouwd worden uit knooppunten en elementen. Bij de knooppunten moet aangegeven worden in welke richting ze worden vastgelegd. De zijkanten van het model worden in horizontale richting vastgehouden, de onderkant in verticale richting. Vervolgens moeten de elasticiteismoduli en de dwarscontractiecoëfficiënt worden ingevoerd. Tenslotte wordt de belasting geschematiseerd in knooppunten.

Het programma rekent voor elk knooppunt en element de verplaatsingen, de reactiekrachten en de spanningen uit. De verplaatsingen worden grafisch weergegeven.

9.5 Resultaten berekeningen

De resultaten voor de verkennende berekeningen voor de deformaties van de ondergrond zijn voor:

Eerste belastingstap: bouw bekkendijk

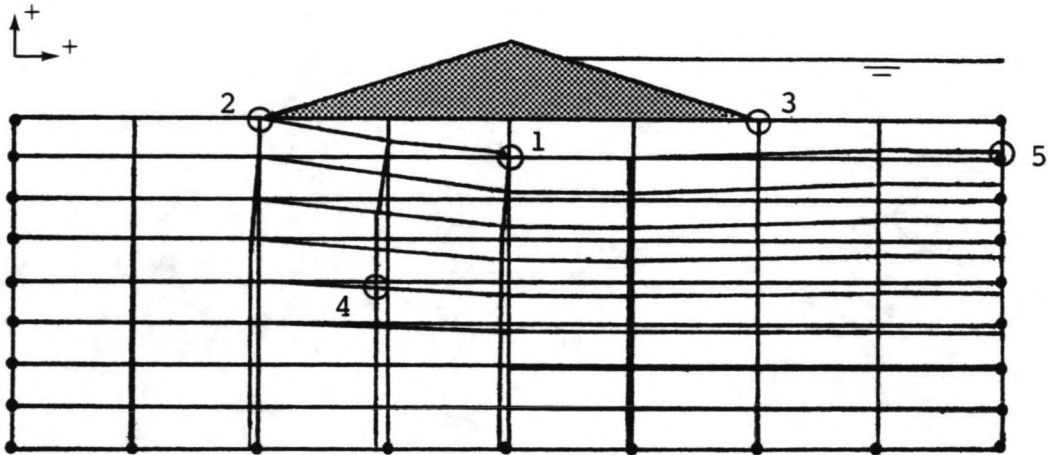


figuur 9.5 : deformaties ten gevolge van de bekkendijk

Voor een aantal karakteristieke punten wordt de horizontale (naar rechts positief) en de verticale verplaatsingen (naar boven positief) weergegeven:

- hart van de dijk (1)
horizontaal: 0 m, vertikaal: - 0.49 m
- voet van de dijk (2)
horizontaal: + 0.02 m, vertikaal: - 0.04 m
- ondergrond (3)
maximale horizontale verplaatsing: - 0.05 m
- zeebodem (4)
maximale verticale verplaatsing: + 0.02 m

Tweede belastingstap: bekkendijk en water in bekken



figuur 9.6: deformaties ten gevolge van de bekkendijk en 40 m water in het bekken

Voor een aantal karakteristieke punten geldt:

- hart van de dijk (1)
 horizontaal: - 0.05 m, vertikaal: - 0.48 m
- voet van de dijk aan zeezijde (2)
 horizontaal: - 0.02 m, vertikaal: - 0.01 m
- voet van de dijk aan bekkenzijde (3)
 horizontaal: - 0.05 m, vertikaal: - 0.41 m
- ondergrond (4)
 maximale horizontale verplaatsing: - 0.13 m
- bekkenbodem (5)
 maximale verticale verplaatsing: - 0.33 m

9.6 Beschouwing van de resultaten

9.6.1 Hoogte van het model

De vervormingen ten gevolge van de belasting zijn tot diep in de ondergrond merkbaar. Het model met een hoogte van 200 m geeft een verticale deformatie van 0.48 m. De ondergrens van dit model vervormt niet omdat de knooppunten in verticale richting zijn vastgelegd. Een model met een hoogte van bijvoorbeeld 400 m geeft een grotere verticale deformatie. Enig inzicht in de grootte van de deformaties bij een twee- of driemaal hoger model, geeft de formule van Terzaghi:

$$\epsilon = \frac{z_1}{h} = -\frac{1}{C} \cdot \ln \left(\frac{\sigma}{\sigma_1} \right)$$

met: ϵ = vervorming/rek

z_1 = deformatie in m

h = hoogte laag in m

C = samendrukkingsconstante

σ = verticale spanning en spanning ten gevolge van belasting in KN/m^2

σ_1 = verticale spanning bij begin situatie in KN/m^2

De samendrukkingsconstante, die voor zand tussen de 46 en 460 ligt, volgt nu uit bovenstaande formule. Het model wordt hiervoor opgedeeld in acht lagen van 25 m. Voor elk van deze lagen kan de deformatie z_1 worden bepaald met behulp van Terzaghi. Gelijkstelling van z_1 aan de deformatie z_2 , uitgerekend door het computerprogramma, levert de samendrukkingsconstante. Een en ander is weergegeven in tabel 9.2.

Bij aanname van $C = 200$ voor diepere lagen volgt op analoge manier:

0 - 200 m	deformatie $z = 0.48$ m
200 - 400 m	deformatie $z = 0.21$ m
400 - 600 m	deformatie $z = 0.13$ m

laag in m	σ	σ_1	z1 in m	z2 in m	c
0 - 25	975	250	34/C	0.107	318
25 - 50	1225	500	22.4/C	0.082	273
50 - 75	1475	750	16.9/C	0.067	252
75 - 100	1725	1000	13.6/C	0.057	239
100 - 125	1975	1250	11.4/C	0.049	233
125 - 150	2225	1500	9.9/C	0.043	230
150 - 175	2475	1750	8.7/C	0.039	223
175 - 200	2725	2000	7.7/C	0.036	214

tabel 9.2: berekening samendrukkingsconstante

Voor een model met een hoogte van 600 m volgt dat de verticale deformatie 0.82 m is. Opgemerkt wordt nog dat voor de berekening van deze deformatie de nodige aannamen zijn gedaan.

Op grond van bovenstaande beschouwing over de verticale deformatie, is er geen reden de aanname van 1 m voor de zetting van het dijklichaam en ondergrond te herzien. Deze aanname was gesteld om de kruinhoogte van de bekendijk te bepalen (zie 5.2).

9.6.2 Breedte van het model

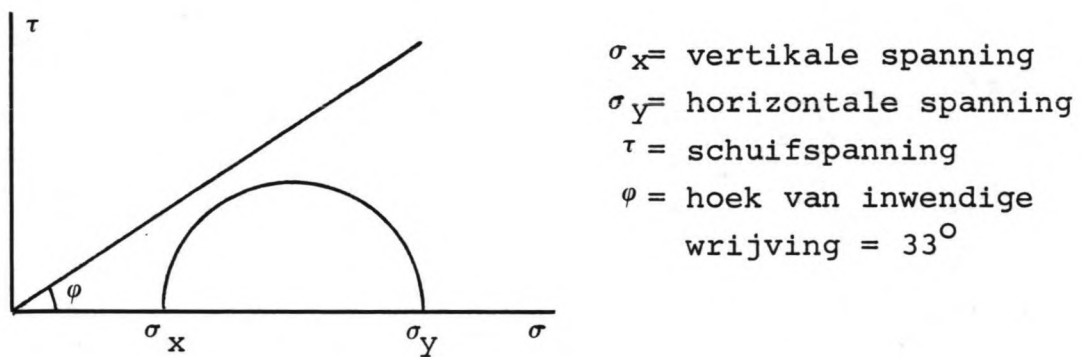
Het model is voldoende breed genomen. Dit volgt uit de spanningen in de knooppunten in het algemeen en de oplegreacties in het bijzonder. De oplegreacties aan de uiteinden van het model zijn 1/250 van de totale belasting. De belasting is goed verdeeld in de ondergrond.

9.6.3 Optreden van schuifspanningen

Aangenomen is dat de ondergrond van een PAC-bekken zich gedraagt overeenkomstig het gedrag bij kompressie. De voorwaarde is dan wel dat de schuifkrachten klein zijn ten opzichte van de normaalkrachten.

Een meer exacte omschrijving geeft als voorwaarde dat de verhouding tussen de schuifspanning en de normaalspanning kleiner moet zijn dan $2/3$.

De achtergrond hiervan wordt duidelijk met behulp van de cirkel van Mohr.



figuur 9.7 : Cirkel van Mohr

Een punt van de cirkel geeft de normaalspanning (horizontale as) en de schuifspanning (verticale as) op een zeker vlakje aan. Bezwijken treedt op als de cirkel raakt aan de lijn of in formule:

$$\tau = \sigma \tan \varphi$$

De optredende schuifspanning moet dus kleiner zijn dan de spanning bij bezwijken:

$$\tau < \sigma \tan \varphi$$

$$\text{met } \varphi = 33^\circ \text{ volgt: } \tau < 2/3 \sigma$$

Voldoet een elementje of knooppunt niet aan deze voorwaarde dan treedt lokaal bezwijken op. Gebeurt dit in een beperkt aantal punten dan heeft dat geen consequenties voor de constructie of voor het gedrag van de grond volgens kompressie. Is er een hele serie punten die niet aan deze voorwaarde voldoen dan bezwijkt de constructie.

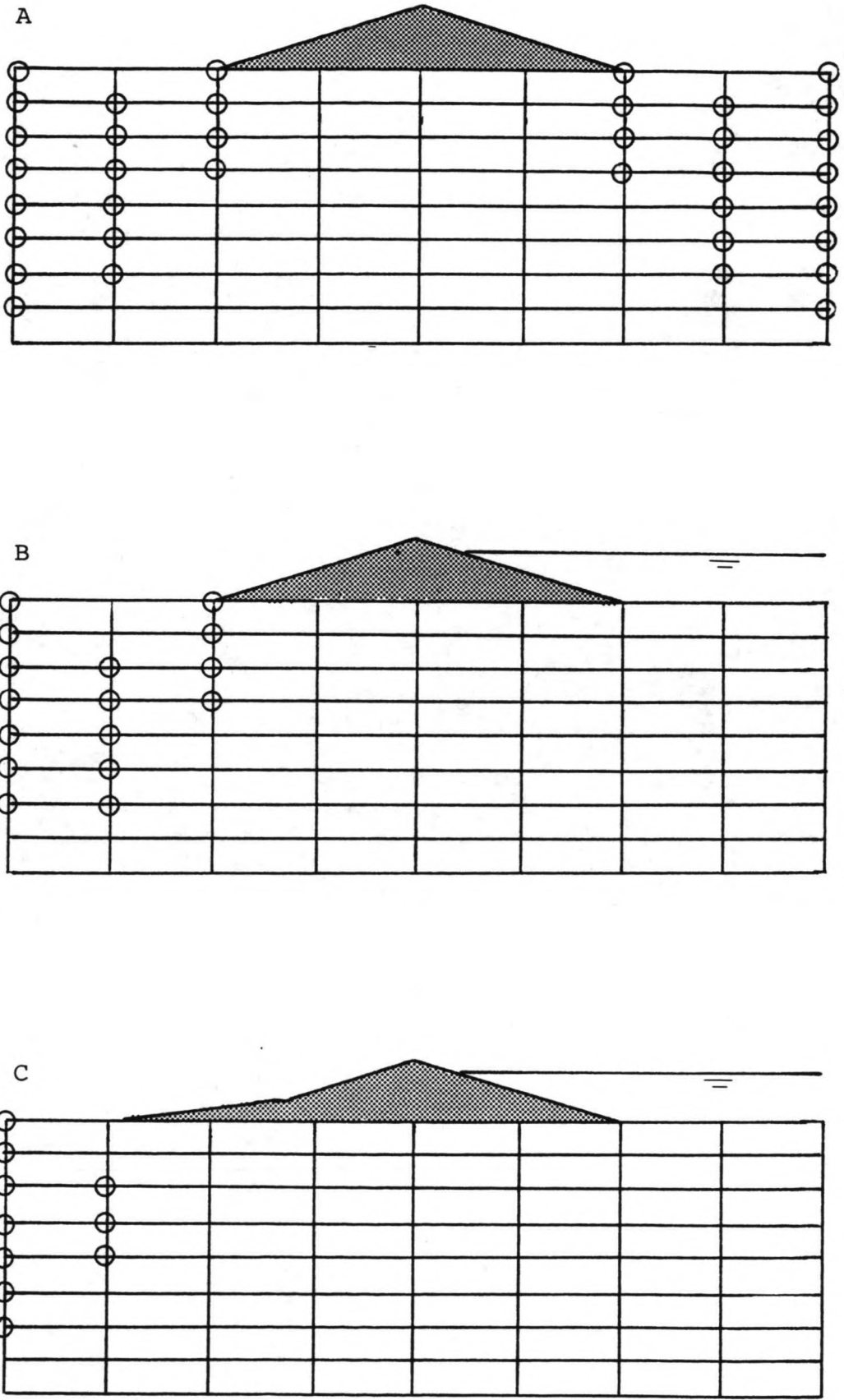
Bij de bouw van de dijk treedt aan zowel bekken- als zeezijde in een groot aantal punten een te grote schuifspanning op (zie figuur 9.8 A). Of deze situatie bezwijken van de constructie tot gevolg heeft is onbekend.

De te grote schuifspanning in de knooppunten aan het uiteinde van het model, is te verklaren doordat deze punten in horizontale richting niet kunnen bewegen.

Figuur 9.8 B toont de situatie bij de tweede belastingstap. De situatie aan de bekkenzijde is veel gunstiger. Nergens worden daar in de ondergrond de schuifspanningen te groot. De bovenbelasting (40 m water) en de waterdichte bekkenbodem zijn hiervoor verantwoordelijk.

Wordt het model belast door het uiteindelijk ontworpen dijkprofiel, dan blijkt ook de situatie aan de zeezijde gunstiger te zijn (figuur 9.8 C).

Het talud aan de zeezijde van de bekkendijk is flauwer, wat een verdeling van de belasting tot gevolg heeft. Er zijn nog steeds punten waar de schuifspanning te groot is, maar bezwijken van de constructie is zeer onwaarschijnlijk.



figuur 9.8 A,B,C: punten met te grote schuifspanning

9.7 Bekkenbodem

In de verkennende berekeningen voor de deformaties is aangenomen dat de bekkenbodem waterdicht is.

Bij toepassing van bijvoorbeeld slib als bekleding van de bodem is dit niet meer het geval. Het water in het bekken staat in meer of mindere mate in contact met het water in de ondergrond. De belasting op de ondergrond in het bekken is dan kleiner dan 40 m water. En als gevolg van deze geringere belasting worden de verticale deformaties in de ondergrond van het bekken kleiner dan bij een waterdichte bodem.

De belasting op de ondergrond neemt af omdat een gedeelte van de spanning van 40 m water wordt opgevangen door de waterspanning in de ondergrond. De korrelspanning neemt hierdoor minder toe dan bij een dichte bodem en hierdoor zijn de verticale deformaties ook kleiner.

Doordat het water in het bekken in contact staat met het water in de ondergrond is er wel sprake van een kwelstroom door de ondergrond. Deze kwelstroming zal de horizontale deformaties doen toenemen ten opzichte van de situatie met een waterdichte bodem waardoor geen kwel kan ontstaan.

Bij een geheel open bekkenbodem wordt de belasting in zijn geheel opgenomen door de waterspanning in de ondergrond. De verticale deformaties zijn dan gelijk aan nul. De horizontale deformatie zal echter als gevolg van de kwelstroming groter zijn dan in andere situaties.

De aanname van een waterdichte bekkenbodem geeft de grootste verticale deformaties en de kleinste horizontale deformaties ten opzichte van een gedeeltelijk doorlatende of open bekleding van de bodem.

9.8 Afronding deformaties

Het gedrag van grond bij belasting door een PAC-bekken kan beschreven worden door kompressie. De relatie tussen de spanning en vervorming bij kompressie wordt beschreven door Vermeer (9.1) en hieruit is de elasticiteitsmodulus te berekenen.

De elasticiteitsmoduli zijn nodig omdat gebruik wordt gemaakt van een elementenmodel voor bepaling van de deformaties. Het is niet mogelijk de deformaties anders te berekenen, bijvoorbeeld met Terzaghi, omdat dan gegevens ontbreken en de resultaten te beperkt zijn.

Uit computerberekeningen met behulp van het elementenmodel volgt dat de zetting van de ondergrond tussen de 0.5 en 1 m ligt. Bij bepaling van de kruinhoogte moet hier rekening mee worden gehouden. De horizontale verplaatsingen zijn afhankelijk van het al of niet afdichten van de bekkenbodem. Bij een waterdichte bekleding van de bodem zijn de horizontale deformaties kleiner dan bij een open bodem.

10 BEKLEDING BEKKENDIJK

10.1 Inleiding

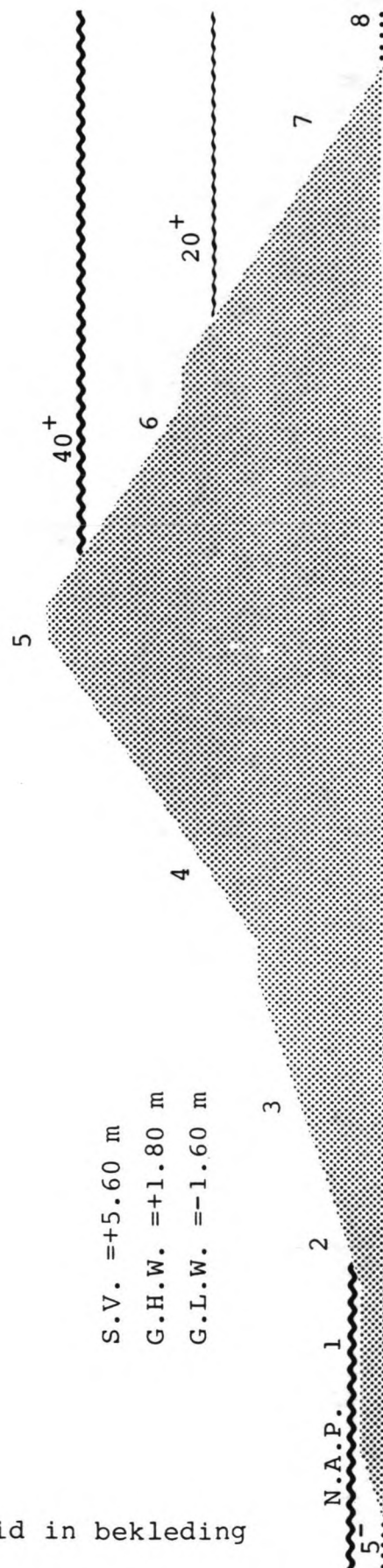
De bekleding van het dijklichaam bevindt zich op het grensvlak tussen grond en water of lucht. De functie van de bekleding is primair de bescherming van het zandlichaam tegen weersinvloeden en water. Daarnaast zal de bekleding nevenfuncties vervullen.

Het ontwerp van de bekleding is een onderdeel van het totale dijkontwerp. Er wordt uitgegaan van de bekkendijk uit figuur 8.4. De bekleding van het dijklichaam wordt in een achttal gebieden verdeeld (figuur 10.1):

- 1 plas- of kreukelberm
- 2 laagwater tot ontwerppeil
- 3 ontwerppeil tot maximum golfoploop
- 4 maximum golfoploop tot kruin
- 5 kruin
- 6 kruin tot laagste waterstand in bekken
- 7 laagste waterstand in bekken tot voet van de dijk
- 8 bekkenbodem

Alvorens in te gaan op deze gebieden zullen eerst de uitgangspunten worden vastgesteld.

figuur 10.1: bekkendijk met onderscheid in bekleding
schaal, idem



10.2 Uitgangspunten

In het algemeen geldt voor het ontwerp van bekleding:

- De bekleding moet de gronddeeltjes vasthouden.
- De bekleding moet bestand zijn tegen golf- en stroomaanval.
- Chemische en biologische invloeden mogen de bekleding niet aantasten.
- De bekleding moet zettingen van enkele decimeters kunnen volgen.
- De bekleding moet stabiel zijn.
- Indien er sprake is van een bekleding uit meerdere lagen, dan moeten deze lagen qua stabiliteit een geheel vormen.
- De doorlatendheid van de verschillende lagen van een bekleding moet op elkaar zijn afgestemd.

In verband met de grote oppervlakken aan bekleding bij een pompaccumulatiecentrale worden een aantal extra eisen gesteld:

- De bekleding moet eenvoudig aan te brengen zijn, liefst machinaal.
- De bekleding moet uit een beperkt aantal lagen bestaan.

Afhankelijk van de functie van de bekleding in een bepaald gebied kunnen nog specifieke uitgangspunten gelden, bijvoorbeeld ten aanzien van de waterdoorlatendheid.

Bij de verdere bespreking zal dit worden vermeld.

10.3 Bekleding algemeen

Voor de acht gebieden van bekleding uit figuur 10.1 wordt nagegaan welke materialen in aanmerking komen voor verdediging van het zandlichaam. Natuurlijke steen, beton, asfalt, hout of riet, kunststof of industriële producten komen in aanmerking (zie 4.1).

ad 1 plas- of kreukelberm

De voet van de dijk wordt aan de buitenkant als regel gevormd door de plas- of kreukelberm. De bekleding van deze berm en van het onderzeese talud moet waterdoorlatend zijn. Voor de bescherming van de berm worden zinkstukken toegepast met een laag stortsteen. De zinkstukken kunnen van rijshout, riet, kunststof of andere materialen worden gemaakt. Op het onderzeese talud moet de bekleding onder water worden aangebracht. Zie verder paragraaf 10.4.

ad 2 laagwater tot ontwerppeil

In een gebied dat loopt van N.A.P. - 1.85/1.40 tot N.A.P. + 5.60 m kunnen zowel stortsteen, betonblokken als open steenasfalt worden toegepast. De bekleding moet ook hier in verband met uittredend kwelwater doorlatend zijn. Zie verder paragraaf 10.5.

ad 3 ontwerppeil tot maximum golfoploop

Allereerst wordt de golfoploop bepaald. Dit gebeurt met de al eerder (zie 5.2 ad 2) genoemde formule:

$$z_{2\%} = RED \cdot 8 \cdot H_s \cdot \tan \alpha$$

met: $z_{2\%}$ = golfoploop die door 2% van de golven wordt overschreden in m

RED = reductiecoëfficiënt

H_s = significante golfhoogte = 4 m

α = taludhelling ($\tan \alpha = 1/3$)

Voor RED = 1 volgt: $z_{2\%} = 5.3 \text{ m}$

Door toepassing van een stormvloedsberm kan de golfoploop worden gereduceerd. Dit blijkt uit de reductiecoëfficiënt:

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

met: f = ruwheidsfactor bekleding = 0.6 à 1.2

(aanname $f = 1$)

β = invalshoek golven = 0°

B = breedte stormvloedsberm in m

L = golflengte in m

Bij een breedte B van 10 m van de stormvloedsberm en een golflengte L van 70 m volgt: $\text{RED} = 6/7$

Het blijkt dat een stormvloedsberm bij een flauwe helling (1:6) nauwelijks effect sorteert en alleen kostenverhogend werkt. Immers de lengte van de bekleding verandert nauwelijks.

max. freatische lijn tot +14 m.

Het gebied van ontwerppeil tot maximum golfoploop loopt dus van N.A.P. + 5.60 m tot N.A.P. + 10.90 m. De bekleding moet waterdoorlatend zijn. In aanmerking komen stortsteen, betonblokken en open steenasfalt (zie 10.5).

ad 4 maximum golfoploop tot kruin

Dit gebied is te splitsen in een gebied waar de bekleding waterdoorlatend moet zijn, een berm en een gebied waar weinig eisen aan de bekleding worden gesteld.

Het eerste gebied loopt van N.A.P. + 10.90 m tot N.A.P. + 14 m. De bekleding moet doorlatend zijn en de zandkorrels vasthouden. Geschikt zijn stortsteen, betonblokken, open steenasfalt. (zie 10.5).

De berm, die zich op N.A.P + 14 m bevindt, wordt belast door voertuigen. Aangenomen wordt dat een bekleding van 20 cm asfaltbeton voldoende is.

Het gebied vanaf de berm tot de kruin loopt van N.A.P. + 14 m tot N.A.P. + 45 m. De bekleding heeft als enige functie de gronddeeltjes van de dijk vast te houden.

Het meest simpele is de toepassing van een laag klei van 0.6 tot 1 m dikte, met teelaarde en beplanting.

ad 5 kruin

Hiervoor geldt hetzelfde als voor de buitenberm. Een bekleding van 20 cm asfaltbeton is voldoende om de druk van voertuigen te verspreiden en in het zandlichaam op te laten nemen.

ad 6 kruin tot laagste waterstand in het bekken

Het gebied loopt van N.A.P. + 45 m tot N.A.P. + 20 m. De bekleding moet waterondoorlatend zijn en bestand zijn tegen golven en stroming. Alleen asfaltbeton komt in aanmerking, eventueel in combinatie met kunststofmembranen of mastiek. Klei is wel slecht waterdoorlatend maar ongeschikt om een steeds bewegende watermassa, zonder erosie van de klei te keren. Betonnen platen geven als waterkerende bekleding problemen met het volgen van zettingen en de verbinding tussen de elementen blijft een gevaarlijke schakel. Zie verder paragraaf 10.6.

De binnenberm wordt bekleedt met 20 cm asfaltbeton.

ad 7 laagste waterstand in het bekken tot voet van de dijk

De bekleding loopt van N.A.P. + 20 m tot N.A.P. - 5 m en moet waterondoorlatend zijn. In aanmerking komen mastiek, asfaltbeton en kunststofmembranen (zie 10.6).

ad 8 bekkenbodem

De oppervlakte van de bodem kan geheel of gedeeltelijk bekleed worden, maar ook de bekleding zelf kan geheel of gedeeltelijk waterondoorlatend zijn. In aanmerking komen kunststof- of asfaltmembranen, klei of slib.

Zie verder paragraaf 10.7.

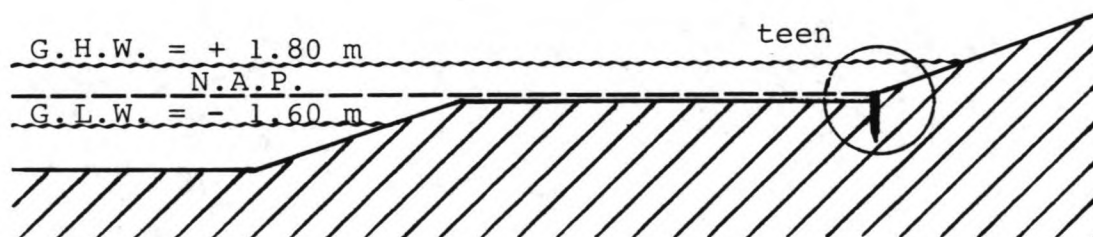
10.4 Bekleding plas- of kreukelberm

De plas- of kreukelberm die zich aan de voet van het buitentalud bevindt heeft een aantal functies:

- ondersteuning van het verdedigd buitentalud
- signaleren van verdiepingen van de vooroever
- beperking golfaanval op het buitentalud, door toepassing van een brede (enkele tientallen meters) berm en deze voldoende zwaar te bestorten.

De berm bevindt zich 1 m boven laagwater, N.A.P. - 0.50 m, dit om bij laagwater nog te kunnen controleren of de berm in tact is. Ook na eventuele zettingen van enkele decimeters blijft de berm nog boven laagwater.

De berm en de onderzeese oever worden bekleed met zinkstukken en stortsteen, die doorlopen tot aan de teen van de dijk (zie figuur 10.2).



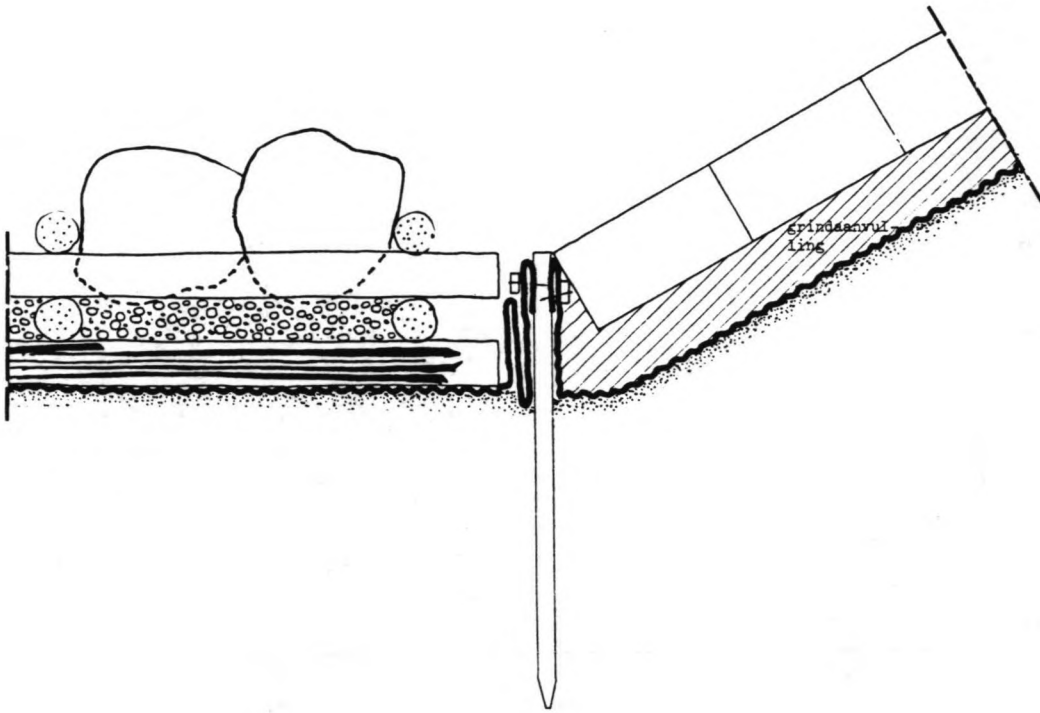
figuur 10.2: plas- of kreukelberm

De scheiding tussen de bekleding van de berm en de bekleding van het buitentalud wordt gevormd door de teenconstructie. Deze teenconstructie dient ervoor:

- de bekleding van het buitentalud te ondersteunen en te beschermen tegen ontgroningen
- bevestiging van het zinkstuk.

De teenconstructie wordt ook wel gedefinieerd als overgangsconstructie. In figuur 10.3 is als voorbeeld de teenconstructie weergegeven met de aansluiting op beide bekledingen.

Het zinkstuk dat direkt aan de teen grenst wordt kraagstuk genoemd.



figuur 10.3: voorbeeld teenconstructie

De teen wordt gemaakt van azobé palen verbonden door een teenschot van azobé hout. Een damwand wordt niet toegepast vanwege het uittredende water uit het talud en de plasberm. De teen wordt aangebracht op 1 m boven laagwater.

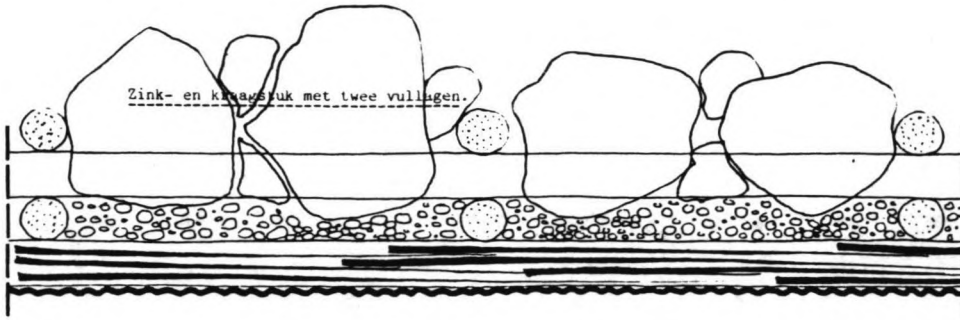
Voor de bekleding van de plas- en kreukelberm en het onderzeese talud, zijn een drietal alternatieven mogelijk:

- 1 zinkstuk van rijshout in combinatie met kunststof en eventueel riet
- 2 betonblokkenmat
- 3 open steenasfaltmat

De bekleding moet zanddicht en waterdoorlatend zijn.

ad 1 zinkstuk van rijshout

De zinkstukken bestaan uit een roosterwerk van rijshout. De zinkstukken worden zandkerend door toepassing van een kunststofweefsel en worden aan de grond gezet door bestorting met steen.



figuur 10.4: rijshouten zinkstuk

De zinkstukken zijn arbeidsintensief zowel bij het maken als bij het afzinken. Daarnaast speelt het tekort aan hout en de kosten voor het afzinken.

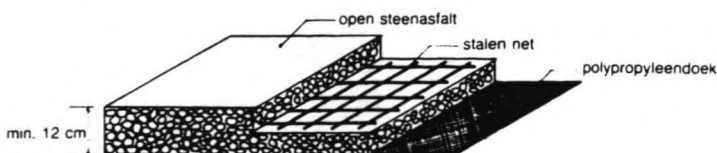
Zinkstukken worden dan ook niet toegepast indien er een groot oppervlak moet worden bekleed, zoals bij een PAC.

ad 2 betonblokkenmat

Een (beton)blokkenmat bestaat uit een zandkerend waterdoorlatend kunststofweefsel met betonblokken erop. De betonblokken dienen als ballast voor het aan de grond zetten van de mat en als bescherming voor het weefsel bij bestorting met steen.

ad 3 open steenasfaltmat

De open steenasfaltmat bestaat uit een zandkerend waterdoorlatend kunststofweefsel met een laag open steenasfalt erop. In verband met het aan de grond zetten van de mat is het open steenasfalt versterkt met een stalen net. Na afzinken kan de mat, indien nodig, met steen worden bekleed.



figuur 10.5: open steenasfaltmat

De keuze voor de bekleding van de plasberm en het onderzeese talud zal vooral worden bepaald door de kosten van de blokkenmat en de steenasfaltmat.

Daarnaast is, voor bescherming van de mat tegen golven en stroming, een bestorting met breuksteen noodzakelijk. Het gewicht en de diameter van dit breuksteen kan met behulp van de formule van Hudson of uit praktijkonderzoek worden bepaald.

De formule van Hudson is weergegeven in paragraaf 10.5.3 en geeft als resultaat dat breuksteen met een sortering van 1000/3000 kg voldoet ($H_s = 4 \text{ m}$).

Uit praktijkonderzoek volgt een dikte van 1 m van de stenen en eveneens een sortering van 1000/3000 kg (sterkte parameter = 2). De dikte van de laag breuksteen bedraagt twee maal de dikte van de stenen (2 m).

10.5 Bekleding buitentalud

10.5.1 Inleiding

Het gaat hier om het buitentalud van laagwater N.A.P. - 1.85/1.40 tot N.A.P. + 14 m. De bekleding moet waterdoorlatend zijn en zandkerend. Daarnaast gelden specifieke eisen voor het gebied van:

2 laagwater tot ontwerppeil

(N.A.P. - 1.85/1.40 tot N.A.P. + 5.60 m)

De bekleding wordt belast door golven en stroming.

3 ontwerppeil tot maximum golfoploop

(N.A.P. + 5.60 m tot N.A.P. 10.90 m)

De bekleding wordt belast door golfoploop.

4 maximum golfoploop tot buitenberm

(N.A.P. + 10.90 m tot N.A.P. + 14 m)

De bekleding heeft als enige functie het vasthouden van de gronddeeltjes en moet waterdoorlatend zijn.

Voor de drie verschillende gebieden zal een bekleding worden ontworpen. Het gebied tussen laagwater en ontwerppeil is maatgevend. Voor de andere twee gebieden zal de bekleding hetzelfde zijn maar de dikte aanzienlijk minder. Deze dikte zal in dit afstudeerwerk niet worden bepaald.

Voor bescherming van het buitentalud komen in aanmerking:

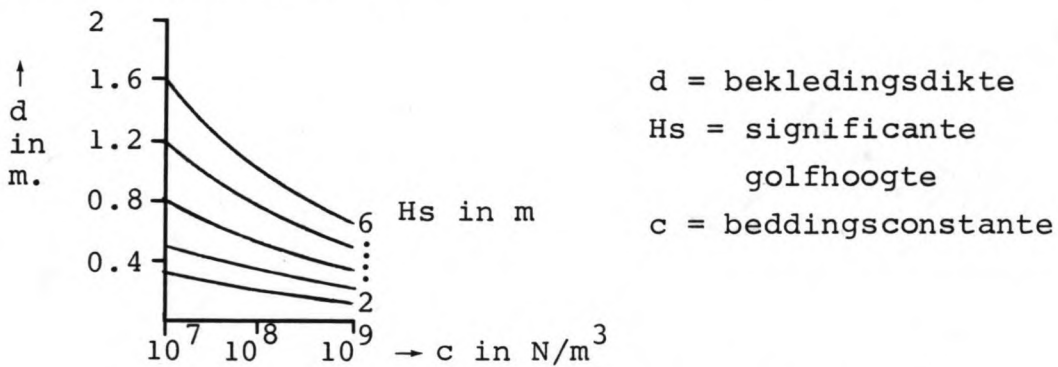
- open steenasfalt
- stortsteen
- gezette bekleding
- duin

Achtereenvolgens zullen deze bekledingen worden besproken.

10.5.2 Open steenasfalt

Een bekleding van open steenasfalt wordt altijd toegepast in combinatie met een filter van zandasfalt of kunststofdoek. De afwerking van de ondergrond is van belang voor een constante laagdikte van het open steenasfalt. Toleranties in de ondergrond kunnen moeilijk worden verwerkt door de bekleding. Zandasfalt kan als onderlaag voldoen aan de vereiste vlakheid, tevens kan het dienst doen als tijdelijke bekleding.

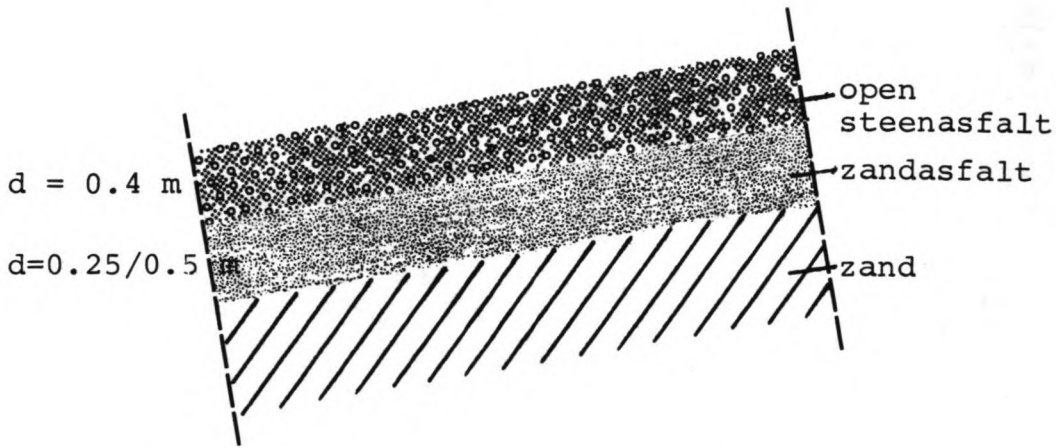
De dikte van het open steenasfalt volgt uit figuur 10.6. De dikte is afhankelijk van de beddingsconstante van de ondergrond (zandasfalt, beddingsconstante $> 5 \cdot 10^8 \text{ N/m}^3$), van de significante golfhoogte ($H_s = 4 \text{ m}$) en van de taludhelling (1:6).



figuur 10.6: benodigde laagdikte open steenasfalt

Voor bepaling van figuur 10.6 is aangenomen dat de grootste belastingen, die golven op een plaatvormige bekleding kunnen uitoefenen, de klappen zijn van overstortende golven. De buigspanningen die deze overstortende golven veroorzaken mogen de toelaatbare bezwijkspanning niet overschrijden (10.1).

De benodigde dikte van open steenasfalt bedraagt 0.4 m. De dikte van de onderlaag van zandasfalt wordt in dit afstudeerwerk niet berekend. Aangenomen wordt dat een dikte van 0.25 à 0.50 m voldoet.



figuur 10.7: bekleding van open steenasfalt (1:40)

10.5.3 Stortsteen

Tientallen jaren wordt de formule van Hudson al gebruikt om de stabiliteit van los gestorte blokken/steen in golfaanval te berekenen:

$$G > \frac{\rho_{st} \cdot g \cdot H_s^3 \cdot \tan \alpha}{K_d \cdot \Delta^3}$$

met: G = steengewicht in N

ρ_{st} = soortelijke massa steen in kg/m^3

$g = 10 \text{ m/s}^2$

H_s = significante golfhoogte in m

α = taludhelling in $^\circ$

K_d = vormfactor = 2.5 à 3.5 (indien schade niet acceptabel is)

$\Delta = \frac{\rho_{st} - \rho_w}{\rho_w}$

ρ_w = soortelijke massa water in kg/m^3

Door de los gestorte steen te penetreren met gietasfalt kan het benodigde steengewicht worden verminderd. Dit wordt in rekening gebracht door het opwaarderen van de vormfactor K_d :

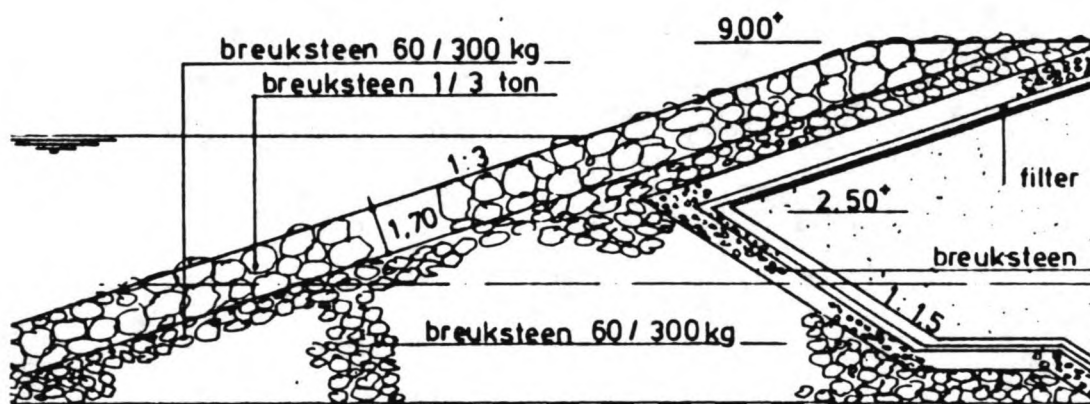
- 30 % vulling van de holle ruimten, $K_d \times 1 \text{ à } 1.5$
- 60 % vulling van de holle ruimten, $K_d \times 5 \text{ à } 7$

Niet alleen is het gewicht en de afmetingen van de bovenste laag stortsteen van belang, maar ook de lagen eronder bepalen de stabiliteit van de bekledingsconstructie.

Een constructie bestaande uit een of meerdere lagen korrelig materiaal wordt een granulair filter genoemd. De grootte van de korrels loopt naar boven toe op. De onderste laag van het filter houdt het zand van het dijklichaam vast, terwijl de bovenste laag bestand is tegen aanvallen van golven en stroming. De bovenste laag kan worden berekend met de formule van Hudson.

In het granulair filter worden geen, één of meerdere tussenlagen toegepast, afhankelijk van de diameter van de toplaag. Iedere laag, die op een andere laag met kleinere korrels ligt, heeft namelijk tot taak de laag eronder in stand te houden. Er mogen geen korrels weg spoelen. Voor de verhouding van de diameters van de korrels in twee aangrenzende lagen zijn zogenaamde filterwetten beschikbaar.

Op de berekening van een granulair filter als bekleding van het buitentalud wordt verderop ingegaan (zie 10.5.4) Een voorbeeld van een granulair filter is weergegeven in figuur 10.8.

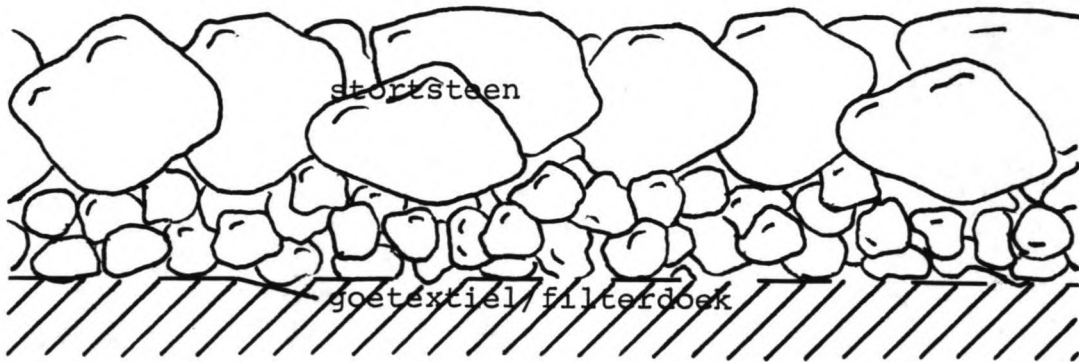


figuur 10.8: granulair filter

De eisen die aan een granulair filter worden gesteld ten aanzien van zanddichtheid en waterdoorlatendheid, kunnen ook worden vervuld door een kunststof filterdoek.

Het filterdoek zorgt voor een aanzienlijke besparing van stortsteen en werkt dus kostenverlagend. Het filterdoek heeft een geringe dikte en een samenhang.

Het filterdoek wordt toegepast in combinatie met stortsteen of andere materialen.



figuur 10.9: granulair filter met filterdoek

Als voorbeeld kan worden genoemd een bekleding van betonblokken op filterdoek. Zo'n gezette bekleding kan niet worden berekend met de formule van Hudson. Hudson bekijkt alleen de stabiliteit van individuele elementen en houdt geen rekening met wrijvings- en inklemmingskrachten door de naastliggende elementen uitgeoefend.

Dankzij praktijk- en laboratoriumonderzoek kan een gezette bekleding toch worden gedimensioneerd. In de volgende paragraaf zal hier verder op worden ingegaan. Het granulair filter met filterdoek zal in die beschouwing worden meegenomen.

10.5.4 Gezette bekleding

Sluitende regels voor het ontwerpen van een gezette bekleding ontbreken. Dankzij praktijk- en laboratoriumonderzoek kunnen de verschillende typen bekleding toch worden gedimensioneerd.

Aangenomen wordt dat de stabiliteit van de bekleding evenredig is met de dikte D en de relatieve dichtheid onder water Δ . Met betrekking van de golfhoogte erbij volgt dan de dimensieloze sterkte parameter: $H/\Delta D$.

Voor onderlinge vergelijking van constructies wordt gebruik gemaakt van de surf similarity parameter ξ of breaker index.

Er geldt:

$$\xi = \tan \alpha \frac{1.25 T}{\sqrt{H_s}} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H}{L_o}}}$$

met: α = taludhelling ($\tan \alpha = 1/6$)

T = golfperiode = 6.6 s

H_s = significante golfhoogte = 4 m

H = golfhoogte in m

L_o = golflengte in m

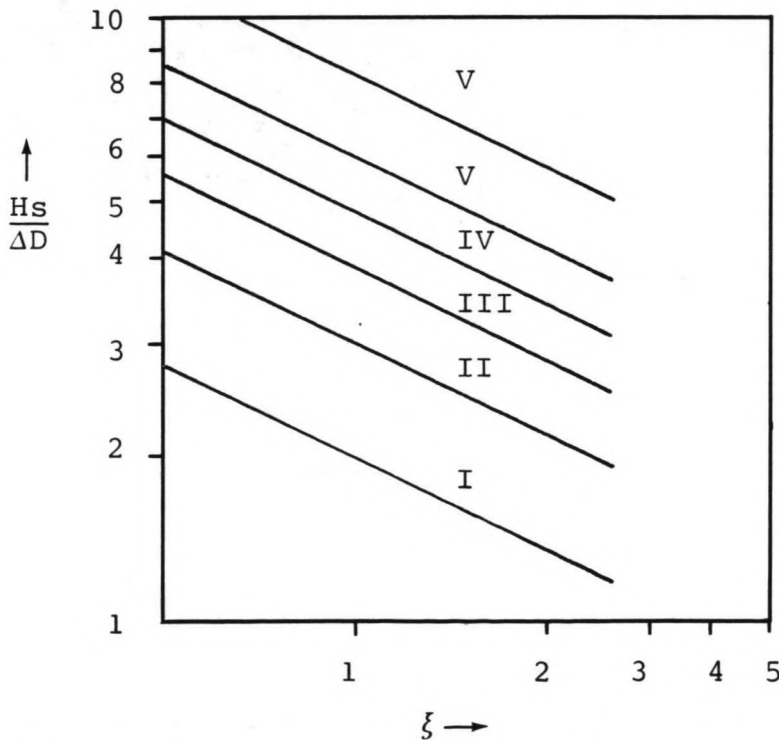
Er volgt: $\xi = 0.75$ (spilling breker)

Uit onderzoek, bijlage IV , volgt dan de relatie:

$$\frac{H_s}{\Delta \cdot D} = \lambda \cdot \frac{1}{\sqrt{\xi}}$$

met: λ = sterkte parameter

Voor verschillende typen bekleding is de sterkte parameter bepaald. Een en ander is weergegeven in figuur 10.10.



figuur 10.10: praktijkonderzoek gezette bekleding

Toelichting figuur 10.10:

I	granulair filter, bestaande uit twee of meerdere lagen stortsteen	$\lambda = 2 \text{ à } 3$
II	blokken op breuksteen	$\lambda = 4$
III	open blokken (gras blokken) op fijne steen en filterdoek	$\lambda = 4$
	gesloten (platte) blokken	$\lambda = 4$
	blokken op zand en filterdoek (Hs 1.5 à 2.0 m)	$\lambda = 5$
	blokken op fijne steen, filter en zand doek (Hs > 2 m)	$\lambda = 5$
IV	gesloten (platte) blokken op mijnsteen	$\lambda = 5$
	Haringmanblokken op steenlaag en filterdoek	$\lambda = 6$
V	blokken met onderlinge verbinding of overlapping op mijnsteen en filterdoek	$\lambda > 6 \text{ à } 8$

Uit de sterkte parameter is de dikte van de toplaag te bepalen. Een hoge sterkte parameter heeft een kleinere dikte tot gevolg.

Klei is als onderlaag niet in de beschouwingen meegenomen omdat de bekleding waterdoorlatend moet zijn.

Blokken met onderlinge verbinding of overlap bezitten een grote stabiliteit. Het gedrag van de onderlaag kan echter een beperkende faktor zijn, en maatgevend voor de stabiliteit van de bekleding. Ook is voldoende flexibiliteit van de bekleding nodig om zetting te kunnen volgen. Tot slot is herstel van dit type bekleding moeilijk vanwege de onderlinge verbinding of overlap.

Bij toepassing van een kunststof filterdoek moet worden gelet op de zanddichtheid en de juiste doorlatendheid. Ook veranderingen die de filterwerking van het doek aan kunnen tasten moeten worden bekeken. Onder andere dichtslaan, korrels sluiten de openingen in het doek af, dichtslibben, afzetting van materiaal in het doek, en fysische en chemische eigenschappen zijn belangrijk.

Een drietal typen bekleding blijken geschikt te zijn:

- gesloten blokken (dikte $D = 0.26$ m) op zandasfalt, tussenlagen van steen en filterdoek.

De granulaire tussenlaag van grind of steen is noodzakelijk vanwege de hoge golfbelasting.

De dikte van de tussenlagen ligt in de orde van 0.3 m.

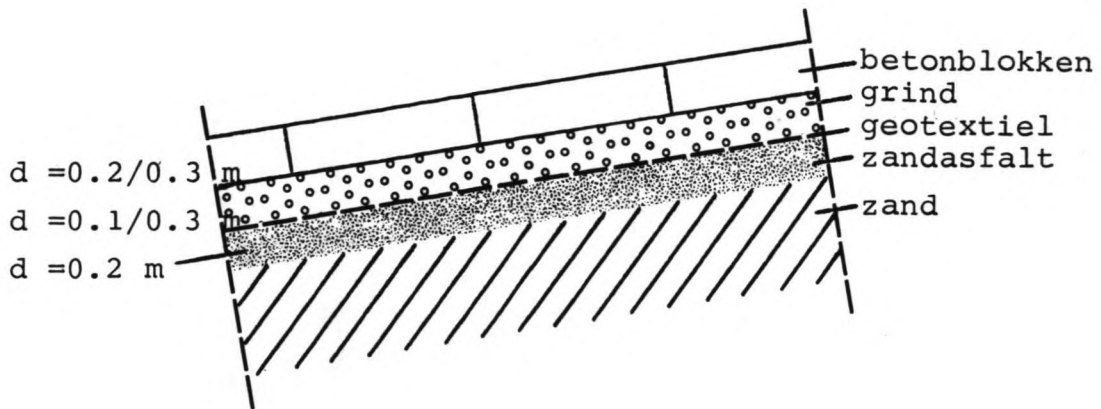
- gesloten blokken (dikte $D = 0.26$ m) op mijnsteen en filterdoek.

Voor de dikte van mijnsteen wordt 0.3 m aangenomen.

- Haringmanblokken (dikte $D = 0.22$ m) op steenlaag en filterdoek.

Voor de dikte van de steenlaag wordt 0.3 m aangenomen.

De drie alternatieven worden in figuur 10.11 samengevoegd tot een alternatief.



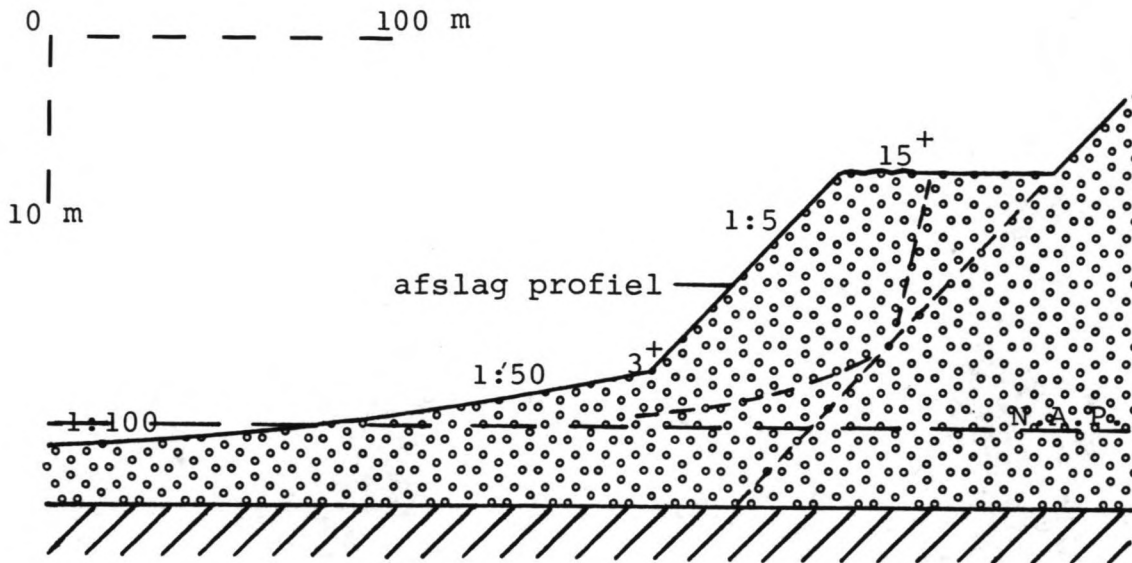
figuur 10.11: gezette bekleding (1:40)

Van boven naar beneden geldt voor de verschillende lagen:

- de dikte van de betonblokken varieert tussen de 0.2 en 0.3 m, afhankelijk van de vormgeving
- steenlaag met een aangenomen dikte tussen de 0.1 en 0.3 m. De dikte van deze laag is te berekenen met het computerprogramma STEENZET. In dit afstudeerwerk is deze berekening achterwege gelaten.
- filterdoek, geotextielen
- laag zandasfalt van 0.2 m dikte. Deze laag is aanwezig als onderdeel van de bekleding, maar dient vooral als tijdelijke bekleding van het dijklichaam.

10.5.5 Duin

Het onverdedigd talud, duin, wordt in dit afstudeerwerk niet bekeken. Uitgegaan wordt van figuur 10.12 (10.2). De plas- of kreukelberm is niet aanwezig bij het duin. De hoeveelheid zand nodig voor het duinprofiel bedraagt $2800 \text{ m}^3/\text{m}'$. Het jaarlijks onderhoud bedraagt ca. $10^6 \text{ m}^3/\text{m}'$ zandsuppletie.



figuur 10.12: duinprofiel

10.5.6 Afronding bekleding buitentalud

Voor bekleding van het buitentalud komen een drietal alternatieven in aanmerking:

- open steenasfalt op zandasfalt
- betonblokken op steen, filterdoek en zandasfalt
- duin

In de keuze tussen deze alternatieven spelen de kosten een belangrijke rol.

Tussen N.A.P. + 11 m en N.A.P. + 14 m kan met een licht type bekleding, bijvoorbeeld een betonmat, worden volstaan.

10.6 Bekleding binnentalud

De bekleding van het binnentalud moet waterondoorlatend zijn. Daarnaast geldt voor het gebied van de kruin tot de laagste waterstand dat de bekleding daar ook bestand moet zijn tegen golven en stroming. De berm wordt bekleed met 20 cm asfaltbeton.

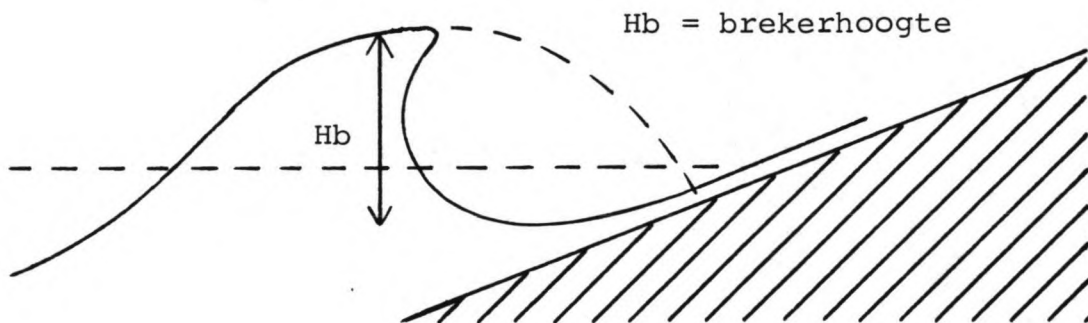
Onderscheid wordt gemaakt in gebied van:

- 1 kruin tot laagste waterstand in het bekken
(N.A.P. + 45 m tot N.A.P. + 20 m)
- 2 laagste waterstand in het bekken tot voet van de dijk
(N.A.P. + 20 m tot N.A.P. - 5 m)

ad 1 kruin tot laagste waterstand in het bekken

Al eerder is aangegeven dat alleen asfaltbeton, eventueel in combinatie met kunststofmembranen of mastiek, voor bekleding van dit gebied in aanmerking komt.

De bekleding wordt geschematiseerd als een plaat, waarbij de grootste krachten kunnen worden uitgeoefend door golfklappen veroorzaakt door overstortende golven.



figuur 10.13: overstortende golf

Kriterium is dat de optredende buigspanningen niet groter mogen worden dan de toelaatbare bezwijkspanning. Voor de benodigde bekledingsdikte geldt:

$$h = 0.75 \sqrt[5]{\frac{27}{16} \cdot \left(\frac{P}{\sigma_b}\right)^4 \cdot \frac{1}{(1-\nu^2)} \cdot \frac{S}{c}}$$

met: h = bekledingsdikte in m

P = grootte van de golfklap in N/m'

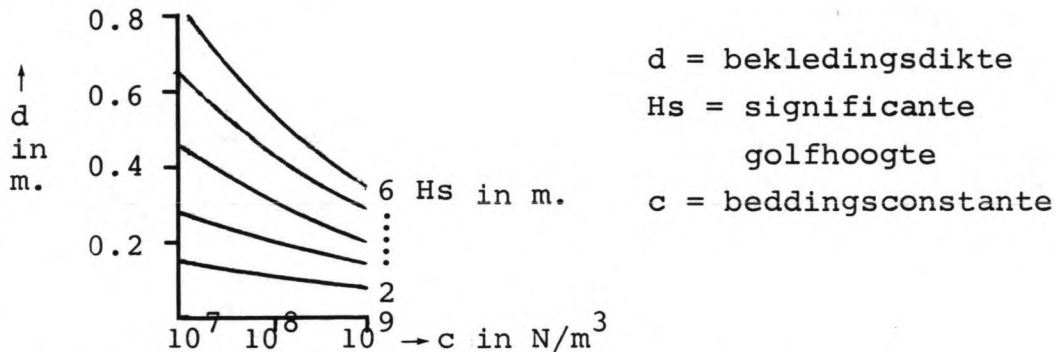
σ_b = bezwijkspanning van asfalt in N/m²

ν = dwarscontractiecoëfficiënt van asfalt

S = stijfheidsmodulus in N/m^2

c = beddingsconstante van de ondergrond in N/m^3

De benodigde dikte van asfaltbeton is afhankelijk van de beddingsconstante van de ondergrond (zandasfalt $c > 5 \cdot 10^8 N/m^3$) van de significante golfhoogte ($H_s = 1.6 m$) en van de taludhelling (1:3). Een en ander is weergegeven in figuur 10.14.



figuur 10.14: benodigde laagdikte asfaltbeton

De benodigde laagdikte bedraagt 0.07 m. Voor de onderlaag van zandasfalt wordt een dikte van 0.1 m aangenomen.

De laag zandasfalt zorgt voor een vlakke stabiele ondergrond voor het aanbrengen van de bekleding. Toch blijkt dit nog niet voldoende. Als tussenlaag wordt een laag van 0.07 m asfaltbeton (binder) aangebracht, om aan de hoge eisen die gesteld worden aan de ondergrond te voldoen. De onderlaag van binder is noodzakelijk om de laag asfaltbeton te kunnen verdichten en een k -waarde van $10^{-10} m/s$ te realiseren.

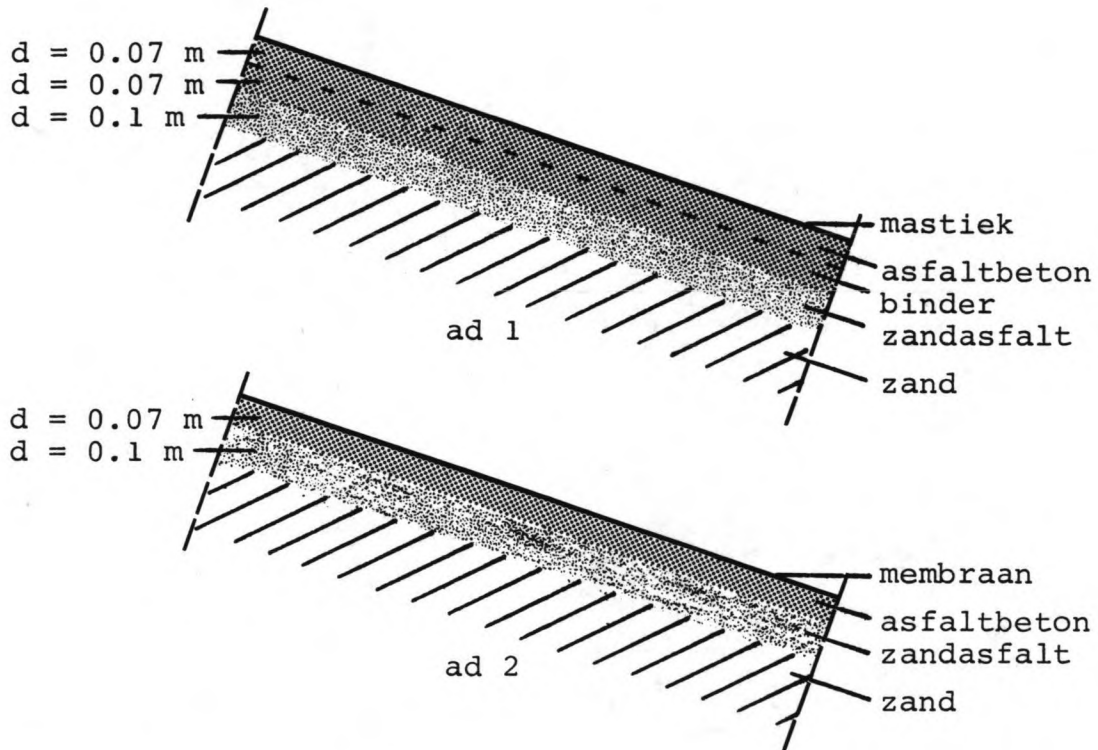
Mastiek wordt gebruikt als oppervlakte behandeling voor het dichten van scheurtjes en ter bescherming van de bekleding tegen weersinvloeden.

ad 2 laagste waterstand in het bekken tot voet van de dijk

Omdat de waterdruk de bekleding van het binnentalud tegen het dijklichaam aandrukt, kan worden volstaan met een kunststof membraan of mastieklaag als waterdichte laag.

Beide alternatieven moeten in verband met de uitvoering worden aangebracht op een onderlaag van zandasfalt en asfaltbeton (binder). Hiervoor worden weer dezelfde dikten aangehouden als eerder genoemd.

Het membraan wordt met behulp van hete bitumen op de laag asfaltbeton gekleefd. Voor membranen kan een waterdichtheid van $k = 10^{-13}$ m/s worden aangenomen.



figuur 10.15: bekleding binnentalud (1:20)

Omdat bij de verkennende berekeningen voor stabiliteit uitgegaan wordt van een te allen tijde waterdicht binnentalud, moet bij de uitvoering grote zorg worden besteed aan het aanbrengen van de bekleding.

Op de kans van falen van de bekleding wordt in dit afstudeerwerk niet ingegaan. Wel wordt opgemerkt dat bij het aanbrengen van meerdere ondoorlatende lagen (bijvoorbeeld twee membranen) er sprake is van een parallel systeem (zie 8.3.1). De faalkans is dan het produkt van de faalkansen van de afzonderlijke lagen.

10.7 Bekleding bekkenbodem

De bodem van het bekken moet geheel of gedeeltelijk worden bekleed. De bekleding kan waterdicht zijn maar ook gedeeltelijk waterdoorlatend.

De bekleding dient ervoor om de kwelverliezen te beperken. De waterdruk drukt de bekleding tegen de bodem.

Zonder een keuze te maken worden een drietal alternatieven besproken:

- 1 kunststof of asfalt membraan + ballast zand
- 2 kleilaag
- 3 sliblaag

De keuze zal vooral bepaald worden door de kosten.

ad 1 kunststof of asfalt membraan + ballast zand

Het ballast zand dient om het membraan op de bodem vast te houden en is makkelijk vanuit het bekken te winnen. Het membraan is waterdicht, maar kan problemen geven bij het aanbrengen onder water.

ad 2 kleilaag

Een kleilaag van 0.5 m dikte is voldoende waterdicht. Een bezwaar is dat de klei niet ter plaatse aanwezig is en dus aangevoerd zal moeten worden.

ad 3 sliblaag

Slib zal, net als klei, moeten worden aangevoerd. Bij de kwelberekeningen is uitgegaan van een k-waarde voor slib van $10^{-3} \times k_{\text{zand}}$. De dikte van de sliblaag is te berekenen met:

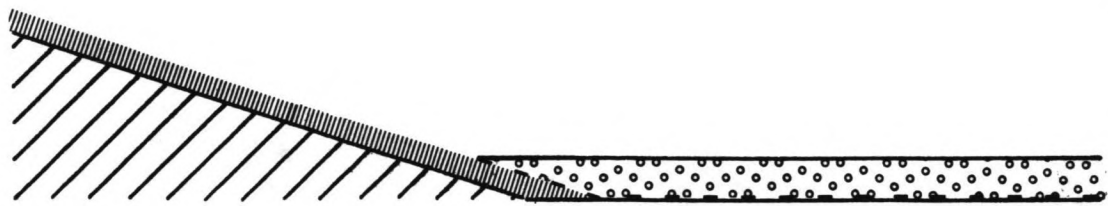
$$c = \frac{d}{k}$$

met: c = weerstand slib = 100 dagen

d = dikte laag in m

k = doorlatendheidscoëfficiënt = $25 \cdot 10^{-3}$ m/dag

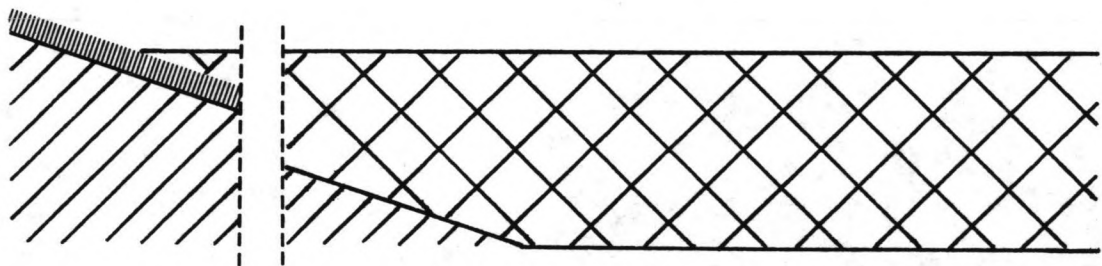
Er volgt dat de sliblaag 2.5 m dik moet zijn.



membraan + 0.5 m ballast zand



0.5 m klei



2.5 m slib (c = 100 d.)

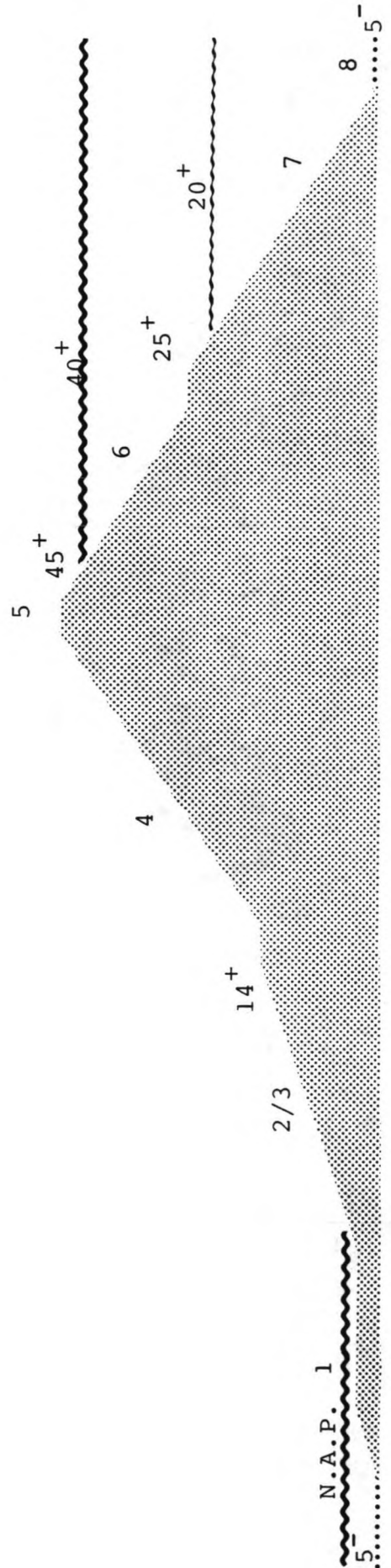
figuur 10.16: bekleding bekkenbodem (1:100)

Aandacht zal moeten worden besteed aan de overgang van de bekleding van de bodem naar de bekleding van het binnentalud. Ook zal aandacht moeten worden besteed aan het eindpunt van de bekleding.

10.8 Afronding bekleding bekkendijk

De bekleding van de bekkendijk is verdeeld in een achttal gebieden weergegeven in figuur 10.17.

- 1 plas- of kreukelberm
(bodem tot N.A.P. - 0.5 m)
Bekleding met open steenasfaltmat of betonblokkenmat met in beide gevallen een laag van 2 m stortsteen
- 2 + 3 buitentalud
(N.A.P. - 0.5 m tot + 14 m)
Bekleding met open steenasfalt op zandasfalt of betonblokken op grind/geotextiel/zandasfalt. Daarnaast is een duin een alternatief voor de gebieden 1,2 en 3.
- 4 buitentalud
(N.A.P. + 14 m tot + 45 m)
Bekleding met klei en teelaarde en beplanting.
- 5 kruin (en bermen)
Bekleding asfaltbeton.
- 6 binnentalud
(N.A.P. + 45 m tot + 20 m)
Bekleding met asfaltbeton op zandasfalt, met een oppervlakte behandeling met mastiek.
- 7 binnentalud
(N.A.P. + 20 m tot - 5 m)
Bekleding met asfaltbeton op zandasfalt met een waterdicht membraan.



figuur 10.17: bekleding bekkendijk
schaal, idem

8 bekkenbodem

Bekleding met 2.5 m slib, 0.5 m klei of een waterdicht menbraan met ballast zand.

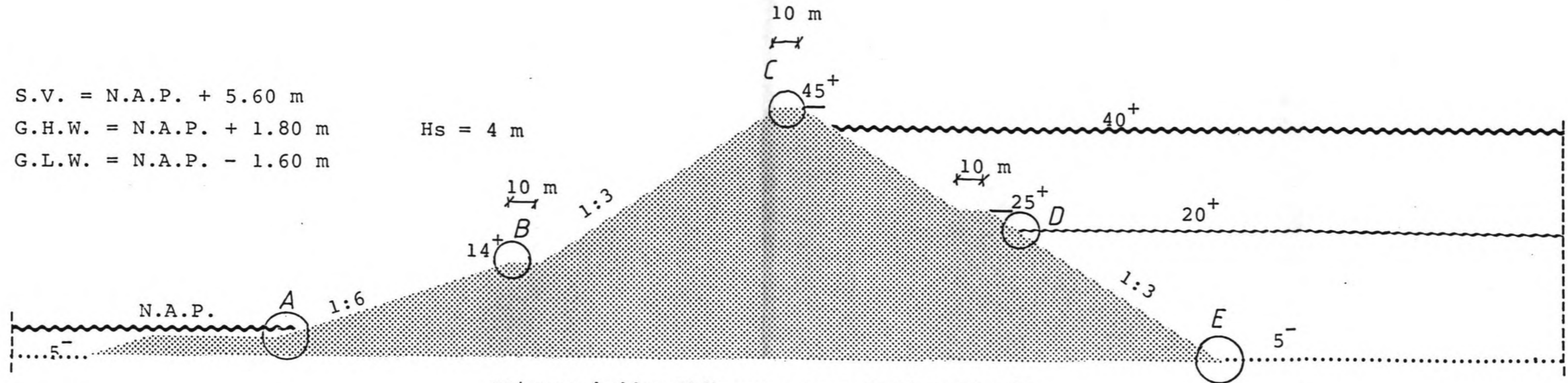
In dit afstudeerwerk zal geen verdere keuze worden gemaakt voor de bekleding van het buitentalud of de bekkenbodem. Bij het duin en het aanbrengen van slib of zand op de bodem zijn in dit stadium de kosten onbekend. Bij de beschouwing over de uitvoering van de bekkendijk zal hier verder op worden ingegaan.

Op de volgende bladzijde is de ontworpen bekkendijk weergegeven. Daarbij is willekeurige gekozen voor steenasfalt op het buitentalud en slib op de bekkenbodem. Een vijftal details van de bekleding zijn geschetst.

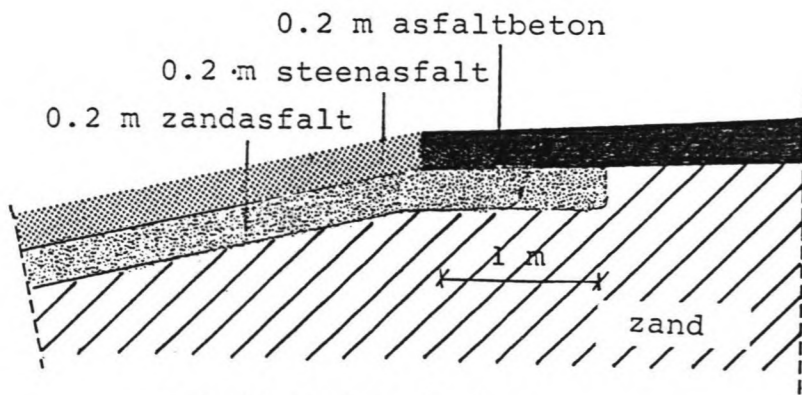
In bijlage V is een samenvatting opgenomen van de keuze van de bekleding uit het deelrapport ' Uitvoering + Kosten Bekkendijk '.

S.V. = N.A.P. + 5.60 m
 G.H.W. = N.A.P. + 1.80 m
 G.L.W. = N.A.P. - 1.60 m

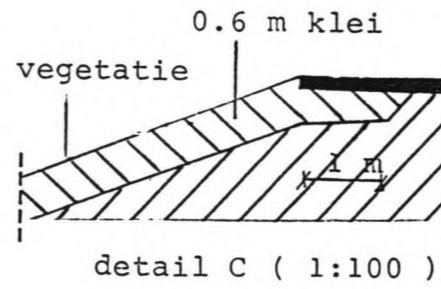
Hs = 4 m



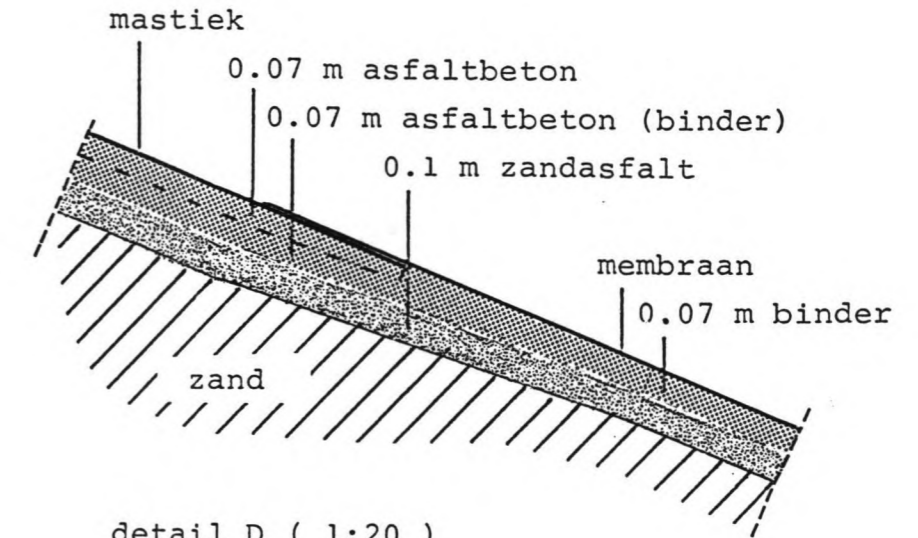
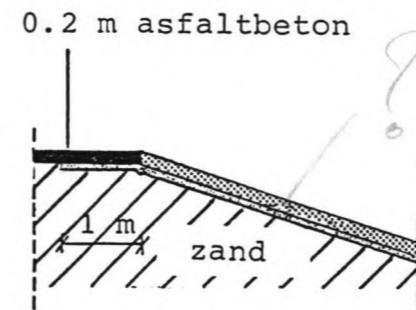
ontwerp bekendijk pompaccumulatiecentrale
 (schaal, vertikaal 1:1000, horizontaal 1:2000)



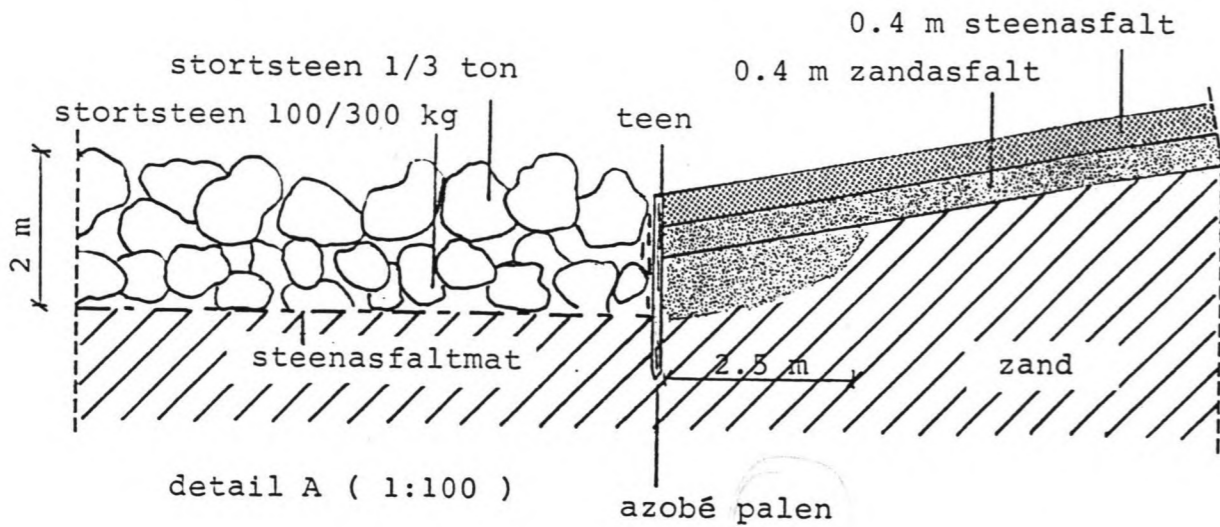
detail B (1:40)



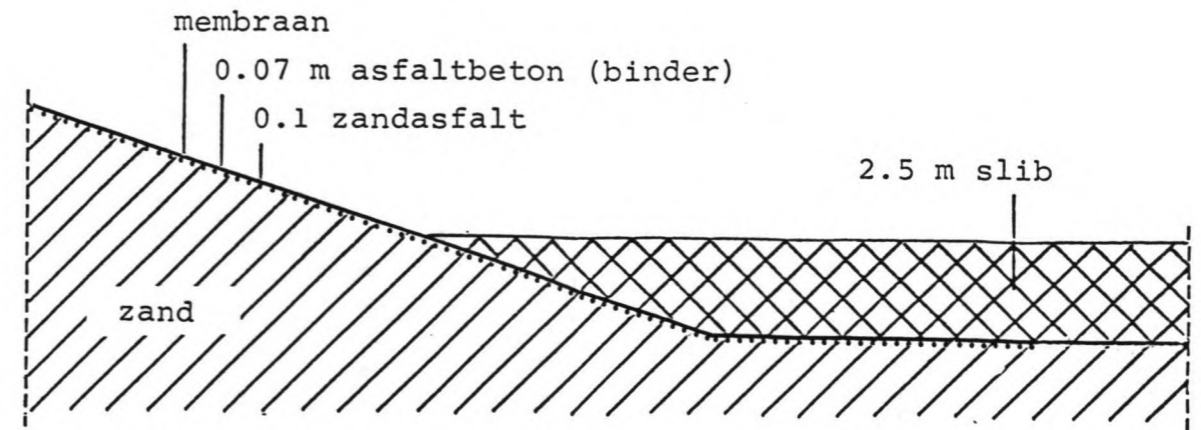
detail C (1:100)



detail D (1:20)

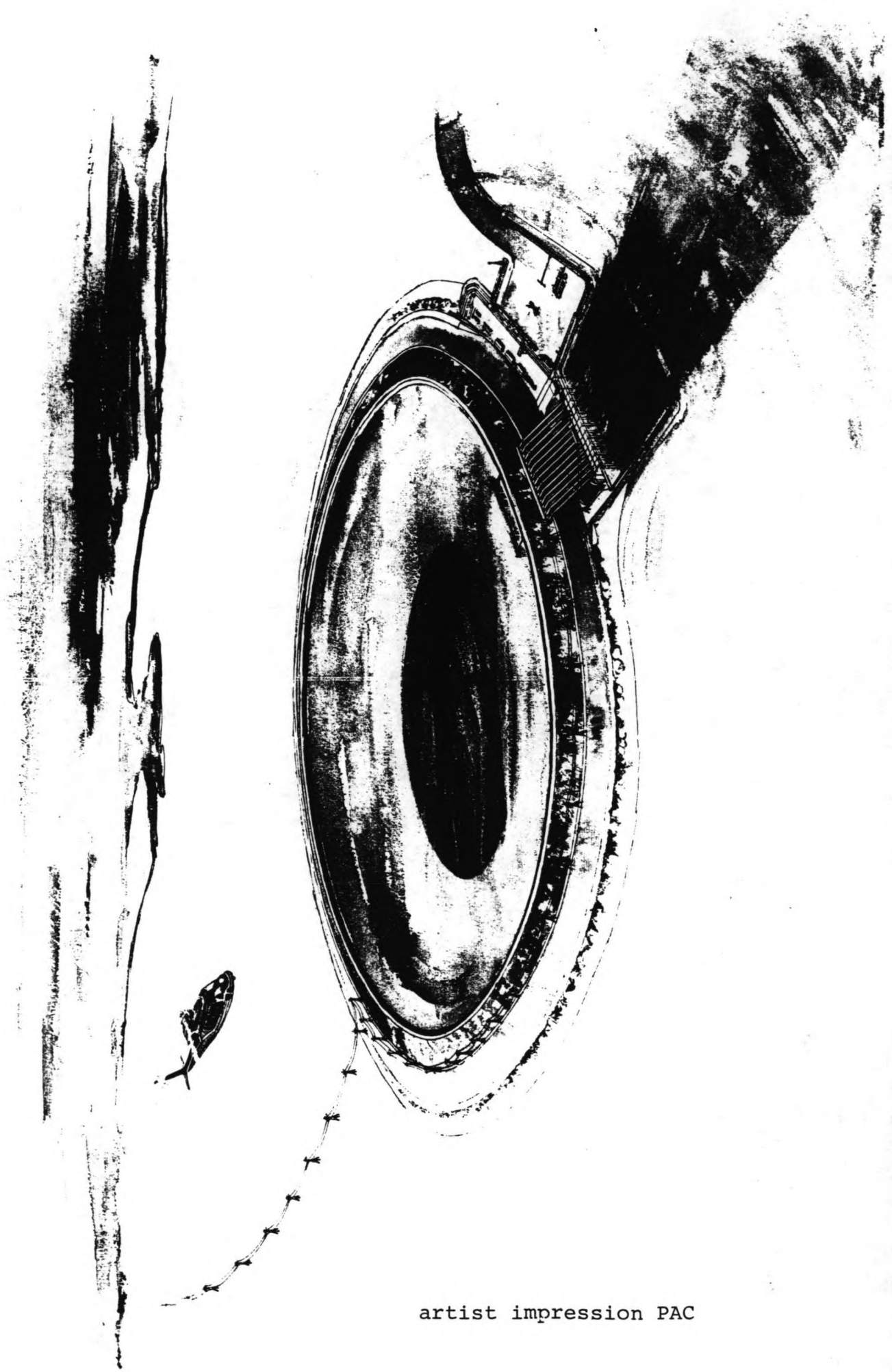


detail A (1:100)



detail E (1:200)

damwand



artist impression PAC

LITERATUUR

- 1.1 Paul Touw en Gerben Turkstra (1986)
Voorstudie Pompaccumulatiecentrale
TU Delft, afd. der Civiele Techniek
- 2.1 Closure of Tidal Basins (1984)
Universiteitspers Delft
- 3.1 Ir. Vrouwenvelder/Ir. Vrijling (1986)
Probalistisch ontwerpen, diktaat b3
TU Delft, afd. der Civiele Techniek
- 3.2 W.W. Massie (1985)
Coastal Engineering, diktaat f11A
TU Delft, afd. der Civiele Techniek
- 3.3 PAC-projectgroep (1986)
PAC Noordzeekust studie fase I
PAC-projectgroep participeren:
 - Rijkswaterstaat
 - Hollandse Beton Groep
 - Ballast Nedam Groep
 - Raadgevend Ingenieursbureau Lieveense
in opdracht van de N.E.O.M.
- 3.4 Fugro (1985)
Grondonderzoek PAC Brouwersdam (nr. C-4981/01)
Leidschendam
- 7.1 Prof. dr. ir. A. Verruijt (1983)
Grondmechanica, diktaat b22
Delftse Uitgevers Maatschappij
- 7.2 Prof. dr. ir. A. Verruijt (1977)
Grondwatermechanica, diktaat b90
TU Delft, afd. der Civiele Techniek
- 8.1 PAC-projectgroep (1986)
Deelrapportage fase I " bekkendijken "
- 8.2 Prof. dr. ir. A. Verruijt (1986)
programma STABIL
Civiele Techniek, vakgroep geotechniek
- 9.1 Ir. P.A. Vermeer (1980)
Formulation and analysis of sand deformation problems
proefschrift TU Delft
- 9.2 Ir. Kok/Ir. Vrijman/ A. de Boer (1984)
ICES STRUDLE deel 1 en 2
TU Delft, afd. der Civiele Techniek
- 10.1 Ir. J. Stuip (1984)
Flexibele waterbouwkundige constructies, diktaat f13A
TU Delft, afd. der Civiele Techniek
- 10.2 PAC-projectgroep (1986)
Deelrapportage fase I " morfologie "

- Prof. Ir. J. F. Agema (1985)
Waterkeringen, diktaat f11
TU Delft, afd. der Civiele Techniek
- Ing. A. Figeë (1979)
Zink- en kraagstukken in ontwikkelingslanden
TU Delft, afd. der Civiele Techniek
- Ir. S. H. Gillebaard
Mechanisch Groot Grondverzet, diktaat i64
TU Delft, afd. der Werktuigbouwkunde
- Prof. Ir. A. Glerum (1984)
Waterbouwkunde, diktaat f3
TU Delft, afd. der Civiele Techniek
- J. van der Kley/H.J. Zuidweg
Polders en dijken
Agon Elsevier
- Prof. Ir. J. de Koning (1978)
Randvoorwaarde voor het inzetten van baggerwerktuigen,
diktaat i82A
TU Delft, afd. der Werktuigbouwkunde
- PAC-projectgroep (1985)
PAC IJsselmeer
Deelrapportage fase I " bekkendijken "
- PAC-projectgroep (1986)
PAC Noordzeekust
rapportage fase I (verschillende delen)
- Orgaan voor Postacademischonderwijs in de Civiele Techniek
PATO, sectie Civiele Techniek en geodesie (1986)
cursus oever- en dijkbekleding
- Ir. J. Stuip (1984)
Het totaal overziende
TU Delft, afd. der Civiele Techniek
- Rijkswaterstaat Deltacommissie (1960)
Rapport Deltacommissie (zes delen)
- Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen TAW (1984)
leidraad cementbetonnen dijkbekledingen
- Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen TAW
leidraad voor de toepassing van asfalt in de waterbouw
- Vereniging voor bitumineuze werken
Asfalt in de waterbouw, uitgave nr. 5
Breukelen

Ir. Verhagen
Rijkswaterstaat studiedienst Vlissingen
over Pompaccumulatiecentrale

Ir. G. J. Vergeer
Rijkswaterstaat Deltadienst
over grondonderzoek

Ing. J. C. van der Burg
Rijkswaterstaat Dienst Informatieverwerking/Deltadienst
over kwel

Ir. den Adel
Rijkswaterstaat Sluizen en Stuwen
over pompaccumulatiecentrale

Lieverse/Altiëk/Vrijling
Waterbouwdispuut TU Delft
lezing pompaccumulatiecentrale

Zwemmer/Beaufort/Hertog/Gilde/Roelofs/Vrijling
Nederlandse Ingenieursvereniging NIRIA
studiemiddag recente ontwikkelingen van een pompaccumula-
tiecentrale in Nederland

Ir. C. F. Vrijman
TU Delft, vakgroep toegepaste mechanica (CT)
over ICES - STRUDLE

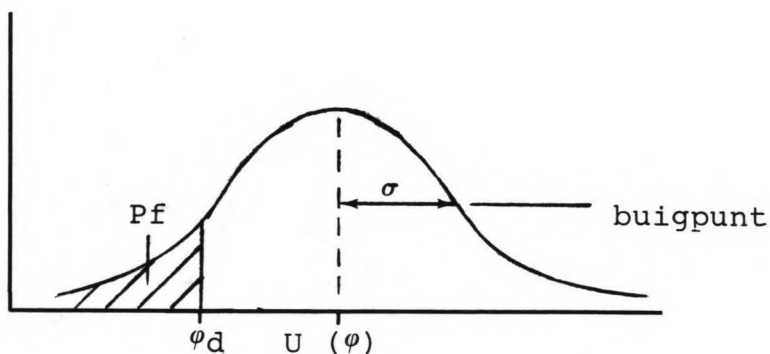
H. Kamphuis
Rijksdienst voor de IJsselmeer Polders
over deformaties

Ir. P. A. Vermeer
TU Delft, vakgroep geotechniek (CT)
over deformaties

BIJLAGE I

Relatie faalkans - stabiliteitsfactor

Uitgangspunt is een normaalverdeling van de hoek van inwendige wrijving:



In het punt φd geldt: $\tan(\varphi d) = \tan(U(\varphi))/F$
waarbij de stabiliteitsfactor F gedefinieerd wordt als factor waardoor $\tan U(\varphi)$ gedeeld mag worden om nog juist evenwicht te vinden.

Uit de statistiek volgt nu: $Pf = P\left(\tan\varphi < \frac{\tan U(\varphi)}{F}\right)$

Bij een pompaccumulatiecentrale is de faalkans bekend en de hoek van inwendige wrijving eveneens, de stabiliteitsfactor is dan met behulp van tabellen te bepalen (1).

met : $Pf =$ faalkans

$F =$ stabiliteitsfactor

$U(\varphi) =$ gemiddelde waarde hoek van inwendige wrijving

Voor de variatiecoëfficiënt van φ geldt nog:

$$v(\varphi) = \frac{\text{standaardafwijking } \sigma(\varphi)}{\text{gemiddelde } U(\varphi)} = 7.5 \%$$

(1) Ir. J. van Soest

Elementaire statistiek

Delftse Uitgevers Maatschappij

BIJLAGE II

STABIL controle buitentalud

Pac bekken

Coordinates of nodal points :

i	x	y
1	0.000	0.000
2	81.000	0.000
3	195.000	19.000
4	205.000	19.000
5	298.000	50.000
6	308.000	50.000
7	458.000	0.000
8	500.000	0.000

Water table :

i	x	y
1	0.000	3.000
2	99.000	3.000
3	195.000	19.000
4	205.000	19.000
5	368.000	30.000
6	323.000	45.000
7	500.000	45.000

Boundary 1 : Points : 1-2-3-4-5-6-7-8

Soil below previous boundaries and above next boundaries:

Soil A

Volumetric weight dry soil	: 16 KN/m ³
Volumetric weight soil + water	: 20 KN/m ³
Cohesion	: 0
Angle of internal friction	: 33 Degrees

Number of slices : 20

BIJLAGE II

STABIL controle binnentalud

Pac bekken

Coordinates of nodal points :

i	x	y
1	0.000	0.000
2	100.000	0.000
3	190.000	30.000
4	200.000	30.000
5	260.000	50.000
6	270.000	50.000
7	420.000	0.000
8	500.000	0.000

Water table :

i	x	y
1	0.000	30.000
2	200.000	30.000
3	353.000	19.000
4	411.000	3.000
5	500.000	3.000

Boundary 1 : Points : 1-2-3-4-5-6-7-8

Soil below previous boundaries and above next boundaries:

Soil A

Volumetric weight dry soil	: 16 KN/m ³
Volumetric weight soil + water	: 20 KN/m ³
Cohesion	: 0
Angle of internal friction	: 33 degrees

Number of slices : 20

BIJLAGE III

Invoer ICES STRUDLE

UNITS KN M

REFERENCE JOINTS SET 1

1	0	0
9	0	200
73	600	0
81	600	200

VARY JOINTS SET 1

SIMULTAN FROM 1 TO 9
FROM 1 TO 73 BY 9

TYPE PLAIN STRAIN

REFERENCE ELEMENTS SET 2

1	1	10	11	2
8	64	73	74	65
57	8	17	18	9

VARY ELEMENTS SET 2

SIMULTAN FROM 1 TO 8
FROM 1 TO 57 BY 8

ELEMENT PROPERTIES

1 TO 64 TYPE "PSR" THICK 1

CONSTANTS

E	104000	57 TO 64
	⋮	⋮
E	273000	1 TO 8
POISSON 0.33 ALL		

STATUS SUPPORT 1 TO 9,10,19,28,37,46,55,64,73 TO 81

JOINT RELEASE

10,19,28,46,55,64 FORCE X
1 TO 9,73 TO 81 FORCE Y

LOADING 1

JOINT LOADS

27	FORCE	Y-4530
36	FORCE	Y-27190
45	FORCE	Y-45310
54	FORCE	Y-27190
63	FORCE	Y-4530

LOADING 2

JOINT LOADS

27	FORCE	Y-4530
	⋮	⋮
81	FORCE	Y-15000

STIFFNESS ANALYSIS

PRINT DATA

LIST DISPLACEMENTS

LIST REACTIONS

LIST STRESSES CENTROID

LIST STRESSES AT JOINT AVERAGE

DRAW ON NARROW PAPER

DISPLACEMENTS LOADING 1 SCALE 25

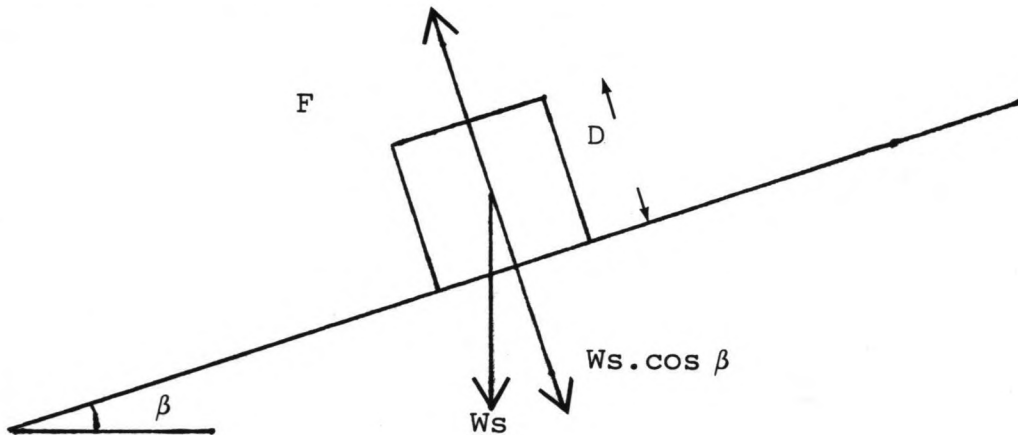
DRAW ON NARROW PAPER

DISPLACEMENTS LOADING 2 SCALE 25

FINISH

BIJLAGE IV

Dimensionering gezette bekleding



Het blok blijft liggen als:

$$F \leq Ws \cdot \cos \beta$$

met: F = belasting als gevolg van golfbreking in KN

Ws = onderwatergewicht blok in KN

β = taludhelling

Voor het onderwatergewicht van het blok geldt:

$$Ws = D (Ss - Sw) \cdot g$$

met: D = dikte blok in m

Ss = soortelijke massa steen in kg/m^3

Sw = soortelijke massa water in kg/m^3

g = versnelling zwaartekracht in m/s^2

Voor de belasting als gevolg van golfbreking geldt:

$$F = f (Sw, g, Hbr) = a \cdot Sw \cdot g \cdot Hbr$$

met: a = constante

Hbr = brekerhoogte windgolf in m

Het blok blijft liggen als:

$$a \cdot Sw \cdot g \cdot Hbr \leq D \cdot (Ss - Sw) \cdot g \cdot \cos \beta$$

$$\text{met: } \Delta = \frac{Ss - Sw}{Sw} \quad \text{volgt: } \frac{Hbr}{\Delta \cdot D} \leq \frac{\cos \beta}{a}$$

De brekerhoogte is afhankelijk van de golfsteilheid (H/Lo) en de taludhelling ($\tan \beta$). De twee parameters zijn eveneens afhankelijk van de brekerindex ξ .

De brekerhoogte wordt, in de meest simpele benadering, een lineaire functie van ξ verondersteld:

$$\frac{Hbr}{Hs} = b \cdot \xi$$

met: Hs = significante golfhoogte in m
 b = constante

Uit de laatste twee relaties volgt nu:

$$\frac{Hs}{\Delta \cdot D} = \frac{\cos \beta}{a \cdot b \cdot \xi} = \frac{\cos \beta}{c \cdot \xi}$$

met: c = constante

Voor kleine hoeken geldt: $\cos \beta = 1$.

Zodat uiteindelijk de dimensionering van gezette bekleding volgt uit:

$$\frac{Hs}{\Delta \cdot D} = \frac{1}{c \cdot \xi} = f(\xi)$$

BIJLAGE V uit ' Uitvoering + Kosten Bekkendijk '

Keuze bekleding bekkendijk

verdedigd buitentalud:

- bekleding onderzeese oever en plas- of kreukelberm
kosten 15.000 à 18.000 gulden/m'
(steenasfalt- of blokkenmat even duur)
- bekleding buitentalud met open steenasfalt
kosten 3.000 gulden/m' (excl. aanbrengen)
(een betonnen bekleding is duurder)

onverdedigd buitentalud (duin):

- aanlegkosten 5000 á 7500 gulden/m'
- onderhoudskosten 318 gulden/m'/jaar
of 3900 gulden/m' bij de bouw

keuze buitentalud tot N.A.P. + 14 m: duin

bekkenbodem:

- waterdichtmembraan + ballast zand
kosten 473 miljoen gulden
- klei
kosten 155 miljoen gulden (excl. aanbrengen)
- slib uit Westerschelde
kosten ± 50 à 100 miljoen gulden

keuze bekkenbodem: slib

