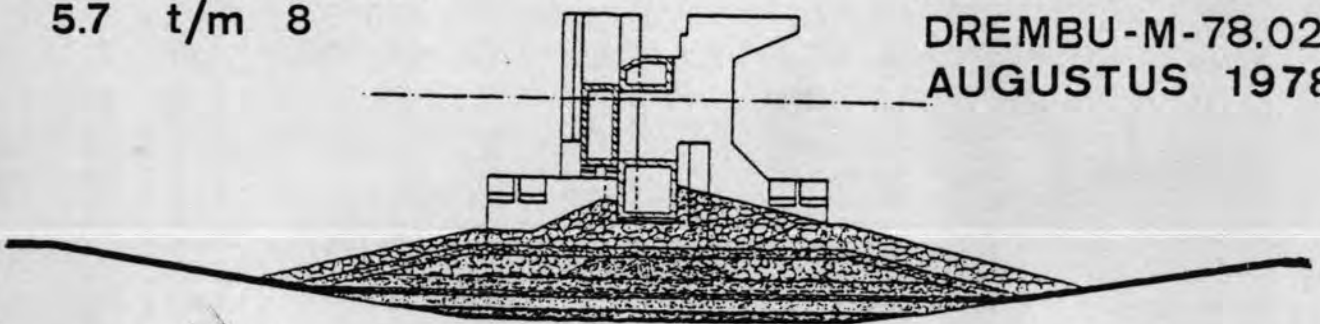


EINDRAPPORT DREMPELONTWERP

DEEL 3

HOOFDSTUKKEN
5.7 t/m 8

NOTA Nr. 3
DREMBU-M-78.023
AUGUSTUS 1978



Inhoud deel 3

5.7. Zanddichtheid en filterwerking	1
5.8. Stabiliteit toplaag en aanstortingen in eindfase	42
5.9. Piping onder pijler en vervalspreider	77
5.10. Deformatie en effectieve spanningen in drempel en ondergrond	88
5.11. Geotechnische stabiliteit van drempel	117
5.12. Interpretatie Katsproef M2	126
5.13. Onderzoek vervalspreider	149
5.14. Milieu-overwegingen	154
6. <u>Uitvoeringsaspecten</u>	158
6.1. Inleiding	158
6.2. Cunet en fundatiebed	158
6.3. Uitvullaag	158
6.4. Vervalspreider	158
6.5. Drempelkern	158
6.6. Toplaag	159
7. <u>Beschouwde drempelontwerpen</u>	160
7.1. Beschrijving	160
7.2. Bouwfasen	163
7.3. Technische evaluatie	164
7.6. Voorlopige keuze	171
8. <u>Voorkeursontwerp</u>	176
8.1. Aanbevolen ontwerp	176
8.2. Planning	186
8.3. Kosten	188
8.4. Overblijvende vragen	192
8.5. Aanbevelingen voor verder onderzoek	193

5.7. Zanddichtheid en filterwerking

5.7.1. Inleiding

De drempel wordt uit diverse, in grootte verschillende lagen gebouwd. Met uitzondering van de vervalspreider en eventueel de toplaag, bestaan alle andere lagen uit granulaire materialen. Een belangrijke stabiliteitseis van de drempel is dat deze lagen onderling stabiel zijn onder extreme omstandigheden. Hiermee wordt bedoeld dat een laag in staat moet zijn de onderliggende laag, ondanks de werking van de stationaire en cyclische stromingen door de drempel, vast te houden. Daarnaast dienen de lagen stabiel te zijn onder de uitwendige krachten van golven en stroom. Dit aspect is behandeld in 5.3. (voor wat betreft de tussenlagen) en in 5.8. (voor de toplaag van de drempel). De onderhavige paragraaf beschrijft het onderzoek t.a.v. de filterwerking en de kritieke verhangen waarbij het basismateriaal in de filterlaag begint te dringen.

Het fundatiebed, de eerste laag die op het zandbed wordt gebracht, neemt hierbij een bijzondere plaats in. Omdat de pijlers op deze laag worden geplaatst, wordt het scheidingsvlak met het zand bijzonder zwaar (cyclisch) belast, zie 5.6. De filter-eigenschappen van deze laag dienen derhalve aan zeer zware eisen te voldoen. In de regel houdt dit in de toepassing van een materiaal dat slechts enkele malen grover is dan het zand (zie 5.7.2.). De stroomcondities in de Oosterschelde bij het aanbrengen van deze laag zijn echter dusdanig hoog dat relatief fijne materialen door stroom en golven zullen worden verplaatst.

Om aan beide aspecten te kunnen voldoen, is bij het drempelbureau in eerste instantie uitgegaan van een sterk gegradeerd mengsel. De ondergrens van het mengsel is bepaald aan de hand van de benodigde filtereigenschappen zand/fundatiebed.

Bij de bepaling van de bovengrens is rekening gehouden met de benodigde stabiliteit onder stroomaanval (tweedimensionale stroming; geen pijlers geplaatst) en de filtereigenschappen fundatiebed/uitvullaag. Omdat een maximale dichtheid van het mengsel (d.w.z. minimum poriëngehalte) van essentieel belang is, voor zowel filterwerking als interne stabiliteit, is in eerste instantie naar analogie met betonmengsel gekozen voor een korrelverdeling volgens Füller. Het aldus samengestelde mengsel (0,3 mm - 32 mm) is weergegeven in figuur 5.7.1.). Het dient nader te worden onderzocht in hoeverre deze verdeling optimaal is. In de loop van het onderzoek is het noodzakelijk gebleken de opbouw en samenstelling van het fundatiebed aan te passen.

5.7.2. Kriteria voor ontwerp van granulaire filters

Een stabiel filter moet voldoen aan de volgende criteria:

1. het filter moet intern stabiel zijn, d.w.z. de migratie van deeltjes van het filtermateriaal zelf mag niet plaatsvinden.
2. het basismateriaal mag niet via het filter afgevoerd kunnen worden.

Dit laatste kan worden gerealiseerd door de diameters van de korrels in de bovenliggende laag (= filterlaag) zodanig te kiezen dat de korrels van de onderliggende laag (= basislaag) te groot zijn om de openingen in de structuur van de filterlaag te kunnen passeren, onafhankelijk van de optredende verhangen. Deze situatie treedt op als de verhouding tussen de korreldiameter in de filterlaag en de korreldiameter in de basislaag een bepaalde waarde niet overschrijdt. In het verleden is door diverse onderzoekers * onderzoek uitgevoerd om de bovengenoemde verhouding vast te leggen, waarbij ook sterk gegradeerde filter- en basislagen waren betrokken. Bij het onderzoek werd steeds uitgegaan van een geschematiseerde opstelling met een stationaire stroming loodrecht op het scheidingsvlak van basis- en filterlagen.

Ze geven voor stabiele filters de volgende (globale) verhoudingen:

Voor uniform filtermateriaal : $D_{50 \text{ filter}}/d_{50 \text{ basis}} < 5 \text{ à } 10$

Voor gegradeerd filtermateriaal: $D_{50 \text{ filter}}/d_{50 \text{ basis}} < 12 \text{ à } 58$ en/of

$D_{15 \text{ filter}}/d_{85 \text{ basis}} < 5$

* Terzaghi, K. Theoretical Soil Mechanics, New York 1943.

In tabel 5.7.1. zijn aan de hand van de in figuur 5.7.1a. gegeven zeefkromme de criteria berekend. De voorkeur gaat uit naar toepassing van een overgangslaag van grofzand.

In een recent uitgevoerd onderzoek bij het WL bleek bij D_{20} filter/ D_{50} basis < 6 (uniform materiaal) geen indringing op te treden voor basis materialen met D_{50} van 150 μ , 220 μ en 450 μ .

Opgemerkt moet worden dat bij overschrijding van de aangegeven waarden bij het speciale geval van een opwaarts gerichte stroming (horizontale lagen dus) indringen van het basismateriaal pas kan optreden bij lokale stationaire verhangen groter dan ca. 100% in het basismateriaal.

Bij stroming evenwijdig aan het grensvlak tussen filter- en basismateriaal zijn de optredende stroomsnelheden in de filterlaag van belang. Bij overschrijding van een kritieke waarde kan basismateriaal worden meegenomen en afgevoerd.

Naar analogie van transport van materialen in open waterlopen kan worden gesteld dat de kritieke stroomsnelheid een functie zal zijn van de eigenschappen van het basismateriaal (korrelgrootte, vorm, gradering en dichtheid) en de stromingstoestand in het filter (laminair, turbulent of in het overgangsgebied tussen laminair en turbulent).

* WL, verslag M 898-III: Opbouw granulaire filters, stroming loodrecht op scheidingsvlak (nog niet verschenen).

Uitwerking filter criteria (stationair)

Eénlaags-systeem:

Katszand - zeegrint (Füller)

$$\frac{d_{15,III}}{d_{85,I}} = 7,33 > 5$$

$$\frac{d_{50,III}}{d_{50,I}} = 51,4 < 12 \text{ à } 58$$

Twee-lagen systeem

Katszand - grof zand

$$\frac{d_{15,II}}{d_{85,I}} = 1,96 < 5$$

$$\frac{d_{50,II}}{d_{50,I}} = 5,7 < 12 \text{ à } 58$$

Grof zand - zeegrint (Füller)

$$\frac{d_{15,III}}{d_{85,II}} = 1,0 < 5$$

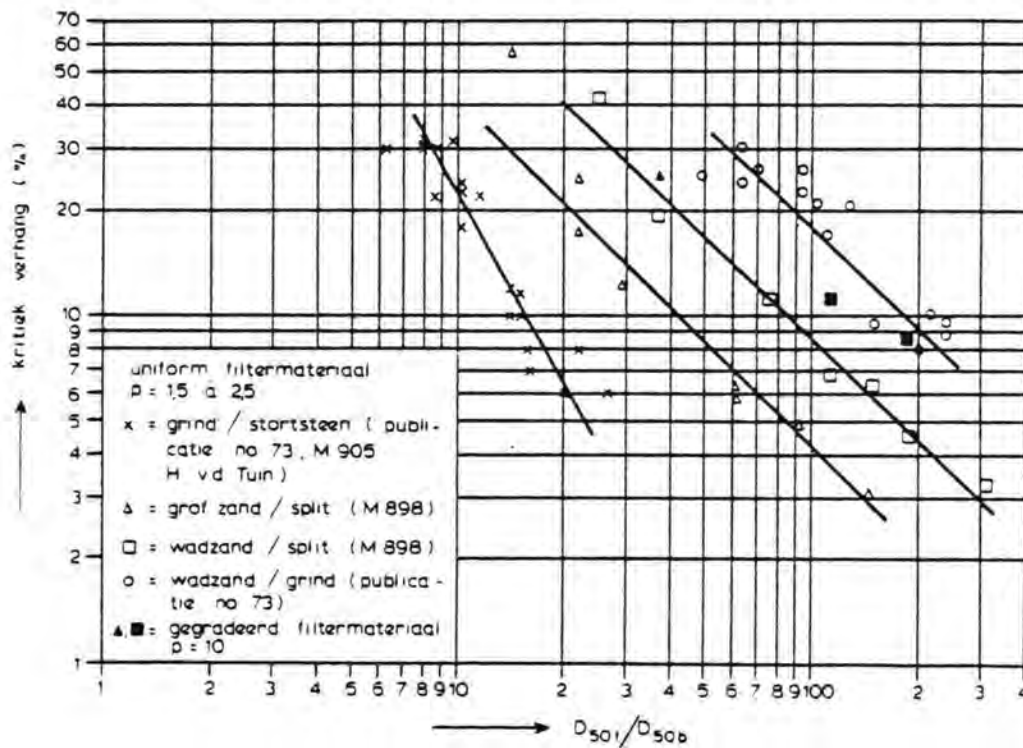
$$\frac{d_{50,III}}{d_{50,II}} = 9,4 < 12 \text{ à } 58$$

Zeegrint (Füller) - uitvullaag (30 - 150 mm)

$$\frac{d_{15,IV}}{d_{85,III}} = 2,4 < 5$$

$$\frac{d_{50,IV}}{d_{50,III}} = 13 < 12 \text{ à } 58$$

De filtersnelheid is afhankelijk van de eigenschappen van het filtermateriaal (korrelgrootte en gradering), de holle ruimte, het verhang en de stromingstoestand. Op grond van bovenstaande beschouwing kan worden afgeleid dat naarmate de waarde van de verhouding tussen de korreldiameter in de filterlaag en de korreldiameter in de basislaag groter is, het toelaatbare verhang voor een stabiel grensvlak kleiner wordt. Onderzoek met stationaire stroming in het WL heeft dit verband bevestigd; de resulterende relaties zijn in onderstaande grafiek gegeven.



Kritiek verhang bij stroming // grensvlak

Bovenstaande resultaten gelden bij stationaire stroming. In de literatuur zijn filterregels voor cyclische stromingen nauwelijks te vinden wel wordt gesproken over zwaardere omstandigheden dan bij stationaire stroming met als gevolg een kleinere verhouding tussen de diameters van het filtermateriaal en het basismateriaal. Omdat de drempel hoofdzakelijk door cyclische stromingen wordt belast (zie 5.5. en 5.6.), is het onderzoek naar de kritieke verhangen op de grensvlakken in hoofdzaak daaraan gewijd. De hiervoor ontwikkelde installaties in het LGM en in het WL worden in paragraaf 5.7.3. beschreven, alsmede de daarmee bepaalde kritieke cyclische verhangen. Een uitgebreide literatuurstudie is nog gaande naar criteria voor de filtereigenschappen en de interne stabiliteit van sterk gegradeerde materialen.

Vooruitlopend op resultaten blijkt dat bij sterk gegradeerde mengsels ook eisen gesteld dienen te worden aan de vorm van de zeefkromme in verband met de interne stabiliteit (ook wel suffosie genoemd).

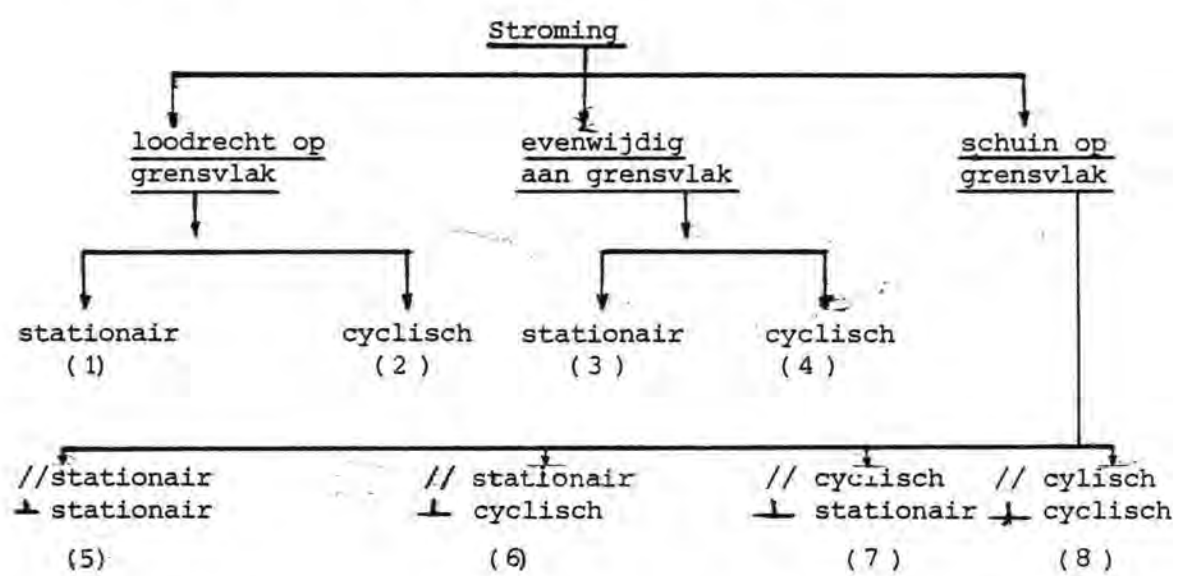
Door Lubotchkov * zijn experimenteel ontwerpkrommen vervaardigd (fig.5.7.1.a). De Füller-kromme blijkt niet geheel aan deze kromme te voldoen (voor $D_{\max} = 32$ mm te weinig grof materiaal). Na nader onderzoek (o.a. met cyclische belastingen) dient de Füller-kromme eventueel te worden aangepast.

* Lubotchkov E.A., 1965. Graphical and analytical methods for determination of the properties of noncohesive soils characterising suffosion. Izvestia VNJJG 1965, 78.

5.7.3. Gemeten stationaire en cyclische kritieke verhangen op grensvlak

5.7.3.1. Inleiding

Voor de bepaling van de kritieke verhangen op het grensvlak tussen twee granulaire materialen dient onderscheid gemaakt te worden tussen een aantal verschillende stromingssituaties. Deze zijn weergegeven in onderstaand schema.



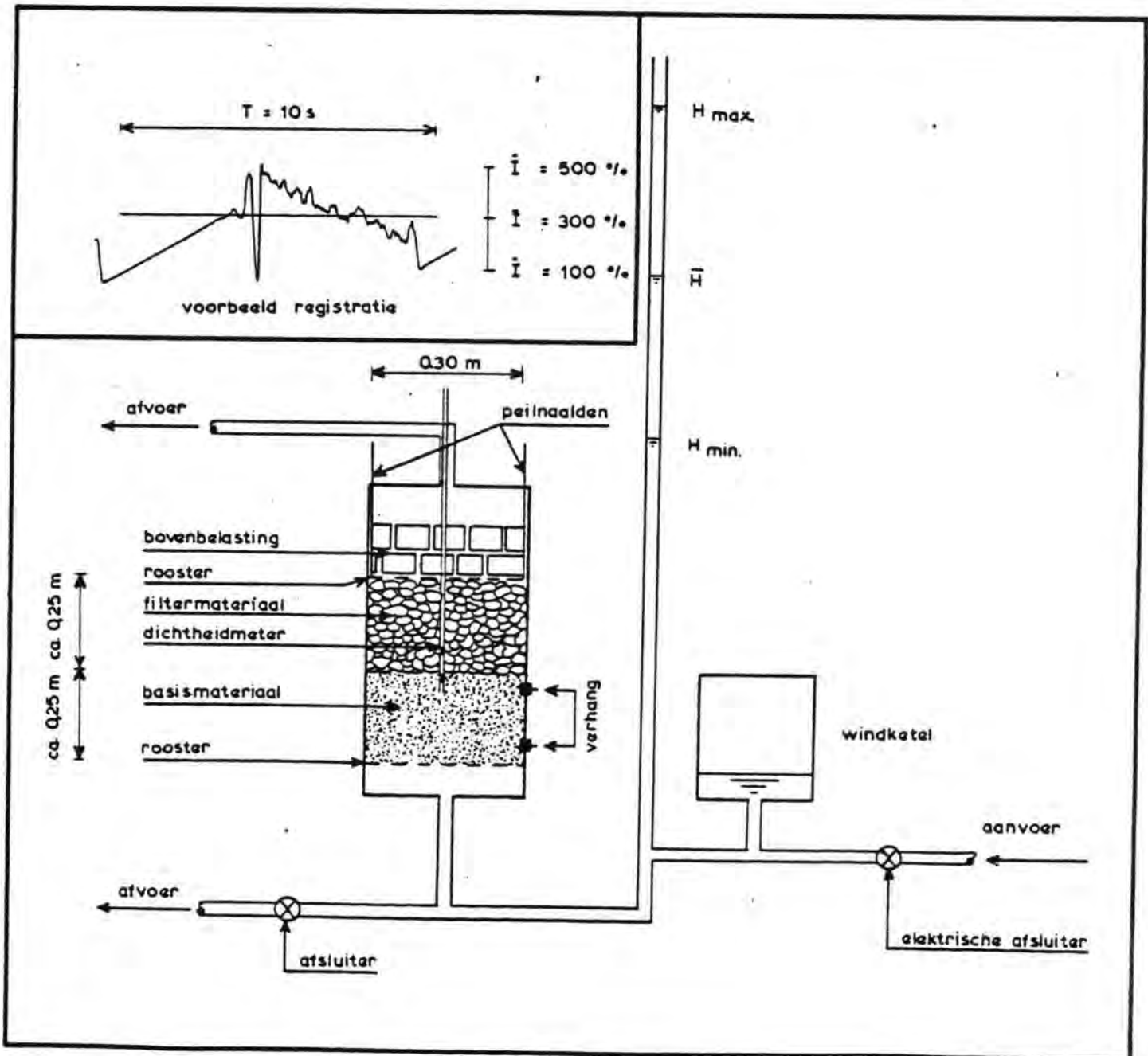
De situaties met stroming loodrecht op het grensvlak worden in par. 5.7.3.2. behandeld, die met stroming evenwijdig aan het grensvlak in par. 5.7.3.3. en die met stroming schuin op het grensvlak in par. 5.7.3.4. De resultaten van het onderzoek zijn samengevat in tabel 5.7.1(zie par.5.7.3.5.), waarbij de gehanteerde nummering betrekking heeft op het hierboven weergegeven schema.

Stromingssituatie (4) bestaat - strikt genomen - in feite niet. T.g.v. het verschil in voortplanting van de cyclische waterbeweging in basis- en filtermateriaal, ontstaat er tevens een verticale (cyclische) beweging en gaat stromingssituatie (4) over in stromingssituatie (8), zie verder 5.7.3.3.3.

5.7.3.2. Stroming loodrecht op het grensvlak

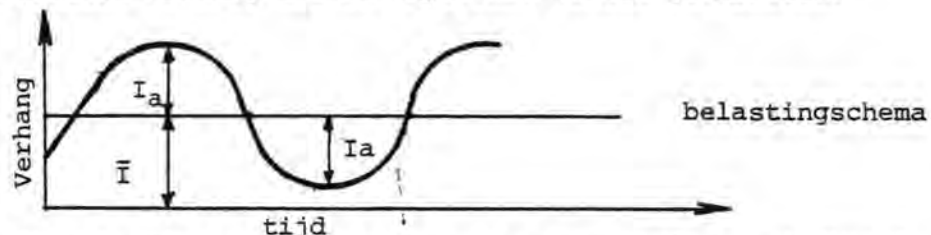
2.1. Inrichting van het onderzoek

De proeven zijn uitgevoerd in het "Tonnetje" waarin verticale, omhoog gerichte, stromingen kunnen worden ingesteld. Een groot aantal proeven werd verricht met cyclische verhangen m.b.v. de onderstaande geschematiseerde proefopstelling.



HET TONNETJE

Met behulp van een elektrische afsluiter werd de waterstand in de waterkolom gevarieërd (tussen H_{max} en H_{min}). Door manipulatie van de aan- en afvoerdebieten kon zowel het gemiddelde verhang als de amplitude worden gevarieërd.



Om de waterslag enigszins tegen te gaan werd een windketel geïnstalleerd. De verhangen werden in het basismateriaal gemeten. De gemeten verhangen waren redelijk sinusvormig, maar de waterslag kon niet geheel onderdrukt worden. Alle proeven met cyclische verhangen zijn uitgevoerd met een periode $T = 10s$.

Voor het basismateriaal werd uitgegaan van wadzand, $d_{50} = 0,15 \text{ mm}$ (zie fig. 5.7.1a).

Voor het filtermateriaal werd in eerste instantie uitgegaan van een volgens de Füllerkrömmе samengesteld mengsel tussen 0,3 en 32 mm. Hierbij dient te worden opgemerkt, dat de samenstelling van de onderzochte mengsels niet konstant was. Een indruk van de spreiding nabij het grensvlak wordt gegeven in fig. 5.7.1.

De mate van indringing van het basismateriaal in het filtermateriaal werd bepaald aan de hand van de zakking van het bovenste rooster na 1 uur stromen.

De zakking van het filterpakket werd als criterium gekozen omdat deze het beste te meten bleek te zijn. Hiernaast werd tevens naar de zandindringing langs de wand gekeken. Dit leverde vooral een kwalitatief criterium op: t.g.v. wandeffecten is meestal de indringing langs de wand niet betrouwbaar, er kan echter wel worden gesteld dat indien langs de wand geen indringing plaatsvindt, dit ook niet het geval zal zijn in het inwendige van het filterpakket.

Tenslotte werd de dichtheid over een hoogte van 6 cm bij het grensvlak gemeten m.b.v. een dichtheidsmeter.

Hoewel deze dichtheidsmeter vaak aan storingen onderhevig was, bleek toch dat zandindringing een waarneembare daling van de porositeit nabij het grensvlak tot gevolg had.

2.2. Stationaire stroming

Interne stabiliteit

In eerste instantie werd de interne stabiliteit van het filtermateriaal (Füllermengsel) onder stationaire omstandigheden onderzocht. Om een zo ongunstig mogelijke belasting te bereiken werd hierbij een neerwaartse stroming ingesteld zodat de zwaartekracht meewerkte. Het mengsel bleef intern stabiel tot het maximaal instelbare verhang van 450%. Bij opwaartse stroming zal dit verhang 100 à 200% hoger zijn omdat de zwaartekracht dan tegenin plaats van meéwerkt (uiteraard mits voldoende korrelspanning aanwezig is).

Zanddichtheid Füllermengsel

Vervolgens werden proeven uitgevoerd waarbij de zanddichtheid van het Füllermengsel onder stationaire omstandigheden werd onderzocht. Bij de eerste van deze proeven werd weer een neerwaartse stroming ingesteld (het wadzand werd hierbij dus bovenop het filtermateriaal ingebouwd). Het kritieke verhang bleek in deze situatie gelijk te zijn aan 300 à 400% (hetgeen wederom met 100 à 200% moet worden verhoogd bij opwaartse stroming). Bij later verrichte proeven waarbij een opwaartse stroming werd ingesteld (wadzand onder het filtermateriaal ingebouwd) bleek het kritieke verhang een waarde te hebben van ca. 500%.

Zanddichtheid afwijkend mengsel

Omdat tijdens het storten vanaf de waterlijn van het (sterk gegradeerde) filtermateriaal het fijne materiaal kan wegspoelen, is tevens gekeken naar de zanddichtheid van een afwijkend mengsel (Füllermengsel waaruit de fracties kleiner dan 1 mm werden uitgezeefd). Het stationaire kritieke verhang bleek toen niet groter te zijn dan 100 à 150%.

2.3. Cyclische omstandigheden

Omdat in het prototype vooral cyclische verhangen te verwachten zijn, werden een aantal proeven onder cyclische omstandigheden in het tonnetje uitgevoerd met behulp van de eerder beschreven proefopstelling.

Interne stabiliteit

T.g.v. de relatief grote doorlatendheid van het Füllermengsel kon slechts een relatief laag verhang worden ingesteld. Het mengsel bleef intern stabiel tot de maximaal instelbare (cyclische) verhang van 100%. Bij proeven in de Golftunnel (zie onder 3.1.) bleef het mengsel intern stabiel tot het maximaal ingestelde horizontale cyclische verhang van $I_a = 300\%$.

Zanddichtheid Füllermengsel

Tijdens de proeven werd steeds een gemiddeld verhang \bar{I} gehandhaafd, terwijl de kritieke amplitude van het cyclische verhang aan de hand van het criterium van zakking van het pakket werd bepaald. Deze kon worden gevonden door de gemeten zakking van het pakket bij diverse amplitudes te extrapoleren tot de amplitude waarbij de zakking gelijk aan nul werd. In fig. 5.7.2 is een overzicht van de proeven en van de resultaten gegeven. Het blijkt dat bij een gemiddeld verhang tussen 0 en 400% de kritieke amplitude varieert tussen 125 en 175%. Bij een groter gemiddeld verhang dan 400% neemt de kritieke amplitude snel af.

Verdichten versus zandindringing

Omdat tijdens deze proeven de zakkingen als criterium voor de stabiliteit van het filter werden gehanteerd, was het noodzakelijk er verzekerd van te zijn, dat dit niet t.g.v. verdichting van het filtermateriaal optrad (t.g.v. de cyclische omstandigheden). De gemeten zakkingen werden immers beschouwd als een maat voor de zandindringing in het filtermateriaal, waardoor een eventuele zakking t.g.v. verdichting een verstorende faktor zou zijn. Om beide fenomenen te scheiden werd een proef uitgevoerd, waarbij een zanddicht vlies tussen het wadzand en het filtermateriaal werd ingebouwd, waardoor geen zandindringing kon plaatsvinden. Hierbij bleek, dat een "hydraulische verdichting" inderdaad optrad bij $I_a \geq 200\%$ ($\bar{I} = 0\%$).

Deze waarde lag hoger dan de eerder gevonden $I_a = 125$ à 175% (bij $\bar{I} = 0\%$), zodat gekonkludeerd kan worden, dat deze waarden niet beïnvloed worden door hydraulische verdichting. Opgemerkt dient te worden, dat de zakkingen t.g.v. verdichten minder toenemen bij toenemend \bar{I} dan in het geval van zandindringing (zie fig. 5.7.2).

Verdichte mengsels

Het effect van verdichten op het kritieke verhang werd nader onderzocht in 2 proeven met het Füllermengsel. Bij de eerste proef werd licht verdicht, terwijl bij de tweede proef zo goed mogelijk werd verdicht. De gevonden waarden voor I_a (bij $\bar{I} = 0$) bedroegen 200 à 250% resp. ca. 200% . Het verschil is niet groot, maar bij het goed verdichte mengsel nemen de zakkingen bij toenemend verhang \hat{I} veel minder toe dan bij het licht verdichte mengsel. Uit eerder verricht onderzoek ^{*}) is gebleken, dat bij stationaire omstandigheden geldt:

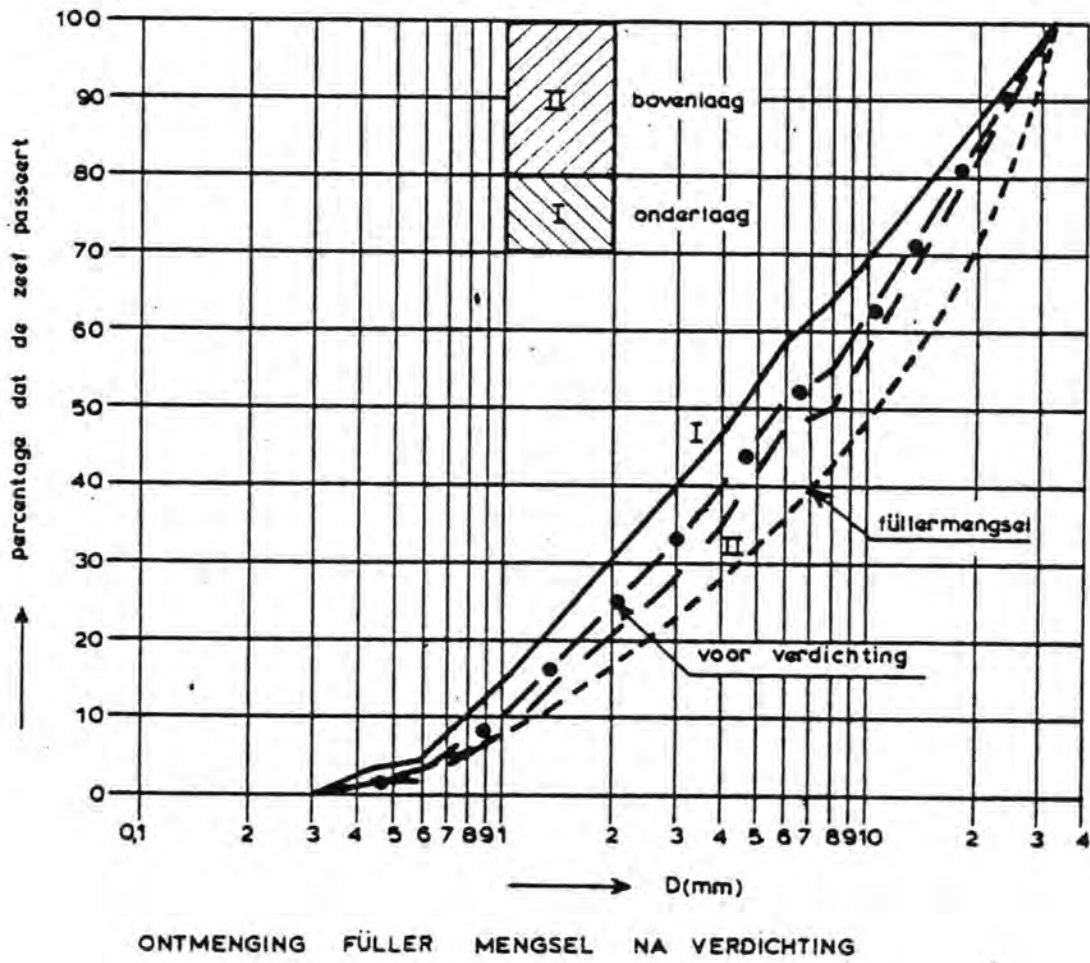
$$I_{cr} : : \epsilon^{-3}$$

zodat het poriëngehalte ϵ (en dus ook verdichten) een grote invloed zou moeten hebben op het kritieke verhang. Onderzoek naar de porositeit van het onverdichte Füllermengsel toonde aan, dat de spreiding hiervan aanzienlijk is (tussen 30% en 40% , $\bar{\epsilon} = 34\%$), terwijl na verdichten de spreiding minder wordt (tussen 27% en 30% , $\bar{\epsilon} = 29\%$). Op grond hiervan kunnen de verschillen in $I_{a\ cr}$ enerzijds tussen de verdichte mengsels onderling en anderzijds tussen de verdichte mengsels en het onverdichte mengsels worden verklaard.

Tijdens een oriënteringsproef, waarbij het mengsel op een triltafel werd verdicht, bleek langs de wand sterke ontmenging op te treden.

^{*}) Zie M 1488-1 : Onderzoek naar de stabiliteit van granulaire filters (nog niet verschenen).

Na een zeefanalyse van zowel de bovenste als van de onderste laag van het verdichte materiaal bleek deze ontmenging echter beperkt te zijn, zodat de bovengenoemde zichtbare ontmenging als een wandeffekt moet worden gezien.



Alternatieve oplossingen

Volgens de uitgevoerd berekeningen (paragraaf 5.6.) zullen de verticale cyclische verhangen in een grensvlak zand/Füllermengsel ca. 400% kunnen bedragen. Aan deze eis kon blijkens het voorgaande dus niet worden voldaan met een fundatiebed bestaande uit Füllermengsel. De volgende 3 wegen stonden open voor verder onderzoek:

- a. toepassing van een extra filterlaag bestaande uit grofzand (0,3 - 1 à 2 mm) tussen het wadzand en het Füllermengsel ("twee lagen" oplossing).
- b. verbetering van het bestaande Füllermengsel door toevoeging van extra hoeveelheden fijn materiaal: het z.g. "overvulde Füllermengsel" (0,15 - 32 mm, zie fig. 5.7.1.).
- c. toepassing van een zanddichte kunststoffilter.

a. "twee lagen" oplossing

Een proef werd uitgevoerd met grofzand op wadzand (bij $\bar{I} = 0\%$). Zie figuur 5.7.1a. voor de zeefkromme van het gebruikte grofzand. Hierbij bleek zakking van het filterpakket op te treden bij $I_a \approx 150\%$. Omdat vermoed werd, dat hydraulische verdichting bij relatief lage verhangen reeds optrad, werd het kritieke verhang I_{acr} bepaald aan de hand van waarnemingen omtrent zandindringing langs de wand en in het mengsel (gekonstateerd na uitbouw) en de porositeit nabij het grensvlak. Hieruit werd gekonkludeerd, dat $I_{acr} > 400\%$ was. Vervolgens werden 2 proeven uitgevoerd met de combinaties grofzand-Füllermengsel en grofzand-afwijkend mengsel. De kritieke verhangen bleken hierbij minder groot te zijn.

Bij $\bar{I} = 0\%$:

grofzand/Füllermengsel	$I_{acr} = 250\%$
grofzand/afwijkend mengsel	$I_{acr} = 130\%$

b. Overvulde mengsel

Tenslotte werd een proef uitgevoerd met het overvulde Füllermengsel op wadzand. Er trad zakking op bij $I_{acr} > 180\%$ (bij $\bar{I} = 0\%$).

Aangezien dit materiaal een bijzonder lage porositeit bezat ($\epsilon = 19\%$) leek dit resultaat aanvankelijk aan de pessimistische kant. Door monsternamen op het grensvlak bleek echter dat in het filtermateriaal een extra hoeveelheid wadzand werd aangetroffen, hetgeen op indringing wees. Om hierover meer duidelijkheid te verkrijgen werd de proef herhaald met een zanddicht vlies op het grensvlak tussen beide materialen. Hieruit bleek dat voor $I_a > 300\%$ (bij $\bar{I} = 0\%$) een slechts geringe zakking t.g.v. hydraulische verdichting optrad. Hieruit moet dus worden geconcludeerd dat de bovengenoemde kritieke amplitude van 180% uitsluitend door indringing werd veroorzaakt en derhalve de juiste waarde is.

c. Zanddichte kunststoffilter

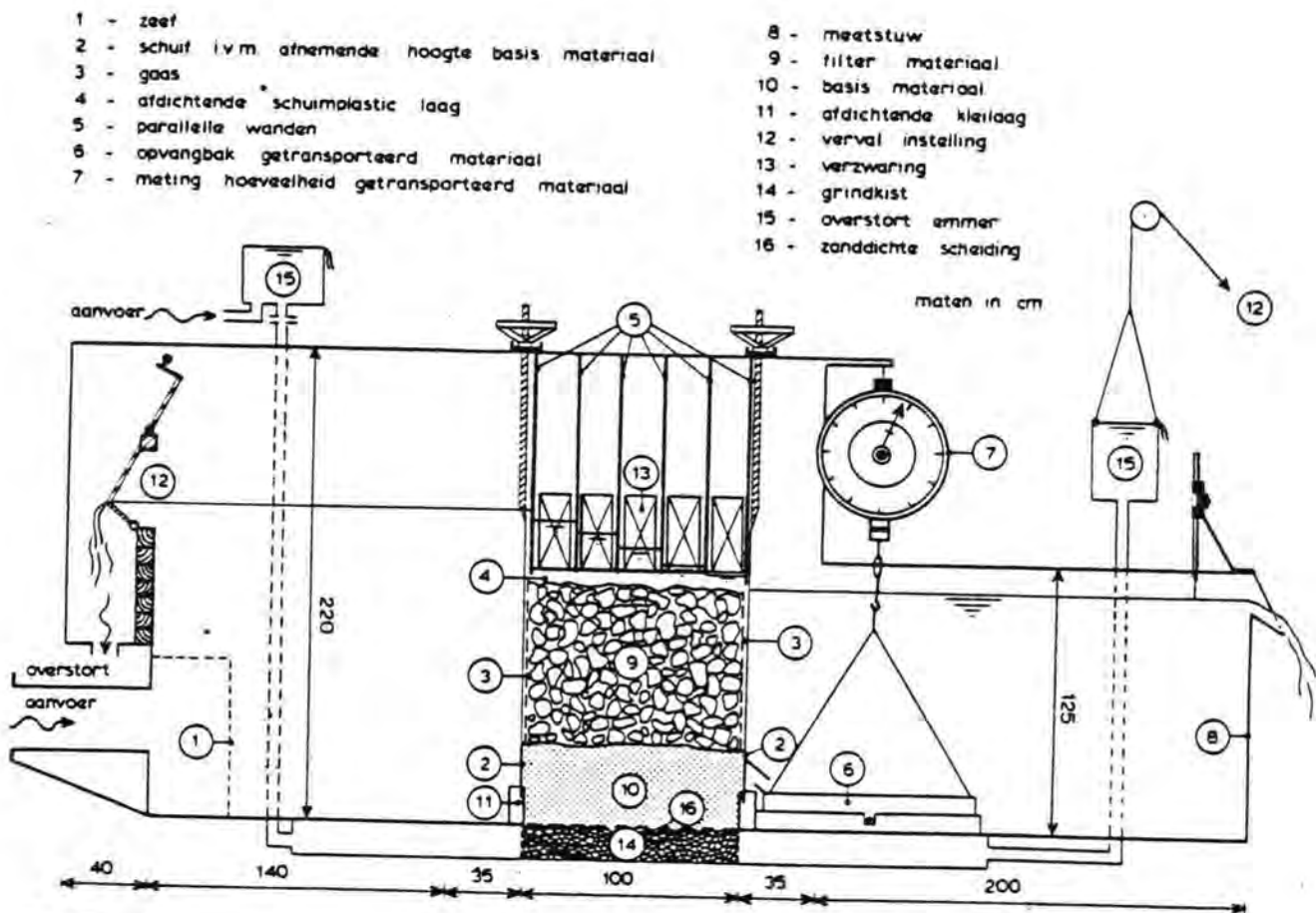
Deze oplossing is verworpen i.v.m. onzekerheden omtrent levensduur alsmede de mogelijkheid van dichtslaan van dergelijke materialen.

5.7.3.3. Stroming evenwijdig aan het grensvlak

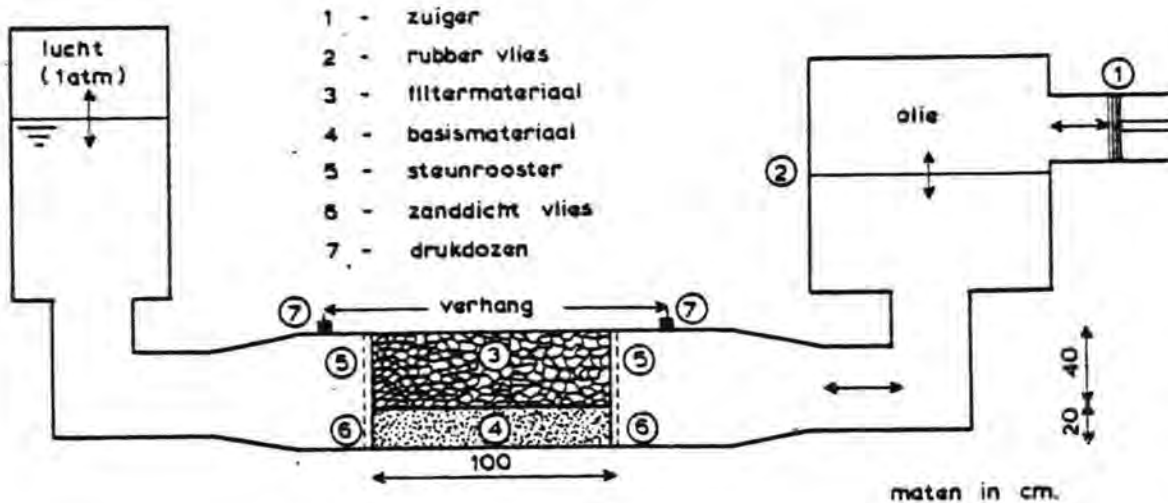
3.1. Inrichting van het onderzoek

De proeven zijn uitgevoerd in de z.g. "Groene Bak" waarin horizontale (en verticale) stationaire stromingen kunnen worden ingesteld.

Tevens werden een aantal proeven in de "Golftunnel" uitgevoerd waarbij horizontale cyclische stromingen werden ingesteld.



De Groene Bak



DE GOLFTUNNEL

3.2. Stationaire stroming

Aangezien in de Groene Bak slechts stationaire stromingen zijn in te stellen waarbij het horizontale verhang bovendien beperkt is tot ca. 110%, is in deze faciliteit slechts de combinatie wadzand/afwijkend mengsel (1 - 32 mm) onderzocht. Het kritieke horizontale verhang bleek beperkt te zijn tot ca. 30%.

Voorts werd in de Groene Bak een proef uitgevoerd m.b.t. de stabiliteit van de combinatie fundatiebed/uitvullaag. Omdat in dit geval het basismateriaal uit sterk gegradeerd materiaal bestaat treedt er een bijzondere vorm van stabiliteit op. In paragraaf 5.7.4.2. zal hierop nader worden ingegaan.

3.3. Cyclische omstandigheden

De overige proeven werden in de Golftunnel uitgevoerd. Hierin kunnen hoge cyclische verhangen worden ingesteld. In alle gevallen was het gemiddelde (horizontale) verhang $\bar{i} = 0\%$, d.w.z. dat het gemiddelde debiet nul was. Zowel de periode als de verhang amplitude kon worden gevarieerd. Tijdens de proeven werd een aantal periodes ingesteld ($T = 20, 15, 10, 8, 6, 4$ en 2 s) waarbij het bijbehorende kritieke verhang werd bepaald.

Het m.b.v. een concentratiemeter registreren van het begin van beweging bleek niet mogelijk op een bevredigende wijze, zodat het begin van beweging visueel moest worden vastgesteld. Mede daarom werden 2 proeven uitgevoerd met materialen die reeds eerder in de Groene Bak waren onderzocht. Hieruit bleek dat een goede overeenkomst aanwezig was en dat een periode van 20 s als kwasi stationair kon worden beschouwd (zuivere stationaire verhangen zijn de Golftunnel slechts enkele minuten lang in te stellen).

Uit deze proeven werd ook duidelijk dat er een belangrijke hydraulische verdichting optrad t.g.v. het heen en weer stromende water. Het gevolg hiervan was een duidelijke toename van het kritieke verhang tijdens de proef (wegens afname van de porositeit). Daarom werd besloten iedere proef 2 maal uit te voeren met eenzelfde filterpakket; eerst van lange naar korte periode, en dan omgekeerd. Deze volgorde werd gekozen omdat was gebleken dat bij de kortste periode ($T = 2$ s) de grootste verdichting optrad.

Wadzand - zeegrind

In fig. 5.7.3. zijn de resultaten samengevat van de 2^{de} proef waarbij het filtermateriaal bestond uit zeegrind met $D_{50} = 3,8$ mm en gradering $p = \frac{D_{90}}{D_{10}} = 10$

Uit het eerste deel van de proef bleek dat het kritieke verhang toenam met afnemende periode. Uit het tweede deel van de proef bleek, dat deze toename te wijten was aan de verdichting tijdens de proef.

Bij de maximale verdichting bleek het kritieke verhang in het tweede deel van de proef nauwelijks meer afhankelijk te zijn van de periode.

Blijkbaar wordt de invloed van toenemende versnellingskrachten (bij afnemende periode) op de korrels van het basismateriaal gecompenseerd door de kortere tijd gedurende welke deze krachten werkzaam zijn.

Wadzand - Füllermengsel

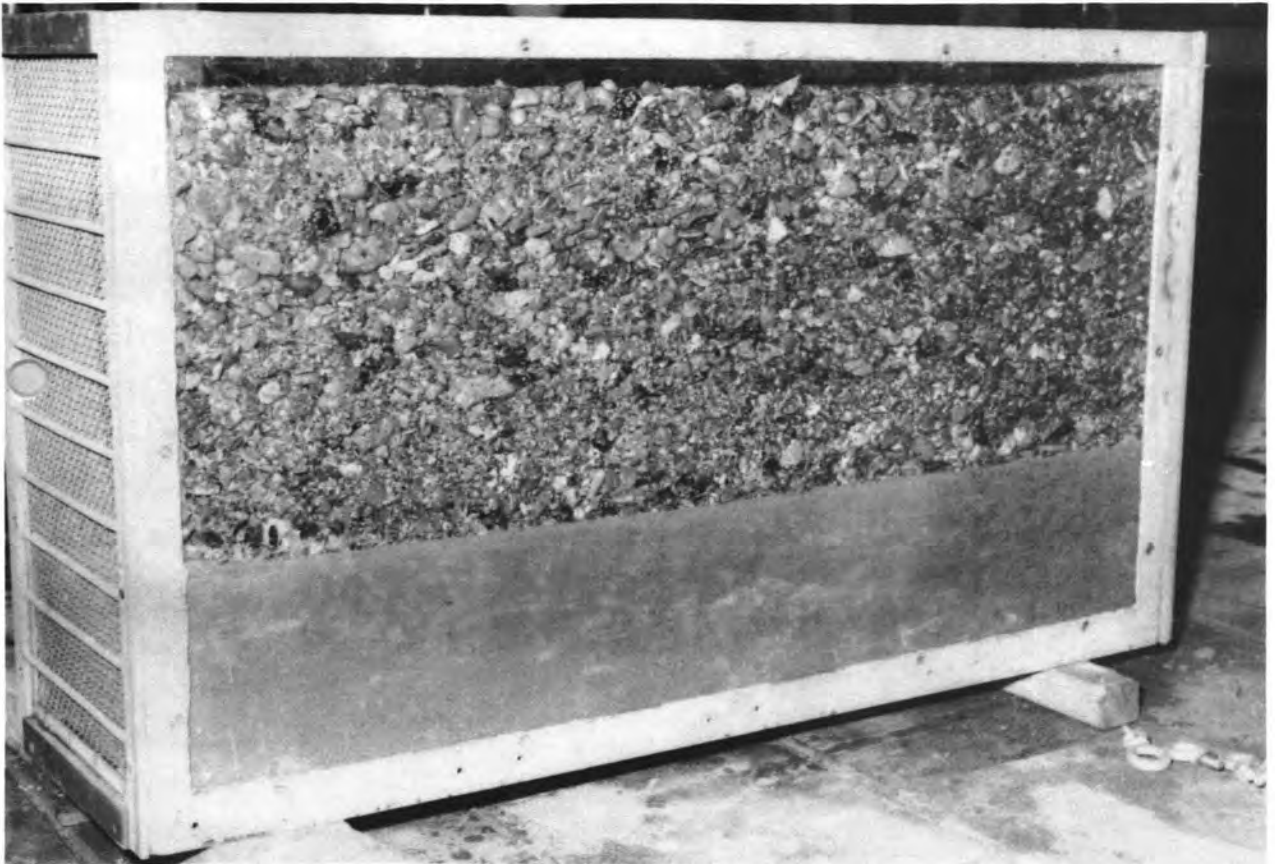
Bij alle periodes lag het kritieke verhang buiten het bereikbare met de bestaande faciliteit:

T (s)	20	15	10	8	6	4	2
I _{acr} (%)	>195	>260	>500	>500	>500	>500	-

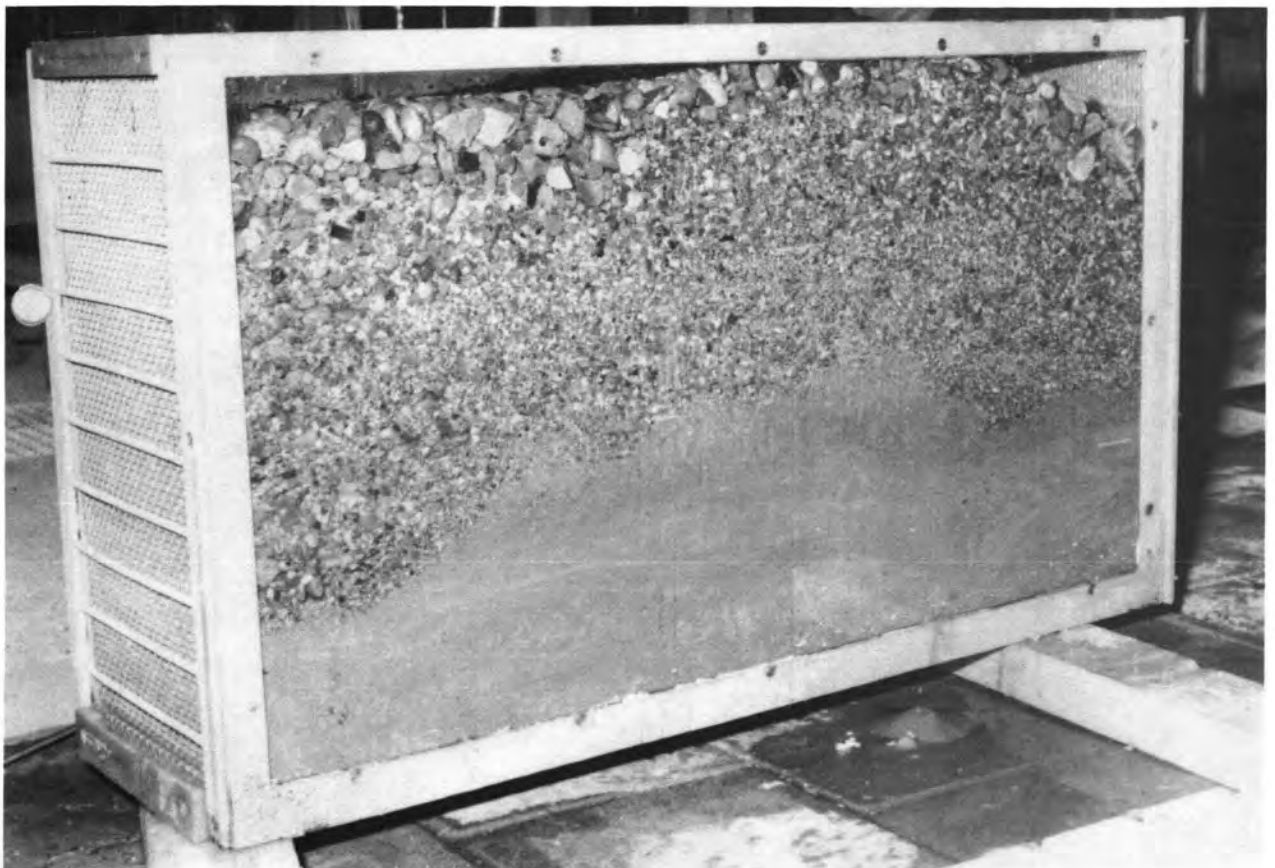
Resultaten wadzand/Füllermengsel.

Opvallend was hierbij echter dat een verticale zandindringing tijdens de proef was opgetreden (foto 5.7.1).

Dit wees op het bestaan van grote verticale verhangen nabij het grensvlak, welke verklaard kunnen worden uit het verschil in drukvoortplanting t.g.v. het verschil in doorlatendheid.



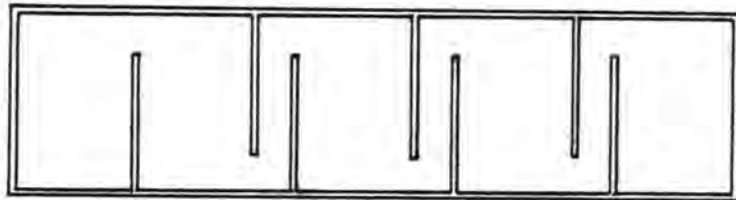
Voor de proef



Na de proef

Foto 5.7-1: Wadzand/Füller mengsel
cyclische verhangen evenwijdig aan het grensvlak

Naar aanleiding van deze resultaten werd nader onderzoek verricht naar de optredende verticale verhangen en de relatie daarvan met de ingestelde horizontale verhangen. Een zestal drukdozen werden in het filterpakket in de omgeving van het grensvlak aangebracht:



opstelling aansluiting drukdozen

Vier drukdozen werden op ca. 1 cm boven het grensvlak aangesloten en twee op ca. 4 cm onder het grensvlak.

De resultaten van deze metingen zijn in fig. 5.7.4. weergegeven. In de bovenste figuur blijkt dat het horizontale verhang in het filtermateriaal niet geheel constant is. De grootte van het plaatselijke verhang neemt af met de afstand tot de zuigerkant. In de middelste figuur blijkt dat de verhang amplitudes in het filtermateriaal en in het basismateriaal nagenoeg aan elkaar gelijk zijn.

Een amplitude en fase verschil tussen de drukgolven in beide materialen levert de verticale verhangen op van de onderste figuur.

Wadzand/afwijkend mengsel

Vervolgens werd een proef uitgevoerd met de combinatie wadzand/afwijkend mengsel waarbij de periode eerst weer werd verlaagd, en daarna verhoogd.

Hierbij werden kritieke verhangen gemeten tussen 70 en 100%. In de Groene Bak werd onder stationaire omstandigheden een kritiek verhang van ca. 30% gevonden voor dezelfde combinatie (zie fig. 5.7.6.).

Twee-lagen oplossing

Evenals in het Tonnetje werd in de Golftunnel het z.g. 2-lagen-systeem onderzocht.

Eerst werd de stabiliteit van de combinatie wadzand/grof zand (0,3 - 1 mm) onderzocht. De kritieke verhangen bleken buiten het bereik van de faciliteit te liggen:

T (s)	20	15	10	8	6	4	2
I_{acr} (%)	>> 270	>> 450	>> 450	>> 450	-	-	-

Resultaten wadzand/grofzand

Ook daarbij werd geen verticale zandindringing geconstateerd. Vervolgens werd de stabiliteit van de combinatie grofzand/afwijkend mengsel bekeken. Hier werd voor het afwijkende mengsel gekozen omdat het Füllermengsel naar vermoeden weer buiten bereik zou blijven. Dit bleek echter eveneens het geval te zijn met het afwijkende mengsel:

T (s)	20	15	10	8	6	4	2
I_{acr} (%)	> 180	> 290	> 730	> 800	> 800	> 320	> 940

Resultaten grofzand/afwijkend mengsel

Bij deze proefopstelling werden tevens de inwendige verhangen gemeten (fig. 5.7.5.) Uit deze metingen kunnen analoge conclusies als uit fig. 5.7.4. worden getrokken.

N.B.: I_{acr} is gedefinieerd als het uitwendig verhang (zie figuren 5.7.4. en 5.).

5.7.3.4. Stroming schuin op grensvlak

4.1. Stationaire stroming

Deze proeven werden uitgevoerd in de Groene Bak onder stationaire omstandigheden.

Het grensvlak werd horizontaal in de Groene Bak ingebouwd en diverse combinaties van horizontale en verticale verhangen werden ingesteld.

Het begin van beweging werd visueel bepaald door bij een bepaald vertikaal verhang het horizontale kritieke verhang te bepalen.

Het onderzochte filterpakket bestond uit de combinatie wadzand/afwijkend mengsel. In 5.7.3.3.2. werd reeds vermeld dat het zuivere horizontale kritieke verhang ca. 30% was.

Bij combinaties van (stationaire) horizontale en verticale verhangen bleek bij verticale verhangen van 10 tot ca. 110% steeds (in het wadzand) een horizontaal verhang van ca. 25% toelaatbaar te zijn (fig. 5.7.6.).

Bij verticale verhangen groter dan 110% nam het kritieke horizontale verhang echter snel af. Dit laatste sluit goed aan bij de resultaten van de proef in het Tonnetje met een zuiver vertikaal verhang (loodrecht op het grensvlak) waarbij een kritiek verhang van 100 à 150% werd gevonden (zie 5.7.3.2.).

5.7.3.4.2. Cyclische omstandigheden

De proeven zijn uitgevoerd in de grote triaxiaalcel van het L.G.M. (fig. 5.7.11:). Het grensvlak is vertikaal ingebouwd. Door de celspanning te variëren ontstaat een radiale cyclische stroming loodrecht op het grensvlak van de cirkelvormig aangebrachte zand-/zeegrindlaag.

In verticale richting zorgt een verhang van ca. 8% voor een stationaire stroming evenwijdig aan het grensvlak. Op deze wijze wordt de situatie nagebootst zoals die bij de hiel en de teen van de pijler kan optreden.

De spanningen in het te onderzoeken cirkelsymmetrische monster verschillen van de in de berekeningen aangenomen vlakke vervorming.

De analytische beschrijving, waarmee de resultaten van de proef kunnen worden geïnterpreteerd, is nog niet beschikbaar.

Figuur 5.7.11. toont de principeschets van de opstelling. Op halve hoogte van het monster worden enkele waterspanningsmeters geplaatst, waarmee de cyclische waterspanningen worden geregistreerd.

De stationaire stroming evenwijdig aan het grensvlak (in dit geval vertikaal) maakt het mogelijk te konstateren of er zand via het zeegrind wordt uitgespoeld. Het hiertoe gekleurde Katszand wordt opgevangen in de zandvang.

De cyclische belasting vindt bij elke proef plaats door variaties in de celspanning (gem. spanning 125 kN/m^2) aan te brengen. De frequentie bedraagt 0,1 Hz. De amplitude van de celdruk wordt in stappen opgevoerd. Onderzocht wordt bij welke amplitude van het cyclische verhang over de grenslaag uitspoeling optreedt. Dit kritieke cyclische verhang is dus anders gedefinieerd dan het kritieke cyclische verhang bij de W.L.proeven (zie paragraaf 5.7.3.2.3.).

De onderstaande tabel geeft een overzicht van de tot nu toe verrichte proeven.

Proef nr.	n _{zand} %	n _{grind} %	Max.amplitude kN 'm ²	Dyn.verhang	Belastingsvorm	Opmerkingen
DV 1					zaagtand	testproef
DV 2	38	-	40	-	"	geen grind < 2 mm
DV 3	40	-	100	- **	"	geen Füllerkromme
DV 4	40	27	65	> 140% **	sinus	Füllerkromme met zand < 300 μ
DV 5	41	33	100	180%	"	Füllerkromme
DV 6	39,5	28,5	75	60%	"	Duurproef Füller (2,5 uur)
DV 7	40	32*	112,5	> 160%	"	Grofzand (4,5 uur)
DV 8	39	33*	112,5	255% **	"	Grofzand (Füller kvd.)
Tussensituatie DV 8			(100)	(160%)		" (½ uur)

Beschrijving proefresultaten

De eerste 3 proeven zijn uitgevoerd met een zaagtandvormige periodieke belasting. Door een wijziging in de sturing van de celdruk werd het later mogelijk de celdruk sinusvormig te variëren. De vorm van de belasting blijkt nogal van invloed te zijn op het verloop van de waterspanningen in het monster. Vanaf proef 4 is het zeegrind samengesteld volgens de korrelverdeling uit het 2e interimrapport. Proef 4 week hier nog enigszins van af doordat de fractie < 300 μ niet uit het zeegrind was gezeefd.

* grofzand

** proef voortijdig beëindigd, rubberzak gescheurd.

De figuren 5.7.12 en 13 tonen de waterspanning in het zand bij de grenslaag bij verschillende belastingen in proef DV 5. De afstand van de opnemers bedroeg 2 cm.

Duidelijk is waar te nemen dat bij kleine amplituden de waterspanningen nog sinusvormig zijn. Bij grotere belastingen is dit niet meer het geval.

Er treedt faseverschuiving op in de waterspanningen op de diverse plaatsen. De figuren 5.7.12 en 13 tonen behalve de waterspanningen vóór de grenslaag ook het spanningsverschil over de grenslaag van proef DV 5 bij belastingamplitudes van 25 kN/m^2 en 75 kN/m^2 .

Het nulniveau van de waterspanningsmeters verschuift in de loop der tijd. Hierdoor is het nulniveau van het verschilsignaal moeilijk vast te stellen. De amplitude van de verhangen is niettemin bepaald als de helft van de top-dal waarde van het drukverschil in cm w.k. door twee te delen. Figuur 5.7.14 toont de cyclische spanningen op verschillende plaatsen in het monster. De proeven DV 1 en DV 2 gaven al snel inzanding te zien. Dit was niet verwonderlijk aangezien bij deze proeven de fractie $\leq 2 \text{ mm}$. uit het zeegrind was weggezeefd. Door het voortijdig scheuren van de rubberzak kon bij de proeven DV 3 en DV 4 het tijdstip van inzanden niet bepaald worden.

Uit proef DV 5 bleek dat al bij een relatief laag dynamisch verhang over de grenslaag zand in het zeegrindmengsel spoelde. Dit kon eventueel veroorzaakt zijn doordat zowel het zand als het zeegrind nogal los gepakt waren.

Proef DV 6 is uitgevoerd met vastere pakkingen. Daarbij werd onderzocht of inzanding kan optreden bij een langdurige belasting vlak onder het niveau van inzanding bij DV 5.

Reeds na 2,5 uur belasten met een belastingsamplitude van 75 kN/m^2 viel er gekleurd zand en fijn grind in de zandvang waar te nemen. De inzanding bleek over het gehele grensvlak te hebben plaatsgevonden tot een diepte van omstreeks 5 cm.

Deze resultaten roepen twijfels op over de stabiliteit van de filteropbouw in het één laag systeem.

Als mogelijke oplossing wordt gedacht een tussenlaag van zand $300 \mu - 1 \text{ à } 2 \text{ mm}$ aan te brengen.

Het verdere onderzoek is dan ook gericht op het vaststellen van de stabiliteit van een filter met een tussenlaag van zand $300 \mu - 2 \text{ mm}$

Bij proef DV 7 blijkt bij het maximaal bereikbare cyclische verhang over de grenslaag van ca. 120% geen inzanding te zijn opgetreden. Het grove zand wijkt af van de Füller-kromme (zie figuur 5.7.15.) In fig. 5.7.16 t/m 18 zijn enkele zeefkrommen opgenomen, die bij het onderzoek gebruikt zijn.

In proef DV 8 is getracht met behulp van een, in de vergrote drainagepijp aangebrachte, band het cyclische verhang op te voeren.

Bij een celamplitude van 100 kN/m^2 werd nu een cyclisch verhang van 160% bereikt.

Bij het vergroten van de celamplitude tot $112,5 \text{ kN/m}^2$ is gedurende korte tijd een cyclisch verhang van 255% gemeten.

De rubbermantel bezweek zodat nu nog geen uitspraak over een duurwaarde mogelijk is. De totale cyclische belastingstijd tot bezwijken bedroeg ca. 60 min. Deze proef wordt herhaald.

Overigens bleek bij het uitbouwen geen zandindringing te hebben plaatsgevonden. Verder op het programma staan nog cyclische proeven op grofzand/zeegrind, zeegrind/grofgrind (als de doorlatendheid niet te groot is). Prioriteit heeft de duurwaardeproef Katszand/grofzand en de bepaling van de duurwaarde Katszand/zeegrind in verband met het cunetontwerp.

5.7.3.5. Samenvatting filteronderzoek

Een samenvatting van alle resultaten wordt gegeven in tabel 5.7.1a t/m 1c. De in deze tabel gehanteerde nummering van de stromingstypen is gebaseerd op het schema van 5.7.3.1.

		Hoofdst.nrs.
1	stroming \perp grensvlak	stationair 5.7.3.2.2.
2	stroming \perp grensvlak	cyclisch 5.7.3.2.3.
3	stroming \parallel grensvlak	stationair 5.7.3.3.2.
4	stroming \parallel grensvlak	cyclisch 5.7.3.3.3.
5	stroming schuin op grensvlak	\parallel stationair 5.7.3.4.1.
		\perp stationair
6	stroming schuin op grensvlak	\parallel stationair 5.7.3.4.2.
		\perp cyclisch
7	stroming schuin op grensvlak	\parallel cyclisch niet onder- \perp stationair zocht
8	stroming schuin op grensvlak	\parallel cyclisch 5.7.3.3.3.
		\perp cyclisch

Aangetoond is dat door het aanbrengen van een laag grof zand tussen ondergrond en zeegrond hogere cyclische verhangen zullen kunnen worden toegelaten. Dit geldt uiteraard ook voor de stationaire verhangen. In het onderstaande overzicht worden de voor het ontwerp relevante resultaten samengevat. (standaard golfperiode 10 sec).

Stationaire stroming	1. \perp grensvlak	3. // grensvlak	5. // + \perp grensvlak
Uitvullaag/Füller	> 100%	> 100%	beide > 100%
Füller/grofzand	groter dan Füller/wadzand (zie onder)		
Grofzand/wadzand	zeer groot		

Cyclische stroming	2. \perp grensvlak	4. // grensvlak	6. \perp cycl. // stat. $\bar{I}=8\%$
	\bar{I}_{gem} \hat{I}_{acr}	$\bar{I} = 0$ \hat{I}_{acr}	\hat{I}_{acr} (T = 10s)
Uitvullaag/Füller	eventueel te beproeven		
Füller afwijkend/grof zand	0% 130%	T=20sec > 180% T=10sec > 730%	
Füller/grof zand	0% 250%		wordt beproefd
Grofzand/wadzand	0% > 400%	T=20sec >>270% T=10sec >>450%	> 120% à 160% duurw* > 255% korte duur

Ter vergelijking nog enkele getallen voor de grenslaag Füller/wadzand.

Stationair

1. \perp >500% (100 à 150% voor afwijkend mengsel)
3. // \sim 60% (voor zeegrond $D_{50} = 3,8$ mm., $p=10$)

Cyclisch

2. $\bar{I}_{gem} = 0\%$, $\hat{I}_{acr} = 140\%$
4. T = 20 sec., $\hat{I}_{acr} >>200\%$
T = 10 sec., $\hat{I}_{acr} >>500\%$
6. $\hat{I}_{acr} < 60\%$ duurwaarde; 180% extreem

* bij de cyclische triaxiaalproef is Katszand gebruikt ($d_{50} = 175 \mu$)

Stromingstype	Verhang			Basis Mat.	Filtermateriaal				Proef Opstelling	Opmerkingen
	\bar{I}_{cr} (%)	I_{acr} (%)	T (s)		D_{50} (mm)	D_{50} (mm)	perc. $D = 1$ mm (%)	porositeit ϵ (%)		
1	> 450	-	-	-	ca 10	ca 8	*	Füller-mengsel	Tonnetje	Stationaire interne stabiliteit
	ca 500	-	-	0,15	ca 10	ca 8	32-35	Füller-basis	Tonnetje	Stationaire zanddichtheid
	100-150	-	-	0,15	ca 10	0	34,5	Afwijkend Füller-basis	Tonnetje	Stationaire zanddichtheid
	0	140	10	0,15	6-10	5-12	32-35	Füller-basis	Tonnetje	Systematisch onderzoek cyclische zanddichtheid.
	100	120	10	0,15	10	3	31,3	Füller-basis	Tonnetje	
	200	145	19	0,15	*	*	*	Füller-basis	Tonnetje	Vlies op grensvlak verdicht filtermat.
	400	175	10	0,15	10	6	27,8	Füller-basis	Tonnetje	
	0	200	10	0,15	7	3	*	Füller-basis	Tonnetje	Zanddichtheid 2-lagen systeem
	0	250	10	0,15	6	11	27,0	Füller-basis	Tonnetje	
	0	250	10	0,60	6	8	*	Füller-grofzand	Tonnetje	Zanddichtheid overvuld Füller-mengsel
0	130	10	0,60	8	0	38,0	Afwijkend mengsel-grofzand	Tonnetje		
2	0	> 400	10	0,15	0,60	100	*	Grofzand-basis	Tonnetje	Vlies op grensvlak
	0	180	10	0,15	8	19	18,9	Overvuld Füller basis	Tonnetje	
	0	> 400	10	0,15	*	*	*	Overvuld Füller basis	Tonnetje	

Tabel 5.7.1a

Stromingstype	Verhang			Basis Mat.	Filtermateriaal				Proef Opstelling	Opmerkingen - : niet relevant * : niet gemeten
	\bar{I}_{cr} (%)	I_{acr} (%)	T (s)		D_{50} (mm)	perc. $D = 1$ mm (%)	porositeit ϵ (%)	Opmerkingen		
3	60	-	-	0,15	3,8	0	*	Zeegrind*-basis	Stationair	
	63	-	-	0,15	3,8	0	*	Zeegrind-basis	Stationair	
	0	66	20	0,15	3,8	0	*	Zeegrind-basis	Kwasi-stationair	
	100	-	-	0,15	3,8	0	*	Zeegrind-basis	Stationair na hydraulische verdichting	
	30	-	-	0,15	10	0	*	Afwijkend mengsel-basis	Stationair	
	70	-	-	0,15	10	0	*	Afwijkend mengsel	Stationair	
	100	-	-	0,15	10	0	*	Afwijkend mengsel	Stationair na hydraulische verdichting	
	0	> 195	20	0,15	*	*	*	Füller-basis	Stationair	
	0	> 270	20	0,15	0,6	100	*	Grofzand-basis	Zanddichtheid	
	0	> 180	20	0,60	*	*	*	Afwijkend mengsel-basis	2-lagen systeem kwasi stationair	
4/8	0	100	4-20	0,15	3,8	0	*	Zeegrind*-basis	Golftunnel	
	0	70-100	4-20	0,15	10	0	*	Afwijkend mengsel-basis	Golftunnel	
	0	> 500	4-10	0,15	*	*	*	Füller-basis	Golftunnel	
	0	> 450	8-15	0,15	0,60	100	*	Grofzand-basis	Golftunnel	
	0	> 730	2-10	0,60	*	*	*	Afwijkend mengsel-grofzand	Golftunnel	
		* $d_{50} = 3,8$ mm,	p=10							Zanddichtheid 2-lagen systeem

Tabel 5.7.1b

Stromingstype	Verhang			Basis Mat.	Filtermateriaal				Proef Opstelling	Opmerkingen	
	\bar{I}_{cr} (%)	I_{acr} (%)	T (s)		D ₅₀ (mm)	D ₅₀ (mm)	perc. D = 1 mm (%)	porositeit ε (%)			Opmerkingen
5	$I_{cr} < 25$	-	-	0,15	10	0	*	Afwijkend mengsel-basis	Groene Bak	Combinaties van evenwijdige en loodrechte verhangen	
	$I_{cr} < 110$	-	-	10	100	-	*	Uitvullaag-Füller-mengsel	Groene Bak		
	$I_{cr} < 100$	-	-	0,15	3,8	0	*	Zeegrind-basis	Groene Bak		
	$I_{cr} < 100$	*	-	-	-	-	-	-	Triaxiaal-apparaat		
6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Poging zonder kwantitatieve resultaten	
7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	I _{cr} cyclisch, I _{acr} 8%	
											Situatie niet relevant bij de s.v.k.

5.7.3.6. Beschouwing resultaten

De gemeten kritieke cyclische verhangen zijn moeilijk te vertalen naar de met Spons berekende waarde (pijlerberekening).

Enerzijds zijn de criteria tussen de proeven onderling niet één-
duidig, anderzijds wordt bij de Sponsberekeningen uitgegaan van
een éénmalig optredende belasting met een overschrijdingskans van
 $2,5 \times 10^{-4}$, terwijl bij het filteronderzoek een groot aantal wisse-
lingen is aangebracht.

Indien meerdere belastingoverschrijdingen per storm met een over-
schrijdingskans van $2,5 \times 10^{-4}$ als uitgangspunt zou worden genomen
neemt de belasting af. Voor $n = 5$ resp. 10 overschrijdingen neemt het
moment af met 21 resp. 27%* en deze afname geldt globaal ook voor
de cyclische verhangen (5.6.3.5.4.).

Uitgaande van een twee-lagen systeem bedraagt de met de Spons gevonden
waarde van het optredende cyclische verhang op de scheidingslaag zee-
grind/grofzand 215% (run 4:1,5 m. zeegrind/lm. grofzand) grofzand/
holoceen 340%. Verder moeten de volgende kanttekeningen bij de bereke-
ning van de optredende verhangen worden gemaakt:

1. het moment was gebaseerd op een fundatieniveau NAP-32,5. Dit is in-
middels teruggebracht tot NAP-30, hetgeen leidt tot een reductie van
het moment (c.q. verhang) met ca. 10%.
2. t.g.v. de noodzaak een grondverbetering aan te brengen is onder alle
op NAP-30 gefundeerde pijlers een hoogte van minimaal 5 m voor het
fundatiebed beschikbaar. Dit houdt in dat run 5 dan representatief
is. De hierbij berekende cyclische verhangen zijn 86%, 180% en 146%
op de diverse scheidingslagen (zie 5.6.4.).

Een definitieve uitspraak over de toelaatbare cyclische verhangen kan
op dit moment niet worden gedaan. Te verwachten is echter dat door de
toepassing van de overgangslaag een voldoende veiligheid is bereikt.

Voorlopig kan voor een groot aantal wisselingen worden uitgegaan van de
volgende orde van grootte van het toelaatbare cyclische verhang op de
scheidingslaag

zeegrind/grofzand	200 à 250%
grofzand/holocene	350 à 400%.

* COPROB-notitie 14-06-78 "Aantal belastingoverschrijdingen per storm".

5.7.4. Overige aspecten

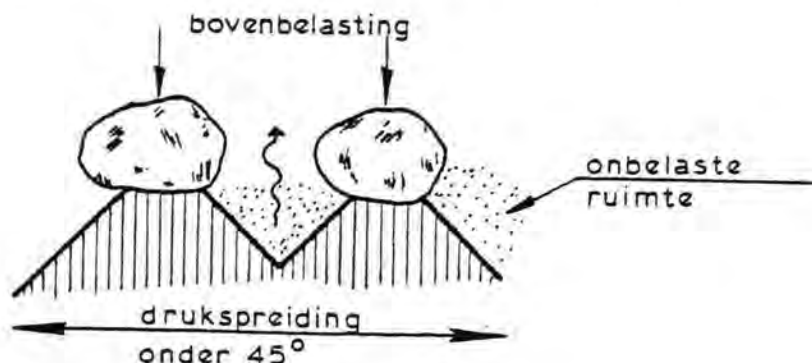
5.7.4.1. Fluïdisatie onderzoek

Bij een opwaartse verticale stroming zal de korrelspanning van een granulair materiaal verminderd worden. Wanneer de waterdruk net in staat is het gewicht van de bovenliggende laag te compenseren, wordt de "fluïdisatie" grens (verhang, waarbij fluïdisatie optreedt) bereikt. De effectieve korrelspanning is dan juist gelijk aan nul. Bij aanwezigheid van bovenbelasting, bijvoorbeeld in de vorm van bovenlagen, zal de nabodigde waterdruk om tot fluïdisatie te kunnen komen toenemen.

Een onderzoek naar de invloed van de bovenbelasting op de fluïdisatiegrens is uitgevoerd in het Tonnetje (zie voor een beschrijving 5.7.3.2.). De bovenbelasting bestond hierbij uit een 0,15 m dikke laag grind, bij verdere vergroting van de bovenbelasting werd gebruik gemaakt van loodbroodjes. Het optreden van fluïdisatie is in verband gebracht met het verticale verhang I_z in het zandpakket en met de filtersnelheid u_g . De kritieke grens, waarbij fluïdisatie begon is m.b.v. het gemeten $I_z - u_f$ verband bepaald (zie fig. 5.7.7.).

Hierbij is de kritieke grens gedefinieerd als het gebied, waarbij de meetpunten begonnen af te wijken van de lineaire relatie $I_z - u_f$ (toename van de doorlatendheidscoëff.K.). De doorlatendheidscoëfficiënt K bleek hierbij enigszins afhankelijk te zijn van de grootte van de bovenbelasting.

Tijdens het uitvoeren van de bovengenoemde proeven werd opgemerkt dat zand-indringing in het (vrij grove) grind optrad bij verhangen van ca. 100% in het zand, welke onafhankelijk was van de bovenbelasting. Dit gaf aanleiding tot het definiëren van een nieuw verschijnsel n.l. "lokale fluïdisatie", in tegenstelling tot de hierboven beschreven algehele fluïdisatie van het filterpakket. Deze lokale fluïdisatie van het zand kan ontstaan tussen de korrels van het grind:



In de onbelaste ruimten geldt een fluïdisatiegrens $I_{f1} \approx 100\%$. Bij het bereiken van dit verhang zullen zandkorrels opstijgen in de porieën van het grind. Door de hoge bovenbelasting zal afschuiving onder de grindkorrel plaatsvinden zodat het proces zich voort kan zetten.

Interpretatie van fluïdisatieonderzoek voor vaste deeltjes in gassen* leidde tot de conclusie, dat de indringingshoogte bij benadering recht-evenredig was met de porieën-snelheid in het grind. Een lange duurproef in het Tonnetje toonde aan dat de indringingshoogte, onder een constante stromingstoestand, tot een evenwicht neigt.

Het bovenstaande houdt in dat alle granulaire filters bij een vertikaal verhang van ca. 100% in het zand instabiel zouden worden, als de porieën in het grind voldoende groot zijn t.o.v. de doorsnede van de zandkorrels. Bij een verhouding $D_{\text{grind}}/D_{\text{zand}} = 4 \text{ à } 5$ wordt indringing fysisch onmogelijk (geldt voor uniforme materialen). Daarbij kunnen zeer hoge verticale verhangen worden toegelaten. Bij een groter verhoudingsgetal zal het kritieke verticale verhang bij opwaartse stroming geleidelijk afnemen van zeer groot tot ca. 100%. Bij sterk gegradeerde materialen wordt het zand en het grind gekarakteriseerd door een karakteristieke korrelgrootte, bijvoorbeeld D_{80} respectievelijk D_{20} (zie ook paragraaf 5.7.2.).

* Zie: Rietema, K.: Speurwerk en uitvinden. De Ingenieur nr. 10 1978.

5.7.4.2. Stabiliteit fundatiebed onder uitvullaag (stationaire stroming)

Bij het onderzoek naar de stabiliteit van het fundatiebed (Füller-mengsel) onder de uitvullaag (stortsteen met $D_{10} = 5$ cm en $D_{90} = 20$ cm) was voor het eerst sprake van gegradeerd basismateriaal.

Het direkte gevolg hiervan was dat:

- er geen eenduidig kritiek verhang was aan te geven. Het kritieke verhang is afhankelijk van de beschouwde fractie in het basismateriaal,
- door het z.g. "pantser-effekt" een verhoging van de kritieke verhangen optrad.

Het onderzoek werd in de Groene Bak onder stationaire omstandigheden uitgevoerd met stroming schuin op het grensvlak. Wegens beperking van het debiet in de Groene Bak konden niet alle gewenste verhangen worden ingesteld. Bij ieder ingesteld verhang werd het opgevangen materiaal geanalyseerd.

In fig. 5.7.8. is een overzicht gegeven van de ingestelde verhangen en van de bijbehorende D_{50} van het opgevangen materiaal.

Bij toenemende verhangen blijken steeds grovere fracties uit het basismateriaal te treden.

Met nadruk wordt erop gewezen dat de opgevangen hoeveelheden basismateriaal zeer beperkt waren en dat er na enige tijd bij eenzelfde verhang geen materiaal meer werd opgevangen, zodat er niet van instabiliteit kan worden gesproken.

De oorzaak van dit verschijnsel moet worden gezocht in het z.g. "pantser-effekt", wat kan optreden bij erosie van gegradeerde materialen. De aan de stroom blootgestelde fijne korrels in de bovenlaag van het materiaal worden afgevoerd, en slechts de grovere korrels blijven achter. Na verloop van tijd bestaat de bovenlaag van het materiaal nog slechts uit de grovere fractie en wordt verdere erosie verhinderd. De dikte van deze pantser-laag is afhankelijk van de daarin nog aanwezige korrels en bedraagt meestal 2 à 4 maal D_{50} .

Op grond van deze resultaten kan gekonkludeerd worden, dat voor het grensvlak fundatiebed-uitvullaag hoge horizontale- en verticale verhangen kunnen worden toegelaten van minstens 100% (maximaal instelbare verhang).

5.7.4.3. Onderzoek naar erosie van zandlenzen

Tijdens het aanbrengen van de filterlagen van de drempel in het prototype bestaat de mogelijkheid dat enige aanzanding optreedt. Dit heeft tot gevolg dat zandlenzen in het filtermateriaal kunnen ontstaan.

Twee proeven werden uitgevoerd in de Groene Bak om enig inzicht te krijgen in het transportmechanisme van het zand door het omliggende filtermateriaal.

De eerste proef werd uitgevoerd met een horizontale zandlens en de tweede met een schuine zandlens (zie fig. 5.7.9.). In beide proeven bestond het zand uit wadzand met $D_{50} = 150 \mu\text{m}$ en het filtermateriaal uit zeegrind met $D_{50} = 3,8 \text{ mm}$ en $p = \frac{D_{90}}{D_{10}} = 10$. Dit materiaal heeft een beduidend lagere waarde van het kritieke verhang dan het fundatiebedmateriaal, bestaande uit het Füller-mengsel (0,3 - 32 mm).

Bij de normale filterwerking (wadzand onder zeegrind) was het horizontale kritieke verhang voor deze combinatie gelijk aan ca. 60%.

In beide proeven werd geen transport aan de benedenstroomse zijde van de Bak waargenomen. Wel trad lokaal inzanding van het filtermateriaal op. Deze inzanding trad bij de horizontale zandlens aan de bovenstroomse zijde van de Bak op, en bij de schuine zandlens aan de benedenstroomse zijde in de luwte van de lens (zie fig. 5.7.9.).

In beide gevallen blijkt bij een lokaal verhang van 20 à 40% reeds enige zandbeweging in het filtermateriaal aanwezig te zijn.

Als conclusie kan worden gesteld dat bij de gebruikte materialen (zand: $D_{50} = 150 \mu\text{m}$, filter: $D_{50} = 3,8 \text{ mm}$ en $p = 10$) bij verhangen, die duidelijk lager zijn dan het kritieke verhang bij normale filterwerking (60%), enige zandbeweging in het filtermateriaal te constateren is.

De mogelijkheid van zettingen in de drempel t.g.v. het migreren van zand uit zandlensen is bij deze materialen dus aanwezig. Het optreden van zandbeweging in het filtermateriaal hangt echter af van de eigenschappen van de beide materialen.

Bij het Füllermengsel (0,3 - 32 mm) is het zand niet in staat in het filter in te dringen (behalve bij hoge cyclische verhangen). Daardoor kunnen in dat geval alleen zettingen ontstaan, als het zand niet door, maar bovenlangs het fundatiebed getransporteerd wordt.

Dit zou met name het geval kunnen zijn indien een zandlens doorloopt tot het grensvlak fundatiebed/uitvullaag.

Teneinde over deze situatie nadere informatie te verkrijgen werd een aanvullende proef in de Groene Bak verricht waarbij een 15 cm brede zandlens schuin in het fundatiebed onder de uitvullaag werd ingebouwd (foto 5.7.2).

Bij ieder ingesteld verhang trad relatief snel een evenwichts-situatie op waarbij geen wadzand uit de zandlens aan de beneden-stroomse zijde van de Groene Bak werd opgevangen. Dit komt duidelijk naar voren in fig. 5.7.10 waarin het verloop van het transport in de tijd is uitgezet.

Gezien de grote verhouding tussen de korreldoorsnede van de uitvullaag en die van het wadzand ($D_{50_u}/D_{50_w} = 667$) kon worden verwacht dat reeds bij zeer kleine verhangen het zand op het grensvlak in beweging zou treden. Dit had tot gevolg dat het oppervlak van de zandlens omlaag zakte en na een bepaalde verzakking een evenwichtstoestand optrad (foto 5.7.2. midden).

Tevens trad enige zandindringing in het fundatiebed op omdat het fundatiebed uit gegradeerd materiaal bestond waardoor de fijne fracties op het grensvlak uitgespoeld konden worden (pantser-effekt). Deze hoeveelheden zand waren echter relatief klein ten opzichte van de hoeveelheden die door de uitvullaag werden getransporteerd.



Begin van de proef



Na I = 11%



Na I = 25%



Na I = 47%



Na I = 101%

Foto 5.7-2: Zandlens in fundatiebed onder uitvullaag

Bij verder opvoeren van het verhang bleken tevens beperkte hoeveelheden materiaal uit het fundatiebed in beweging te komen zodanig dat het zand van de zandlens werd bedekt (zie foto 5.7.2. onder). Hierdoor verdween het grensvlak zand/uitvullaag en kwam het verdere verloop in wezen overeen met:

- a. een grensvlak fundatiebed/uitvullaag
- b. een schuine zandlens in het fundatiebed.

Tenslotte wordt erop gewezen dat de bovenkant van de uitvullaag tijdens de proef niet is gezakt. Het ligt echter voor de hand dat de breedte van de zandlens bepalend zal zijn voor het al of niet zakken van de uitvullaag. Omdat de uitvullaag bestaat uit materiaal met korreldoorsnede 5 à 20 cm lijkt de in deze proef ingebouwde breedte van 15 cm van de zandlens wel een maximum te moeten zijn voor het uitblijven van zakkingen in de uitvullaag (enige "boogwerking" in de uitvullaag niet uitgesloten).

Overigens moet worden vastgesteld dat in een in het fundatiebed opgesloten zandlaag hoge cyclische drukken c.q. verhangen kunnen ontstaan, afhankelijk van de dikte van de zandlaag en de compressiemodulus. Een en ander betekent dat dikke zandlensen in onverdichte toestand niet acceptabel zijn.

5.8. Stabiliteit topklaag en aanstortingen in eindfase

5.8.1. Inleiding

Bij een open drempel wordt de stabiliteit van de gehele constructie onder uitwendige aanval van stroom en golven in de eindfase teruggebracht tot het al dan niet stabiel blijven van de bovenste aanstortingsklaag (topklaag). De maatgevende omstandigheid voor de stabiliteit van de topklaag is niet eenduidig; de situatie met weigerende schuif in één of meer compartimenten bij een overigens gesloten kering dient onder extreme omstandigheden in beschouwing te worden genomen, evenals de situatie met geheel gesloten kering. De maatgevende lokatie in het sluitgat (d.w.z. de lokatie waarbij de stabiliteit van de topklaag het meest kritiek is) is afhankelijk van de geometrie van de kering en van de bodem en stortebed in de directe omgeving er van. De ontwerp randvoorwaarden worden bepaald aan de hand van de ontwerpmethodiek (deterministisch of probabilistisch). Zoals in 5.2.5. staat vermeld, is bij het onderhavige onderzoek uitgegaan van een deterministische aanpak. Vooruitlopend op een probabilistische beschouwing inzake de weigerende schuif, is deze situatie onderzocht bij een aantal verschillende randvoorwaarden.

De waterbeweging in de nabijheid van de stormvloedkering is verre van eenvoudig. Bovenstrooms van het kunstwerk ondergaat de stroom een versnelling, benedenstrooms van het kunstwerk een vertraging, die gepaard gaat met verhoging van de turbulentie-intensiteit. Variaties in de geometrie dwars op de stroomrichting leiden tot het optreden van snelheidsgradiënten en het opwekken van wervelstraten. Bij uitgesproken driedimensionale stroomcondities, zoals bijvoorbeeld in het geval van een weigerende schuif, worden krachtige wervels opgewekt die in staat kunnen zijn grote stenen op te lichten en over enige afstand met de stroom mee te voeren. Een duikende straal, die onder extreme omstandigheden bij een bepaalde geometrie van de kering optreedt, is een ander voorbeeld van zware aanval op de drempel direct achter de kering. De superpositie van golven- die zowel door het open compartiment doordringen als bij de omringende compartimenten overslaan- maakt het geheel extra complex.

Uit het bovenstaande is af te leiden dat hydraulisch modelonderzoek thans de enige mogelijkheid biedt om de stabiliteit van de top laag met voldoende nauwkeurigheid te onderzoeken. Het zeer complexe stroombeeld in de directe nabijheid van de kering, die in sterke mate door de plaatselijke geometrie wordt beïnvloed, leent zich (nog) niet voor berekeningen, evenmin als de gedragingen van loskorrelige materialen onder de invloed van sterk ontwikkelde wervels.

Voor het onderhavige geval is het voor modelonderzoek voldoende een beperkte sectie van de kering te reproduceren. De sectiegrootte dient zodanig te worden gekozen dat driedimensionale effecten (bij de situatie van weigerende schuif) daarbij kunnen worden gereproduceerd. Een dergelijke opzet kan alleen worden gerealiseerd in brede goten, waarbij zowel stroom als golven kunnen worden geproduceerd. Voor het hydraulisch onderzoek werd gebruik gemaakt van de 5 m brede Pentagoot van het Waterloopkundig Laboratorium De Voorst (zie fig. 5.8.1).

De kering én de stenen van de top laag werden gereproduceerd op (lengte) schaal 1:30 (zodoende konden ruim 3 compartimenten worden ingebouwd, waarbij steeds in het middelste compartiment de schuif weigerde). Een viertal lokaties zijn bij het onderzoek betrokken (wel en geen inbaggering, diep en ondiep). Omdat de top laag steeds uit twee bestortingslagen is opgebouwd, kan gesteld worden, dat over een groter gebied slechts één laag intact behoeft te blijven, terwijl zéér plaatselijk (gebiedsgrootte van enkele stenen) de beide lagen verdwenen mogen zijn. Bij de proeven is er derhalve van uitgegaan dat een zekere schade aan de bestorting acceptabel is. Verplaatsing van stenen werd bij de proeven geconstateerd met behulp van in gekleurde vakken aangebrachte geverfde modelstortsteen (zie figuren 5.8.4. t/m 5.8.25). Van eventueel optredende schade werden de volgende kenmerken bepaald:

"totale schade", is het totale aantal uit de meetvlakken verplaatste stenen,

"schade per vak" is het maximale aantal uit één meetvak verplaatste stenen en

"schadeconcentratie" is een maat voor de geconcentreerdheid van de schade.

De schadeconcentratie is gedefiniëerd als het quotiënt van het aantal uit het zwaarst aangevallen gebied verplaatste bestortings-eenheden en het totale aantal eenheden dat in dat gebied vóór het stabiliteitsverlies aanwezig was.

Aan de gehanteerde schadeconcentraties wordt de volgende betekenis toegekend:

schadeconcentratie 1: lokaal beide lagen verdwenen
schadeconcentratie 0,5: lokaal één laag verdwenen
schadeconcentratie 0,2: verspreide schade, hier en daar een steen.

Bij de in het verleden onderzochte geometrieën van de pijlers op putten, bleek dat de toplaag van de drempel dusdanig zwaar werd aangevallen dat een zware steenbestorting van 1500 - 6000 kg of bestorting bestaande uit betonnen kubussen van 7,5 t ($\rho = 2250 \text{ kg/m}^3$) niet stabiel was*. Bij de keuze van de te onderzoeken elementen voor de toplaag in het onderhavige onderzoek is hiermee rekening gehouden (zie 5.8.2.1).

Bij een drempel met een waterdichte toplaag (b.v. steenasfalt) gelden dezelfde overwegingen als bij de open drempel voor wat betreft:

- de noodzaak voor hydraulisch modelonderzoek ter bepaling van de drukverdeling aan de bovenkant van de laag (drukken aan de onderkant van de laag worden bepaald m.b.v. grondwaterstromingsmodellen; zie 5.5)
- de keuze van de ontwerp randvoorwaarden.

Ook hier dient zowel de situatie van gesloten kering als die van een weigerende schuif onder extreme omstandigheden beschouwd worden.

De beoordeling van de stabiliteit van de aanstortingen in de situatie gesloten kering leent zich zowel voor berekeningen als voor hydraulisch modelonderzoek. Beide methoden zijn gebruikt.

* Zie: Waterloopk. Lab.; verslag WL 8-64: "Stabiliteit stortebed en drempel van de pijleroplossing bij een weigerende schuif", aug. 1976.

5.8.2. Stabiliteit toplaag open drempel

5.8.2.1. Oosterschelde zijde

Onderzochte situaties en materialen:

De mogelijkheid om de toplaag van de drempel als open steenfilter uit te voeren werd in het kader van het onderzoek M 1451 nader onderzocht in de Pentagoot van het W.L. de Voorst (zie fig. 5.8.1.).

Het onderzoek had een vergelijkend karakter en werd uitgevoerd voor een viertal sluitgatlokaties, te weten:

lokatie	bodem (m t.o.v. N.A.P.)	drempelkruin (m t.o.v. N.A.P.)	dorpelhoogte (m t.o.v. N.A.P.)	figuren
IV	- 13,4	- 13,8	- 5,5	5.8.3 t/m 5.8.7
III _i	- 20,5	- 15,8	- 7,5	5.8.3, 5.8.8. t/m 5.8.11
II	- 23,0	- 18,3	- 8,5	5.8.3, 5.8.12 t/m 5.8.16
I _o	- 31,0	- 20,0	- 10,5	5.8.3, 5.8.17 t/m 5.8.31

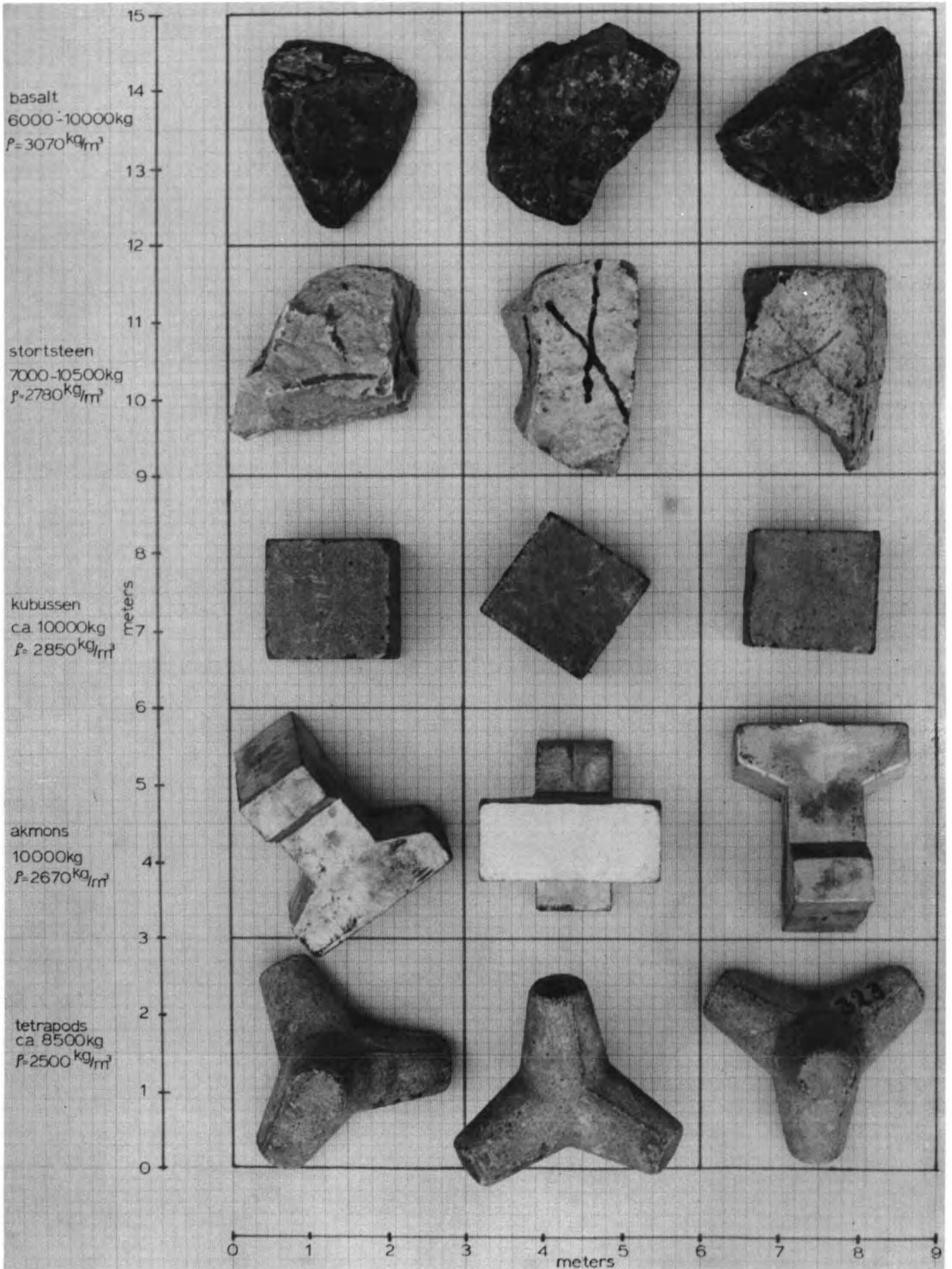
Per sluitgatlokatie werden 4 verschillende vervallen onderzocht, 3 bij een benedenwaterstand van N.A.P.-1,70 m (verval = 6, 7 en 8 of 5 m) en 1 bij benedenwaterstand van N.A.P.-0,70 m (verval = 7 m). Bij elk verval werden bovendien regelmatige golven ($H \approx 4,5$ m, $T = 10$ S) ingesteld.

Er werden 5 soorten toplaagelementen onderzocht, te weten, (zie ook fotoblad 5.8.1.)

1. basalt 6-10 t, $\rho = 3070 \text{ kg/m}^3$
2. stortsteen 7-10,5 t, $\rho = 2780 \text{ kg/m}^3$
3. kubussen ca. 10 t, $\rho = 2850 \text{ kg/m}^3$
4. akmons 10 t, $\rho = 2670 \text{ kg/m}^3$
5. tetrapods ca. 8,5 t, $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$

Na voltooiing van dit onderzoek werd, voor één sluitgatlokatie (I_o) en één soort toplaagelementen (basalt), nader onderzoek verricht naar de volgende aspecten:

- invloed stand weigerende schuif
- maatgevende combinaties van verval en golfhoogte
- schadeontwikkeling in de tijd
- invloed uitvoeringsonnauwkeurigheden
- vanaf de waterlijn gestorte toplaag.



Overzicht toegepaste toplaagelementen



T245 Stroombeeld bij een weigerende schuif
situatie; verval = 7,0 m, golfhoogte $\bar{H} = 4,5$ m, golfperiode $T = 9,6$ s



T243 Schade aan de toplaag van de drempel (akmons) tengevolge van
een weigerende schuif (zie figuur 5.8.13)



T245 Schade aan de toplaag van de drempel (basalt 6000 - 10.000 kg)
tengevolge van een weigerende schuif (zie figuur 5.8.15)

Onderzoek ten behoeve van de keuze van de top laag

Een overzicht van de schade aan de top laag van de drempel voor de situatie met een weigerende schuif is weergegeven op figuur 5.8.3. Deze figuur geeft het totale aantal verplaatste elementen uit de vakken 1,2 en 3 (zie voor de locatie van de vakken figuur 5.8.4). De figuren 5.8.4. t/m 5.8.25 geven per steensoort en sluitgatlocatie meer gedetailleerde informatie omtrent de plaats van de aantasting, schadeconcentratie, aantasting door golfoverslag enz. Uit de resultaten blijkt, dat de schade aan de top laag aan de Oosterscheldezijde steeds achter de weigerende schuif optreedt. Uit figuur 5.8.3. blijkt dat sluitgatlocatie II het meest kritisch is voor de stabiliteit van de drempeltop laag aan de O.S.-zijde. Bij deze sluitgatlocatie blijken het basalt, de kubussen en de akmons duidelijk stabiel te zijn bij vervallen tot 7 m in combinatie met golven. Bij een verval van 8 m in combinatie met golven werd bij deze sluitgatlocatie, alles bij het basalt, schadeconcentraties 1,0 gevonden (zie figuren 5.8.12 t/m 5.8.15). Opgemerkt dient te worden dat het soortelijk gewicht van het in het model onderzochte basalt nogal aan de hoge kant was ($\rho_s = 3070 \text{ kg/m}^3$). Bij een lager soortelijk gewicht vermindert de stabiliteit. Vergelijk de resultaten van de proeven met basalt met de resultaten van de proeven met stortsteen 7000 - 10500 kg ($\rho_s = 2780 \text{ kg/m}^3$). In de ondiepe delen van het sluitgat (sluitgatlocaties III₁ en IV) was de aanval op de drempeltop laag bij een weigerende schuif veel minder (zie figuren 5.8.3. t/m 5.8.11). Ook stortsteen 7000 - 10500 kg bleek redelijk stabiel te zijn (schadeconcentratie $< 0,5$) bij deze sluitgatlocaties.

Invloed stand weigerende schuif

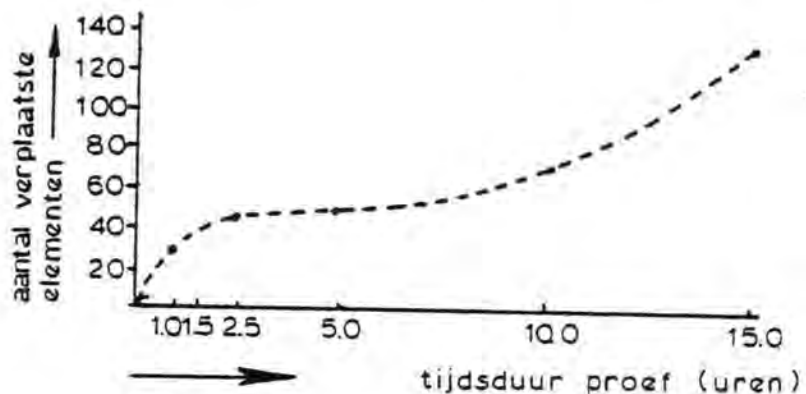
Wanneer de schuif niet in zijn bovenste stand zou weigeren maar in een lagere stand dan op N.A.P. + 1 m wordt de situatie voor de stabiliteit van de bestoringen aanmerkelijk gunstiger. Bij de sluitgatlocatie II werden bij een verval van 7.0 m in combinatie met golven nog slechts 4 kubussen verplaatst wanneer de onderkant van de schuif zich op N.A.P. - 1.0 m bevond, terwijl bij nog lagere schuifstanden helemaal geen aantasting meer werd gevonden.

Invloed andere combinaties van verval en golven

Op grond van resultaten van het hierboven beschreven onderzoek werd besloten het onderzoek voort te zetten met basalt 6000 - 10.000 kg als toplaag van de drempel. Met de uit COPROB volgende combinaties van verval en golven zal nader onderzoek worden verricht naar mogelijk kritieker waterstanden. Gezien de reeds zeer extreme belastingsituaties, die bij het onderzoek werden ingesteld, bestaat de overtuiging dat het basalt in voldoende mate stabiel zal zijn.

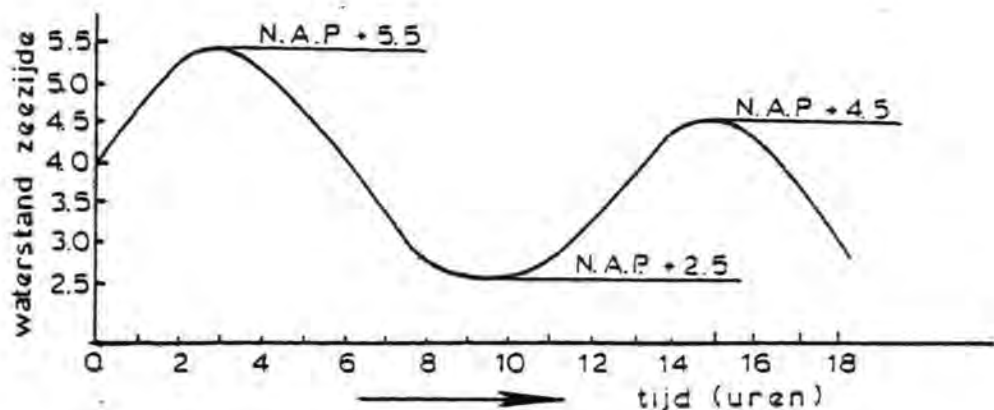
Schadeontwikkeling in de tijd

Bij een aantal situaties werd ook een lange duur proef uitgevoerd. Vooral bij sluitgatlocatie I werd in plaats van met de gebruikelijke 1,5 uur (prototypetijd) met proefduren van respectievelijk 1,0 uur, 2,5 u, 5,0 u, 10,0 u en 15,0 u gestroomd. Uit de proeven bleek dat de schadeconcentratie niet toenam in de tijd. Wel nam het aantal verplaatste elementen toe bij een langere duur (zie onderstaande grafiek)



De schade begon in het verlengde van de pijlers en breidde zich daarna uit naar het midden van het compartiment.

Ook werden bij sluitgatlocatie I twee proeven uitgevoerd waarbij bij een konstante binnenwaterstand (van N.A.P. - 1,75 m), de waterstand aan de zeezijde varieerde volgens onderstaand getijkromme. Bovendien werden (regelmatige) golven ingesteld met een golfhoogte van ca. 4.0. m.



Uit deze proef bleek dat nagenoeg alle schade ontstaat bij de eerste top van het getij. Bovendien bleek de ontstane schade qua aantal stenen slechts iets groter te zijn dan uit te proeven met de gebruikelijke proefduur van 1,5 uur. Een dergelijk verschil ligt echter in dezelfde orde van grootte als bij herhalingsproeven wordt gevonden. In het vervolgonderzoek zal aan dit aspect ook bij de andere sluitgatlocaties meer aandacht worden besteed.

Invloed uitvoeringsonnauwkeurigheden

Voorafgaand aan het onderzoek met een met behulp van een stortschip gestorte toplaag werd onderzoek verricht naar de invloed van mogelijke onvolkomenheden in de uitvoering, op de stabiliteit van de toplaag van de drempel. Daartoe werd vóór de proef op een aantal plaatsen een schadeconcentratie van 0,5 aangebracht (zie figuur 5.8.28). Na de proef bleek de schadeconcentratie op deze plaatsen hetzelfde te zijn gebleven. Het totale aantal uit hun vak verplaatste elementen bleek qua orde van grootte ook niet te zijn veranderd door de opzettelijk aangebracht schade.

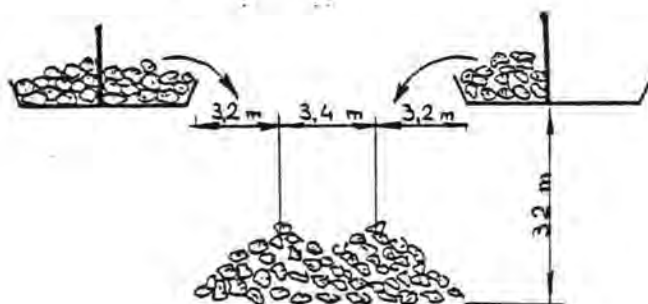
Daarna werd de toplaag plaatselijk verwijderd tot op de laag 60 - 300 kg (zie figuur 5.8.27). Door het daarna ingestelde verval van 7 m in combinatie met golven bleken echter 4 van de 5 gaten met een schadeconcentratie van 1,0 te worden opgevuld tot een concentratie van 0,5. Met het vijfde gat was niets gebeurd, waarschijnlijk omdat dit gat in het schaduwgebied van de stroming lag. Plaatselijke schadeconcentraties van 1,0 tengevolge van uitvoeringsonnauwkeurigheden hoeven dus, mits de gaten niet te groot zijn, niet het bezwijken van de drempel in te leiden.

Ook bij een proef waarbij de toplaag kunstmatig golfvormig was aangebracht bleek het basalt redelijk stabiel te zijn (zie figuur 5.8.26).

Vanaf de waterlijn gestorte toplaag van de drempel

Bij deze proevenserie werd de toplaag van de drempel gestort vanaf de waterlijn met behulp van een (model) steenstorter.

Zonder het schip te verhalen werd de inhoud van een half schip (ca. 600 ton) met een konstante snelheid in één beweging gestort. Daarna werd het schip in een andere positie gemanoevreerd en werd de andere helft gestort. De onderlinge afstand tussen de twee stortplaatsen werd bepaald uit de hoeveelheden basalt, welke nodig waren om de gewenste dikte van de toplaag te verkrijgen, indien deze met de hand zouden worden aangebracht.



Er zijn 2 proeven uitgevoerd, één met storten vanaf de kruin richting teen en de andere vanaf de teen richting kruin.

De toegepaste stortschema's volgen uit figuren 5.8.32, 33 en 34.

Er werd vanuit gegaan, dat voor gebieden binnen circa 9 m van de pijler de elementen van de toplaag en van de aanstortingen met een kraan zouden worden aangebracht.

De gehanteerde stortmethode kan worden beschouwd als de meest ruwe, vervolgens zijn de proeven uitgevoerd waarbij tijdens het storten van de stenen het schip is verhaald.

Bij de stortmethode waarbij tijdens het storten het schip niet werd verhaald, bleek een redelijk vlakke toplaag te ontstaan, waarbij slechts zeer plaatselijk kleine gaatjes overbleven waardoor heen de bestorting 60 - 300 nog zichtbaar was. Na de stabiliteitsproef waarbij een verval van 7 m in combinatie met golven ($\bar{H} = 4,5$ m, $T = 10$ s) werd ingesteld, bleken deze "gaatjes" weer te zijn opgevuld, zonder dat er schade aan de bestorting 60 - 300 kg was opgetreden. Uit peilingen vóór en na de proef bleek dat de

stenen achter het compartiment van de schuif die weigerde door de overtrekkende stroom wat meer waren "gezet" en dat de drempel iets vlakker was geworden (zie figuren 5.8.32 en 5.8.33).

Vergelijking van deze figuren geeft aan dat het weinig verschil maakt of met deze stortmethode de toplaag vanaf de kruin (figuur 5.8.32) of vanaf de teen (figuur 5.8.33) gestort wordt.

Figuur 5.8.34 geeft het stortschema weer van de drempel aan de zeezijde. Uit de dwarsdoorsneden van de drempel volgt een redelijk vlakke toplaag welke niet verandert door een weigerende schuif situatie (zie figuur 5.8.34).

Het stortschema van de proef waarbij de steen werd gestort onder het gelijktijdig verhalen van het schip is weergegeven in figuur 5.8.35. Uit de dwarsdoorsneden van de drempel volgt dat de globale resultaten van deze stortmethode niet beter zijn dan de stortmethode waarbij het schip niet werd verhaald (vergelijk de figuren 5.8.32 en 5.8.33 met figuur 5.8.35). Wel werden met deze methode lokale schadeconcentraties van 1,0 vermeden. Bedacht moet echter worden dat dit het resultaat is van 1 proef, waarbij nog geen ervaring met het storten op deze wijze was opgebouwd. Een tweede proef zal ongetwijfeld nog betere resultaten opleveren.

De stabiliteit van de toplaag, gestort met een steenstorter was gelijk aan de stabiliteit van een met de hand opgebouwde toplaag. De stortproeven en bijbehorende stabiliteitsproeven werden verricht bij sluitgatlocatie I₀ en zullen worden verricht bij de "meest kritieke" sluitgatlocatie II. Voorlopig kan echter geconcludeerd worden dat de drempel als open steenfilter is uit te voeren, zij het dat lichte schade onder zeer extreme omstandigheden geaccepteerd dient te worden op plaatsen waar een schuif weigert.

5.8.2.2. Noordzee zijde

De maatgevende omstandigheden voor de stabiliteit van de topplaag van de drempel aan de zeezijde zijn ook niet eenduidig. Deze kan in gevaar komen in de volgende situaties:

- a. Situatie weigerende schuif bij ebverval
- b. Situatie gesloten kering bij extreme omstandigheden.
- c. Situatie weigerende schuif bij vloedverval.

Ad. a:

Maatgevend voor de stabiliteit van de topplaag is in dit geval de stroomaanval (golfaanval is hierbij te verwaarlozen).

De stabiliteit van een uit stortsteen 1000 - 3000 kg ($\rho_s = 2690 \text{ kg/m}^3$) bestaande topplaag aan de zeezijde is in de Pentagoot (M 1451) onderzocht. Het onderzoek is verricht bij de volgende randvoorwaarden:

Binnenwaterstand (bovenstrooms)	: N.A.P. + 2 m
Buitenwaterstand (benedenstrooms)	: N.A.P. - 1,5 m
Verval ΔH	: 3,5 m

De resulterende schade was gering en bevond zich voornamelijk op de drempelkruin aan de zeezijde (zie figuren 5.8.7., 5.8.15 en 5.8.17). In deze proeven was de kruin van de drempel iets te lang in vergelijking met het huidige ontwerp. Deze ontwerpwijziging zal naar verwachting de stabiliteit niet ongunstig beïnvloeden.

Ad. b:

Maatgevend voor de stabiliteit is in dit geval uitsluitend golfaanval.

Bij de in paragraaf 5.8.2.1. beschreven proeven werd geen schade geconstateerd aan de drempel topplaag aan de zeezijde ter plaatse van de compartimenten naast het compartiment met een weigerende schuif (situatie gesloten kering). Het onderzoek is verricht met regelmatige golven waarvan de hoogte (inkomende golf) 4 à 5 m bedroeg en de periode 10s. Ook hier bestond de topplaag van de drempel aan de zeezijde uit stortsteen 1000 - 3000 kg ($\rho_s = 2690 \text{ kg/m}^3$).

De aanval van onregelmatige golven kan in bepaalde gevallen echter zwaarder zijn dan vergelijkbare regelmatige golven (waarvan de hoogte = de significante hoogte van de onregelmatige golven).

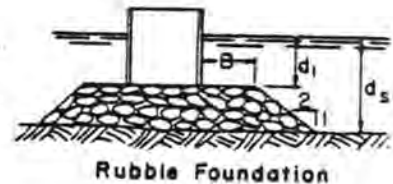
In het kader van eerder verrichte onderzoek in het W.L.* werd o.a. de invloed van de golfhoogte (onregelmatige golven) op de stabiliteit van de toplaag van de drempel bij gesloten kering onderzocht. Ook daar bevonden zich meetsecties naast een compartiment met een weigerende schuif. Het onderzoek werd bij een ondiepe sectie verricht; bij een kruinhoogte van N.A.P. - 11 m, welke iets ondieper is dan de ondiepste drempelniveau in het huidige ontwerp. De toplaag aan de zeezijde bestond echter uit basalt 1000 - 3750 kg ($\rho_s = 3000 \text{ kg/m}^3$), waarvan de grootste overeenkomt met stortsteen 800 - 3000 kg ($\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$).

Bij dit onderzoek werd geen schade geconstateerd tot en met een inkomende significante golfhoogte van $\bar{H}_{z,1/3} = 6,9 \text{ m}$. Bij $\bar{H}_{z,1/3} = 7,4 \text{ m}$ werden enkele stenen verplaatst. Voor een toplaag aan de zeezijde bestaande uit basalt 1000 - 3750 kg bedraagt de kritieke golfhoogte voor begin van schade bij de ondiepste sectie dus ca. 7 m. Deze waarde neemt toe bij toename van de waterdiepte. Voor vertaling naar de kritieke golfhoogte voor stortsteen 800 - 3000 kg kan gebruik gemaakt worden van de volgende formule**.

$$G = \frac{\rho_s \cdot H^3}{N^3 \cdot \Delta^3}$$

waarin:

- G = gemiddelde gewicht van de stenen
- ρ_s = soortelijke gewicht van de stenen
- H = golfhoogte, te nemen = $\bar{H}_{z,1/3}$
- Δ = relatieve dichtheid van de stenen
- N = "stability number" van de stenen, afhankelijk van de verhouding d_i/d_s .



Toepassing van bovenstaande formule levert een kritieke golfhoogte voor stortsteen 800 - 3000 kg van $\bar{H}_{z,1/3} = 5,75 \text{ m}$.

Uit bovenstaande resultaten kan worden geconcludeerd dat stortsteen 1000 - 3000 kg ($\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$) als toplaag van de drempel aan de zeezijde voldoende stabiel is bij de in beschouwing genomen randvoorwaarden.

* Waterloopkundig Laboratorium; verslag M 1477: "Stormvloedkering Oosterschelde. Invloed onregelmatige golven op stabiliteit drempel en stortbed", verschijnt binnenkant.

** Zie "Shore protection manual", U.S. army coastal engineering research center, vol. II, 1973

Ad c:

Deze situatie wordt niet maatgevend geacht voor het drempelontwerp.

5.8.3. Stabiliteit aanstortingen open drempel

De maatgevende omstandigheid voor de stabiliteit van de aanstortingen tegen de drempel is niet eenduidig. Hierbij dienen de volgende situaties te worden beschouwd:

a. Situatie weigerende schuif bij extreme omstandigheden:

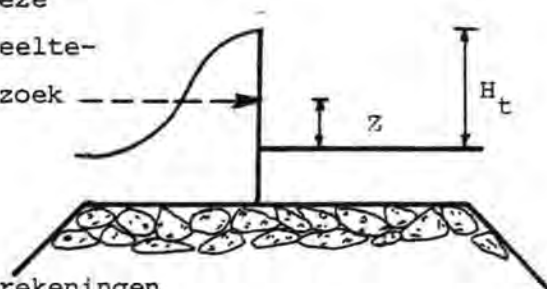
Het stroombeeld is hierbij zeer complex, zodat toepassing van hydraulisch modelonderzoek noodzakelijk blijft (zie ook 5.8.1.)

b. Situatie gesloten kering bij extreme omstandigheden:

De beoordeling van de stabiliteit van de aanstortingen in dit geval leent zich voor zowel berekeningen (grondwaterstroming door de drempel, zie 5.5) als hydraulisch modelonderzoek. Beide methoden zijn dan ook toegepast (zie 5.8.3.1. en 5.8.3.2.).

De schade aan de aanstortingen kan ontstaan door het bezwijken van de aanstortingen t.g.v. de stromingsdruk, of door het afschuiven van de aanstortingen en een gedeelte van de drempel. Voor het laatstgenoemde bezwijkmechanisme wordt verwezen naar 5.11.

Bij de berekeningen, die m.b.v. het wiskundig model SEEP werden uitgevoerd, werd de invloed van de golven aan de zeezijde als quasi statisch ingevoerd. Het verval en de golven werden vervangen door een enkel verval, zijnde het verschil tussen de golftop aan de zeezijde en de binnenwaterstand (H_t), zie schets. Deze superpositie werd eveneens (gedeeltelijk) bij het hydraulisch onderzoek gebruikt.



5.8.3.1. Resultaten van geotechnische berekeningen

De stabiliteit van de zij-aanstorting van de drempel aan Oosterscheldezijde onder invloed van grondwaterstroming kan gedeeltelijk op geotechnische gronden worden beoordeeld. In de eerste plaats door vergelijking van het schijnbaar gewicht van de stenen met de opwaartse kracht ten gevolge van het verhang. Dit kan worden gekwantificeerd met de coëfficiënt:

$$\gamma_1 = \frac{G}{W \cdot \cos \alpha}$$

waarin: G = schijnbaar gewicht van beschouwd element met hoogte h en eenheid van breedte

W = kracht t.g.v. waterdrukverschil (p) over elementhoogte

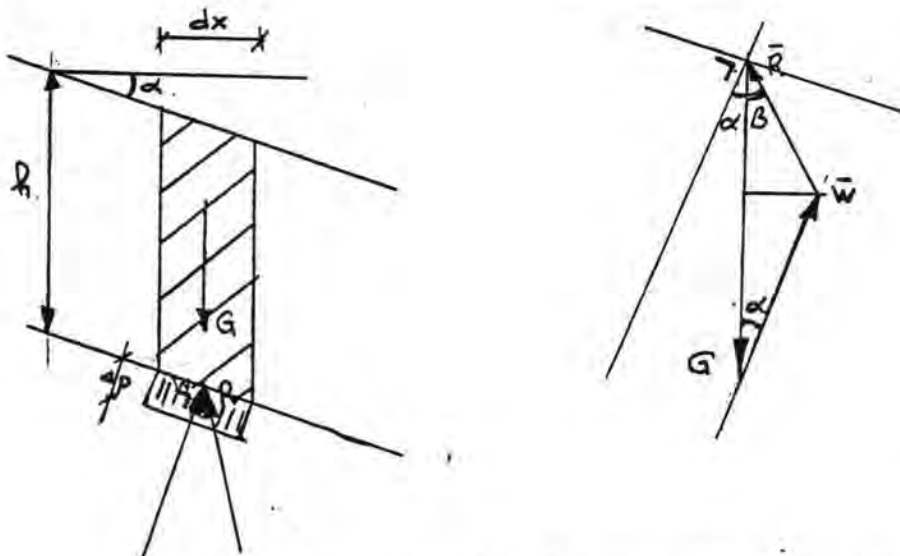
α = de hoek van de helling van de zij-aanstorting met de horizontaal ($\alpha = \arctg 1/3$)

In de tweede plaats door de richting van de effectieve spanning op een fictief glijvlak evenwijdig aan de helling te vergelijken met de hoek van inwendige wrijving:

$$\gamma_2 = \frac{\text{tg } \phi}{\text{tg } (\alpha + \beta)}$$

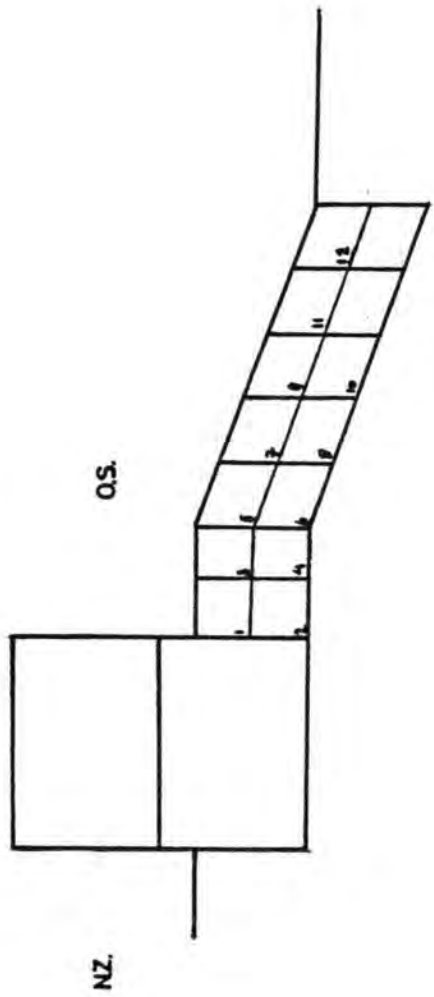
waarin: ϕ = hoek van inwendige wrijving = 48°

β = hoek, die de effectieve spanning R maakt met de vertikaal (zie navolgende figuur).



Hierbij is verondersteld, dat de helling oneindig lang is, dat wil zeggen de reactie op de vertikale vlakken liggen op één lijn evenwijdig aan de helling en maken evenwicht met elkaar. Bij de interpretatie moet met de afwijking van het werkelijk spanningspatroon rekening worden gehouden.

In de tabellen op pag. 55 zijn γ_1 en γ_2 gegeven voor 7,2, 11,0 en 13,0 m verval voor 1,5 en 3,0 m diepte voor een aantal punten in grondwaterstromings variant run 6, waarin een spleet van 1,0 m onder de dorpelbalk aanwezig is. Deze punten zijn aangegeven in de bijbehorende figuur.



verval 7,2 m	
	γ_1
1	1.79
2	1.47
3	2.08
4	1.92
5	3.12
6	3.12
7	4.55
8	5.85
9	8.33
10	12.50
11	13.89
12	25.00

verval 11,0 m	
	γ_1
1	1.17
2	0.96
3	1.36
4	1.26
5	2.05
6	2.05
7	2.98
8	3.64
9	5.45
10	8.18
11	9.09
12	16.36

verval 13,0 m	
	γ_1
1	0.99
2	0.87
3	1.15
4	1.07
5	1.73
6	1.73
7	2.52
8	3.08
9	4.62
10	6.92
11	7.69
12	13.85

Er kan worden geconcludeerd, dat de veiligheid bij een verval van 7,2 m goed is, maar aanzienlijk minder tot niet aanwezig bij resp. 11,0 en 13,0 m.

Bij de interpretatie zouden de volgende extreme vervallen kunnen worden gebruikt:

vloedrichting - 8,6 m (ontwerpbel.) x 1,5 (veiligheid) = 13 m

ebrichting - 4,0 m (ontwerpbel.) x 1,5 (veiligheid) = 6 m.

De stabiliteit van de aanstorting aan de OS-zijde kan worden verbeterd door deze te verhogen tot 4,5 m boven de onderkant van de dorpelbalk en de helling flauwer te maken, 1:4.

De stabiliteit van de aanstorting aan de NZ zijde is zodanig groot dat een reductie toelaatbaar lijkt, de helling lijkt te kunnen worden vergroot tot 1:2.

Beide aspecten worden nader onderzocht. De resultaten van de W.L.-metingen in de Pentagoot geven een duidelijke verbetering te zien (pag.60). Gezien de overeenkomst tussen de geotechnische en hydraulische beschouwing van deze aanstorting zal dit nader onderzoek dezelfde verbetering te zien geven.

5.8.3.2. Resultaten hydraulisch onderzoek

De stabiliteit van de aanstortingen tegen de dorpel is ook onderzocht in de Pentagoot en wel bij de volgende situaties:

- a. situatie weigerende schuif bij extreme omstandigheden vloed- en ebverval
- b. situatie gesloten kering bij extreme omstandigheden.

Ad a. Weigerende schuif

De stabiliteit van de aanstortingen bij een weigerende schuif zijn eveneens in 5.8.2.1. beschreven proeven onderzocht voor zowel de Noordzee- als de Oosterschelde van de dorpel.

Aan de Noordzeezijde van de dorpel blijken voor de onderzochte geometriën de 3 m hoge aanstortingen bestaande uit stortsteen 1000-3000 kg voldoende stabiel te zijn voor de aanval tengevolge van stroom en golven (zie schadefiguren 5.8.4. t/m 5.8.28). Wanneer echter de aanstortingen worden vergroot om de afvoercoëfficiënt te verbeteren blijkt dat rondom de pijlerkoppen aan de Noordzeezijde aantasting van de aanstortingen 1000-3000 kg plaatsvindt (zie figuren 5.8.29 en 5.8.30). Ook wanneer de extra aanstortingen aan de Noordzeezijde bestaan uit basalt 6-10 ton worden een dertigtal stenen van de Noordzeezijde over de dorpel naar de Oosterscheldezijde verplaatst (zie figuur 5.8.31). Het profiel van de aanstorting na aantasting blijft echter in alle gevallen groter dan de eerder genoemde 3 m hoge aanstorting.

Aan de Oosterscheldezijde van de dorpel zijn ook de 3 m hoge aanstortingen stabiel voor de aanval tengevolge van stroom en golven (zie figuren 5.8.4 t/m 5.8.28). Bij toepassing van extra afvoercoëfficiënt verbeterende zijaanstortingen bestaande uit stortsteen 100-3000 kg werd een grote aantasting van deze aanstortingen gevonden (zie figuur 5.8.30), maar het profiel van de aanstorting na aantasting blijft groter dan de eerder genoemde 3 m hoge aanstortingen.

Wanneer de extra aanstortingen aan de Oosterscheldezijde bestaan uit basalt 6-10 ton ontstaat bij een weigerende schuif slechts een geringe schade (zie figuur 5.8.31).

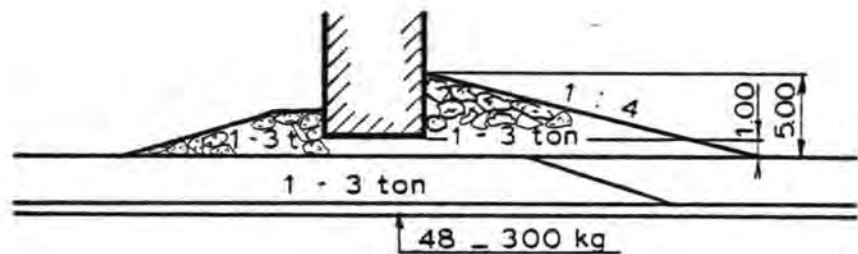
Ad b. Gesloten kering

Voor de geometrie van sluitgatlocatie Io (zie 5.8.2.1.) werd bij een gesloten kering de stabiliteit van de aanstortingen onderzocht. Daarbij werd een tweetal profielen van de aanstortingen beproefd, zoals hieronder is aangegeven.

De spleethoogte tussen de onderkant van de dorpel en de bovenkant van de drempel werd gevariëerd (0,5 en 1 m)

Bij deze proef waren de aanstortingen abusievelijk aan de zeezijde 0,5 m hoger dan op de schets is aangegeven.

3 m hoge aanstorting zeezijde, 5 m hoge aanstorting OS-zijde, spleethoogte 1,0 m (type II, asymmetrisch)



In zeer korte tijd (8 min. proto) was bij een verval van 20 m vrijwel de gehele drempel weggespoeld, vermoedelijk tengevolge van een afschuiving. Bij een herhalingsproef waarbij in stappen van 2 m het verval werd opgevoerd tot 20 m werd geen schade aan de aanstortingen gevonden. Wel werden een aantal stenen onder de dorpelbalk van de zeezijde naar de meerzijde verplaatst.

Bij een belasting tengevolge van verval (8, 10 en 12 m) in combinatie met regelmatige golven (golfhoogte $\bar{H} = 4,5$ m) ontstond vrijwel geen schade aan de aanstortingen (in alle 3 gevallen 3 stenen). Onder de dorpelbalk werden wel weer enige stenen verplaatst.

De resultaten van de proeven met gesloten kering zijn in de navolgende tabel samengevat.

Profiel	Spleethoogte (m)	Randvoorwaarden		Schade	Opm.
		ΔH (m)	H (m)		
I	0,5 m	20 m	-	Geen	3 proeven
	1,0 m	10 m	-	8 stenen verplaatst (langs dorpel)	
		15 m	-	ca. 100 stenen verplaatst	
20 m		-	aanzienlijk (aanstorting was 0,5 te hoog zeezijde)		
II	1,0 m	20 m	-	aanstorting + drempel weggespoeld	afschuiving herhaling
		10-20m	-	geen schade aan aanstortingen, enkele stenen onder dorpel verplaatst.	
		8 m	4,5 m	3 stenen verplaatst, enkelè stenen onder dorpel verplaatst	
		10 m	4,5 m	3 " " " " "	
		12 m	4,5 m	3 " " " " "	

Spleethoogte zie 5.5.2.5.

ΔH = verval

H = golfhoogte (periode T = 10s)

N.B. de max. instelbare verval in de goot bedroeg 20 m.

De resultaten van profiel I tonen de belangrijke invloed aan van de grootte van de spleethoogte op de stabiliteit van de aanstortingen.

5.8.4. Stabiliteit toplaag halfgesloten drempel

5.8.4.1. Oosterscheldezijde

Bij deze variant wordt er vanuit gegaan dat de Oosterscheldezijde van de drempel wordt voorzien van een steenasfalt toplaag.

Zonder meer kan worden aangenomen dat deze laag in staat is weerstand te bieden aan de overtrekkende stroom bij weigerende schuif. Wel dient het gewicht van de laag (en dus de dikte) voldoende te zijn om oplichten t.g.v. drukverschillen te voorkomen.

Om de benodigde dikte te bepalen van deze laag zijn in de Pentagoot de drukken gemeten aan de bovenzijde van de toplaag, zoals die ontstaan bij de situatie van een weigerende schuif*. Met het rekenprogramma SEEP zijn de drukken tegen de onderzijde van de toplaag berekend (zie 5.2.6.). Tezamen volgt hieruit de totale druk over de steenasfaltlaag waaruit de benodigde dikte van de toplaag kan worden berekend.

Uit de drukmetingen in de Pentagoot volgde, dat voor de situatie van een weigerende schuif bij een verval van 7 m de gemiddelde onderdruk maximaal 0,8 m w.k. t.o.v. de benedenwaterstand (N.A.P. -1,70 m) bedraagt en de maximale onderdruk zelfs ruim 2 m w.k. (zie figuren 5.8.36 t/m 5.8.43). Voor de situatie met een weigerende schuif en een verval van 7 m in combinatie met regelmatige golven ($\bar{H}_1 = 4,5$ m, $T = 10$ s) ontstaat een met een periode van 10s fluctuerende drukbeweging met maximale onderdrukken van 2 à 3 m w.k. t.o.v. N.A.P.-1,70 m.

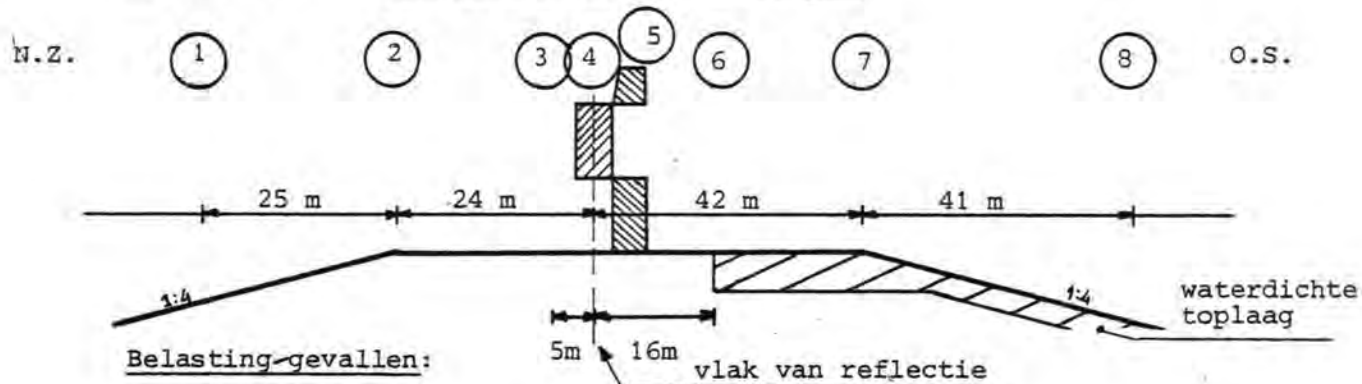
Deze waarden werden gemeten bij een pijlerafstand van h.o.h. 40 m. Nader onderzocht dient te worden, of de vergroting van de h.o.h. afstand invloed heeft op de gevonden waarden.

De dikte van de toplaag is als volgt berekend:

* Zie voor een gedetailleerde beschrijving M 1451-4.

Drukken aan de bovenzijde van de drempel en het stortebed bij een weigerende schuif.

SCHEMATISATIE Drempel met dichte O.S.-zijde



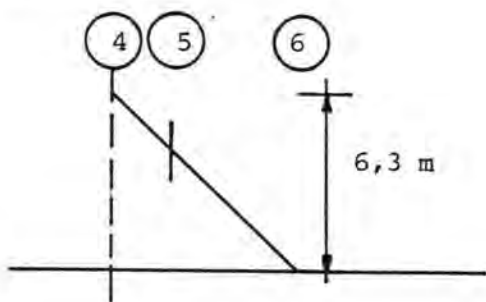
Belasting-gevallen:

I Gesloten kering : a. 6,3 m statische verval

b. + $H_{\text{sign deining}} \approx 3 \text{ m}$ $T = 10 \text{ sec}$

c. + $H_{\text{sign zeegang}} \approx 2,5 \text{ m}$ $T = 6 \text{ sec.}$

Ia 6,3 m statisch



- 1 = 0 5% 's equipotentiaal-
- 2 = 0 lijn onder steen-
- 3 = 0 asfalt aangenomen
- 4 = 0 5% x 6,3 = 0,3 m w.k.
- 5 = 0
- 6 = + 0,3
- 7 = + 0,3
- 8 = + 0,3

Ib: $H_s = 3 \text{ m}$ $H_{\text{max}} = 5 \text{ m}$ $L = 120 \text{ m}$ $T = 10 \text{ sec}$
 reflectie 0,7 $H_{\text{buik}} = 8,5 \text{ m}$ $p_{\text{buik oppervl.}} = 4,25 \text{ m.}$

Zie figuren pag. 66

$t = 0$	$t = \frac{1}{4} T$	$t = \frac{1}{2} T$
1 = + 1,8 + 0 = + 1,8	1 = + 0,5 + 0 = + 0,5	1 = - 1,8 + 0 = - 1,8
2 = - 0,4 + 0 = - 0,4	2 = + 1,8 + 0 = + 1,8	2 = + 0,3 + 0 = + 0,3
3 = - 1,8 + 0 = - 1,8	3 = + 0,5 + 0 = + 0,5	3 = + 1,8 + 0 = + 1,8
4 = - 2 + 0 = - 2	4 = 0 + 0 = 0	4 = + 2 + 0 = + 2,0
5 = - 1 + 1 = 0	5 = - 0,3 + 0 = - 0,3	5 = + 1,0 - 1 = 0
6 = - 0,8 + 1 = + 0,2	6 = - 0,8 + 0 = - 0,8	6 = + 0,8 - 1 = - 0,2
7 = + 0,5 + 1 = + 1,5	7 = - 0,8 + 0 = - 0,8	7 = - 0,5 - 1 = - 1,5
8 = + 0,4 + 1 = + 1,4	8 = + 0,9 + 0 = + 0,9	8 = - 0,4 - 1 = - 1,4

IC $H_{\text{sign}} \approx 2,5 \text{ m}$ $H_{\text{max}} = 4 \text{ m}$ $L = 60 \text{ m}$ $T = 6 \text{ sec}$
 $r = 0,7$ $H_{\text{buik}} = 6,8 \text{ m}$ $P_{\text{buik oppervl}} = 3,4 \text{ m}$

Zie figuren vorige bladzijde

	$t = 0$	$t = \frac{1}{2} T$	$t = \frac{1}{2} T$
1	$-0,3 + 0 = -0,3$	$-0,4 + 0 = -0,4$	$+0,3 - 0 = +0,3$
2	$+0,4 + 0 = +0,4$	$+0,25 + 0 = +0,25$	$-0,4 - 0 = -0,4$
3	$-0,4 + 0 = -0,4$	$+0,25 + 0 = +0,25$	$+0,4 - 0 = +0,4$
4	$-0,5 + 0 = -0,5$	$0 + 0 = 0$	$+0,5 - 0 = +0,5$
5	$-0,2 + 0,25 = +0,05$	$-0,2 + 0 = -0,2$	$+0,20 - 0,25 = -0,05$
6	$+0,05 + 0,25 = +0,3$	$-0,25 + 0 = -0,25$	$-0,05 - 0,25 = -0,3$
7	$+0,05 + 0,25 = +0,3$	$+0,20 + 0 = +0,20$	$-0,05 - 0,25 = -0,3$
8	$+0,2 + 0,25 = +0,45$	$-0,20 + 0 = -0,20$	$-0,20 - 0,25 = -0,45$

Samenvatting gesloten kering O.S.-zijde dicht:

	1	2	3	4	5	6	7	8
1 A	-	-	-	-	-	+0,3	+0,3	+0,3
1 B	+1,8	+1,8	+1,8	+2,0	0	+0,2	+1,5	+1,4
1 C	+0,3	+0,4	+0,4	+0,5	+0,05	+0,3	+0,3	+0,45
	<u>+2,1</u>	<u>+2,2</u>	<u>+2,2</u>	<u>+2,5</u>	<u>+0,05</u>	<u>+0,18</u>	<u>+2,1</u>	<u>+2,15</u>

II ebverval

II a 4,5 m statisch $1 = 0$
 $2 = 0$
 $3 = 0$ 5% equipotentiaal lijnen
 $4 = 0$ onder dichte O.S.-talud
 $5 = 0$
 $6 = +0,22$
 $7 = +0,22$
 $8 = +0,22$

II b deining zeg $H = 2 \text{ m}$ lage buitenwaterstand
 $P_{\text{max}} = \approx 0,4 \times 2,2 = \approx 0,9 \text{ m}$ in punt 6

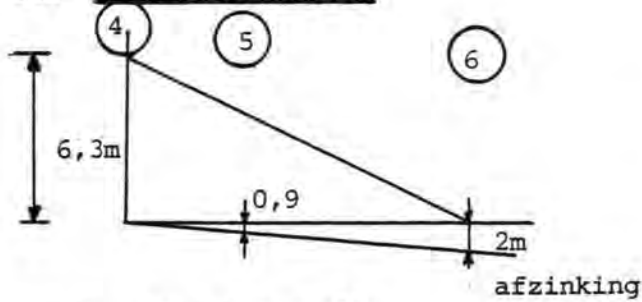
II c Windgolf verwaarloosd.

Samenvatting ebverval

	1	2	3	4	5	6	7	8
II a	-	-	-	-	-	+0,22	+0,22	+0,22
II b	-	-	-	-	-	+0,9	-	-
II c	-	-	-	-	-	-	-	-
	<u>-</u>	<u>-</u>	<u>-</u>	<u>-</u>	<u>-</u>	<u>+1,12</u>	<u>+0,22</u>	<u>+0,22</u>

Bij weigerende schuif kuileffect ca. 1 m extra onder punt 3 = + 1

III Weigerende schuif



In punt 7 en 8 ontstaan 25% equipotentiaal lijnen.

$$25\% \times 6,3 = 1,6 \text{ m w.k.}$$

$$\text{Punt 6} = \text{equipotentiaal } 10\% = 0,6$$

III b zie I b pag. 62

III c zie I c pag. 63

Samenvatting weigerende schuif

	1	2	3	4	5	6	7	8
III a	-	-	-	-	+0,9	+2,6	+1,6	+1,6
III b	+1,8	+1,8	+1,8	+2,0	0	+0,2	+1,5	+1,4
III c	+0,3	+0,4	+0,4	+0,5	+0,05	+0,3	+0,3	+0,45
III d	-	-	-	-	ca.1,0	+1,0	+1,0	+1,0*
	+2,1	+2,2	+2,2	+2,5	+2,05	+4,1	+4,4	+4,45

* Turbulentie fluctuaties.

5.8.4.2. Noordzezijde

De stabiliteit is gelijk aan die voor de open drempel, zie 5.8.2.2.

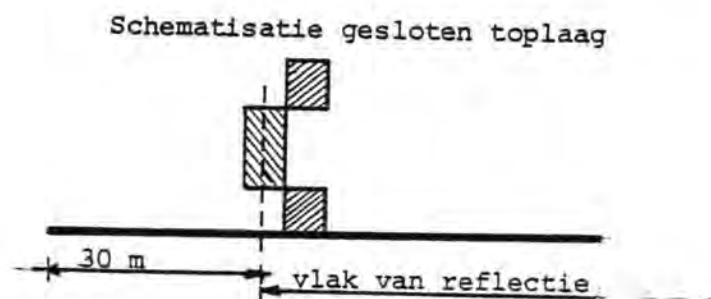
5.8.5. Stabiliteit aanstortingen halfgesloten drempel

Door het open karakter van de oplossing met halfgesloten drempel en de grote doorlatendheid van het materiaal in de omgeving van de dorpelbalk wijkt het gedrag van de aanstortingen niet af van dat bij de open toplaag. Daarom wordt ook hier geadviseerd symmetrische aanstortingen te realiseren.

5.8.6. Stabiliteit toplaag drempel-met-dichte kruin

Voor de stabiliteitsbeschouwing van de toplaag van de drempel met dichte kruin gelden alle overwegingen die in de vorige paragrafen zijn genoemd:

- de stroombestendigheid van steenasfalt is zeker voldoende
- de opbouw van de drukontlasting aan de teen van de taluds is gelijk aan de opbouw bij de open drempel
- voor de drukken over de toplaag kan gebruik worden gemaakt van de in 5.8.2. en 5.8.4. gepresenteerde gegevens.



De dikteberekening is als volgt uitgevoerd:

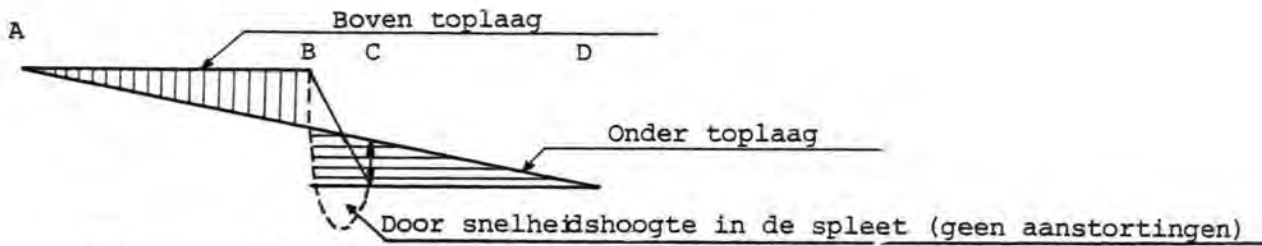
Belastings gevallen

I Gesloten kering ; a 6,3 m verval statisch

$$b + H_{\text{sign deining}} \approx 3 \text{ m} \quad T \approx 10 \text{ sec}$$

$$c + H_{\text{sign zeegang}} \approx 2,5 \text{ m} \quad T \approx 6 \text{ sec}$$

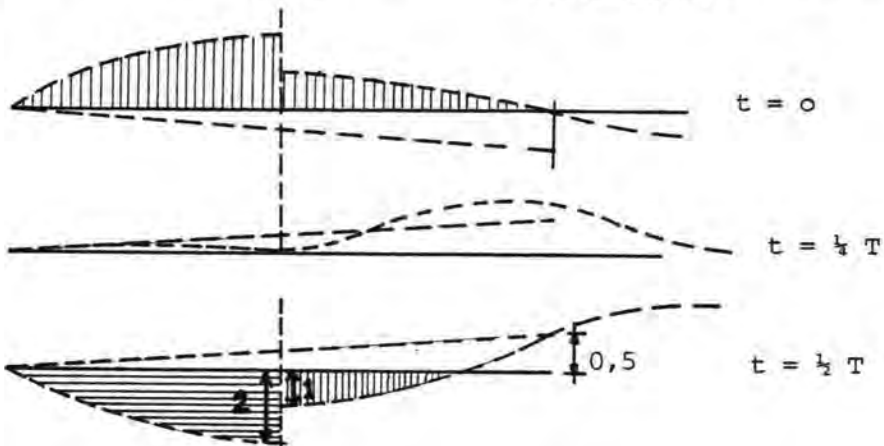
Ia 6,3 m statisch



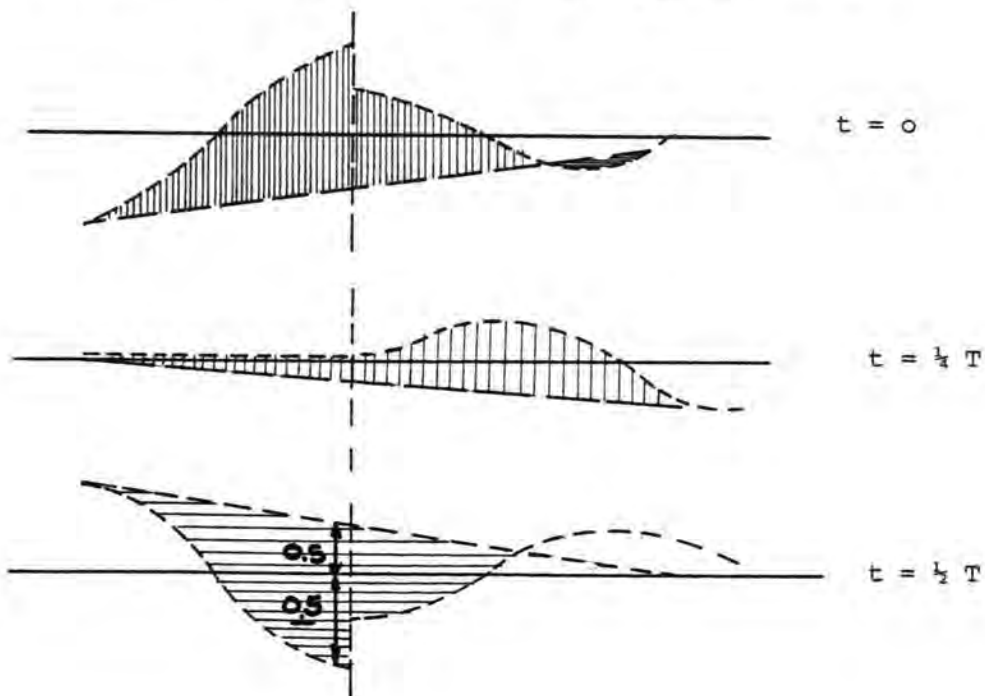
met aanstortingen $p_{\max} = 3 \text{ m w.k.}$

zonder aanst. $p_{\max} = 5 \text{ m w.k.}$

Ib $H_s \approx 3 \text{ m}$ $H_{\max} \approx 5 \text{ m}$ $L = 120 \text{ m}$ $T \approx 10 \text{ sec}$
 reflectie 0,7 $H_{\text{buik}} = 8,5 \text{ m}$ $p_{\text{buik oppervl}} = 4,25 \text{ m}$



Ic $H_s \approx 2,5 \text{ m}$ $H_{\max} \approx 4 \text{ m}$ $L = 60 \text{ m}$ $T = 6 \text{ sec}$
 $r = 0,7$ $H_{\text{buik}} \approx 6,8 \text{ m}$ $p_{\text{buik oppervl}} \approx 3,4 \text{ m}$



Berekening drukamplitudes:

						bodem
T=10 sec	L _o = 156 m	d ¹ = -20	Z/L = ^{10/120} 1,14	d/l = 0,1667	cosh 2π d/l =	1,60
	L = 120 m	d ¹ = -25	Z/L = ^{5/120} 1,03	d/l = 0,2083		1,98
		d ¹ = -30		d/l = 0,2500		2,51
T=6,2 sec	L = 60 m	d ¹ = -20	Z/L = ^{5/60} 1,60	d/l = 0,3333		4,11
		d ¹ = -25	Z/L = ^{5/60} 1,14	d/l = 0,4167		6,9
		d ¹ = -30		d/l = 0,5000		11,59

T	d	d ¹	α	P _d ¹ = α.H	
≈10	20	20	0,625	2,7	
≈10	25	25	0,505	2,1	
≈10	30	30	0,398	1,7	≈ 2 m w.k.
≈10	30	20	0,454	1,9	
10	30	25	0,41	1,7	
6	20	20	0,24	0,8	
6	25	25	0,14	0,5	
6	30	30	0,09	0,3	≈ 0,5 m w.k.
6	30	20	0,14	0,5	
6	30	25	0,10	0,3	

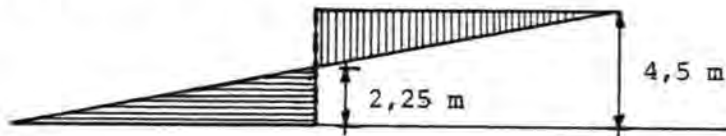
Samenvatting gesloten kruin

overdruk in m w.k. = +

	A	B	C	D	
Ia	-	-3	+3	-	statisch
Ib	-	+2,2	+1,2	-	
Ic	-	+0,8	+0,6	-	
		?	?		spleethoogte bij afw. aanstorting
				+4,8	

II ebverval

IIa 4,5 m statisch



IIb deining

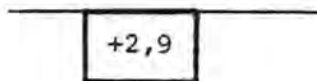
loopt na; Hoogte klein : lage buitenwaterstand zeg $H \approx 2$ m
 zeg $p_{\max} \approx 0,4 \times 2,2 \text{ m} \approx 0,9 \text{ m}$ in B

IIc windgolf verwaarloosd

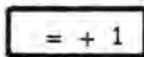
Samenvatting ebverval

	A	B	C	D
IIa	-	+2	-2	-
IIb	-	+0,9		
IIc	-	-	-	-
			?	

spleet effect

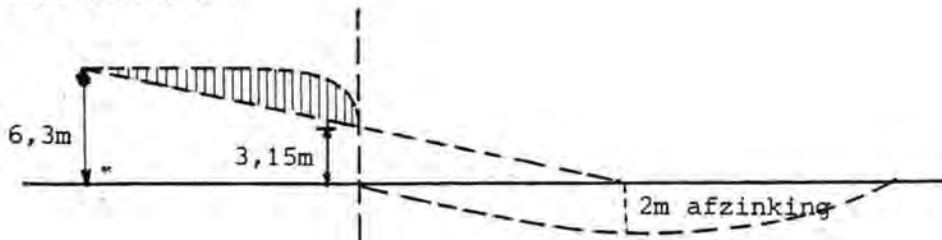


Bij weigerende schuif : kuil? ca. 1 m extra in A.



III weigerende schuif

IIIa statisch:



IIIb zie Ib

IIIc zie Ic

	A	B	C	C/D	D	
IIIa	-	-2	+3,1	+3	+2	
IIIb	-	+2,2	+1,2	+0,6	-	
IIIc	-	+0,8	+0,6	+0,2	-	
IIId	-	-	ca.1	1	1	? turbulentie fluctuaties?
<hr/>						
	-	+1	+5,9	+4,8	+3	

Soortelijk gewicht steenasfalt: $2,65 \times 0,6 = 1,60$

$2,0 \times 0,4 = 0,8$

af

2,4

af

1

1,4 blijft

Diktes incl. veiligheidscoëfficiënt 1,2

A	B	C	D
1 m	2,5 m*	5 m*	2,5 m

* onderdruk in spleet verwaarloosd.

5.8.7. Stabiliteit aanstortingen drempel met dichte kruin

Omdat de toplaag van de drempel (steenafalt) stroom- en golfbestendig is, zou de mogelijkheid kunnen bestaan de aanstortingen tegen de dorpel bij deze oplossing weg te laten. Dit zou gunstige konsekwenties hebben t.a.v. de krachten op de dorpelbalk.

Voor deze situatie zijn de drukken aan de bovenkant van de drempelkruin gemeten, zowel bij de situatie met weigerende schuif als die met gesloten kering. Het onderzoek vond wederom plaats in de Pentagoot. Het ingestelde verval bedroeg 7 m en de proeven zijn zowel met als zonder golven uitgevoerd.

De resultaten van bovenstaande vier gevallen zijn weergegeven in de figuren 5.2.4., 5.2.5., 5.2.7. en 5.2.8. In alle gevallen, maar vooral bij de situatie van een weigerende schuif, treden grote onderdrukken op, met name onder het bovenstroomse deel van de dorpelbalk. In verband met het gevaar voor cavitatie (de gemeten onderdrukken benaderen de cavitatie-onderdruk), en omdat de stroomsnelheden in de spleet tussen dorpel en drempel zeer hoog worden (> 12 m/s), wordt aanbevolen ook bij gesloten toplaag aanstortingen toe te passen. Eenzelfde advies volgt uit geotechnische stabiliteitsberekeningen, die nader worden uitgewerkt in 5.11. Uit deze berekeningen blijkt dat de aanstortingen noodzakelijk zijn om te voorkomen dat zich in de steenafalttoplaag afschuivingen voordoen in de zone direct onder de dorpelbalk (zie fig. 5.11.10).

Uit eerder verricht onderzoek* is gebleken, dat 3 m hoge aanstortingen in voldoende mate stabiel zijn, zowel in de gesloten fase als in de situatie met een weigerende schuif.

Bij toepassing van een grotere aanstorting aan de OS-zijde wordt de stabiliteit in de gesloten fase (nog) gunstiger.

Voor de weigerende schuif situatie kan verwezen worden naar 5.8.3.2.

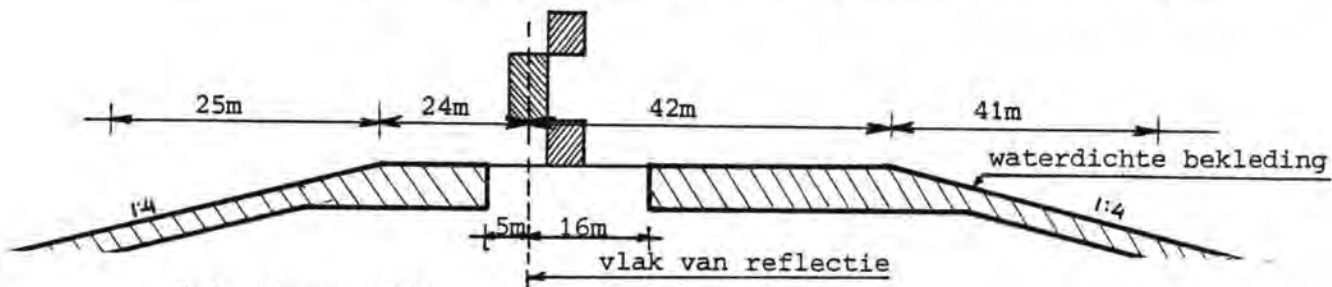
* Zie M 1451 en M 1451-2 Stabiliteit van drempel en zij-aanstortingen tegen de dorpel bij weigerende schuif en bij gesloten kering.

5.8.8. Drempel met dichte taluds en open kruin

De geometrie van deze oplossing is in principe gelijk aan die van het halfgesloten ontwerp uit 5.8.4. met dien verstande dat het ontwerp thans symmetrisch is uitgevoerd. Alle overwegingen t.a.v. randvoorwaarden en stabiliteit gelden hier opnieuw.

De berekening van de benodigde dikte is als volgt gedacht:

Schematisatie drempel met dichte taluds en gedeeltelijk dichte kruin

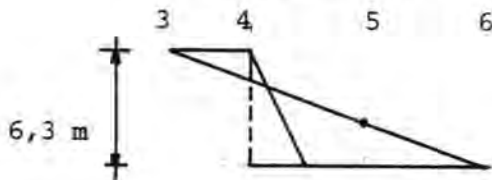


Belastinggevallen:

I Gesloten kering; a 6,3 m statisch verval

b + H_{sign deining} ≈ 3 m T = 10 sec
 c + H_{sign zeegang} ≈ 2,5 m T = 6 sec

Ia 6,3 m statisch

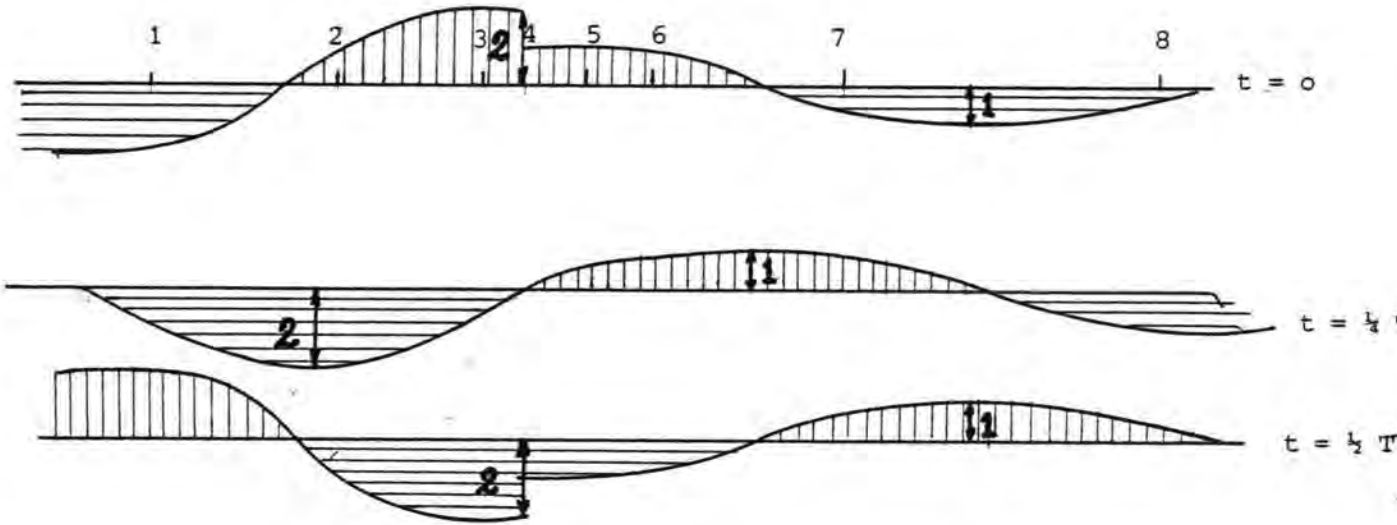


1 = +0,3
 2 = +0,3 5% van 6,3 = 0,3
 3 = +0,3
 4 = -
 5 = -
 6 = +0,3
 7 = +0,3
 8 = +0,3

t.g.v. het nog niet bekend zijn v/d equi-potentiaallijnen bij statisch verval is het thans nog niet mogelijk de onder of overdrukken onder de steenasfalt weer te geven.

Noot: Aangenomen equi-potentiaal van 5% onder steenasfalt.

Ib $H_s \approx 3$ m $H_{max} \approx 5$ m $L = 120$ m $T = 10$ sec
 reflectie 0,7 $H_{buik} = 8,5$ m $P_{buik\ oppervl} = 4,25$ m



Overdruk in m w.k. = +

$t = 0$

1 = + 1,8 + 2 = + 3,8
2 = - 0,4 + 2 = + 1,6
3 = - 1,8 + 2 = + 0,2
4 = - 2 + 2 = 0
5 = - 1 + 1 = 0
6 = - 0,8 + 1 = + 0,2
7 = + 0,5 + 1 = + 1,5
8 = + 0,4 + 1 = + 1,4

$t = \frac{1}{4}T$

1 = + 0,5 + 0 = + 0,5
2 = + 1,8 + 0 = + 1,8
3 = + 0,5 + 0 = + 0,5
4 = 0 + 0 = 0
5 = - 0,3 + 0 = - 0,3
6 = - 0,8 + 0 = - 0,8
7 = - 0,8 + 0 = - 0,8
8 = + 0,9 + 0 = + 0,9

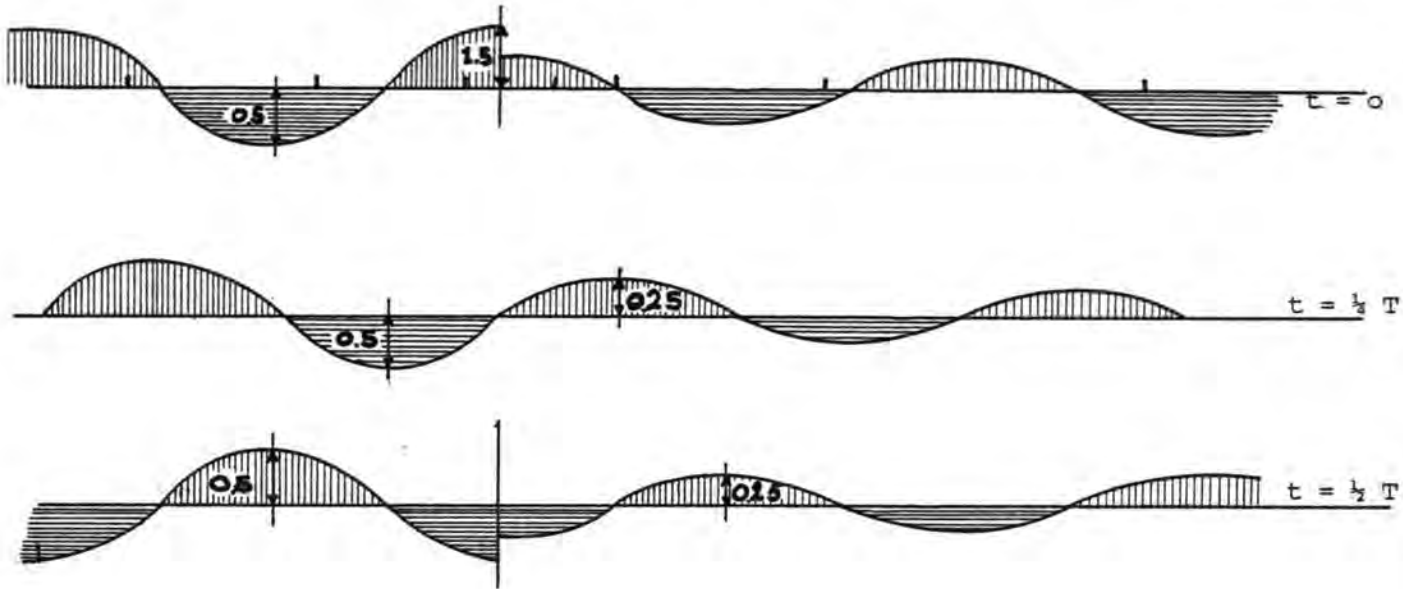
$t = \frac{1}{2}T$

1 = - 1,8 - 2 = - 3,8
2 = + 0,3 - 2 = - 1,7
3 = + 1,8 - 2 = - 0,2
4 = + 2 - 2 = - 0
5 = + 1,0 - 1 = 0
6 = + 0,8 - 1 = - 0,2
7 = - 0,5 - 1 = - 1,5
8 = - 0,4 - 1 = - 1,4

Geval 1 B

Geval 1 C $H_{\text{sign}} \approx 2,5 \text{ m}$ $H_{\text{max}} = 4 \text{ m}$ $L = 60 \text{ m}$ $T = 6 \text{ sec}$
 $r = 0,7$ $H_{\text{buik}} = 6,8 \text{ m}$ $P_{\text{buik oppervl}} = 3,4 \text{ m}$

1 2 3 4 5 6 7 8



$t=0$	1=-0,3 + 0,5 = + 0,2	$t=1/4 T$	1=-0,4 + 0 = - 0,4
	2=+0,4 + 0,5 = + 0,9		2=+0,25 + 0 = + 0,25
	3=-0,4 + 0,5 = + 0,1		3=+0,25 + 0 = + 0,25
	4=-0,5 + 0,5 = 0		4= 0 + 0 = 0
	5=-0,2 + 0,25 = + 0,05		5=-0,2 + 0 = - 0,2
	6=+0,05 + 0,25 = + 0,3		6=-0,25 + 0 = - 0,25
	7=+0,05 + 0,25 = + 0,3		7=+0,20 + 0 = + 0,2
	8=+0,2 + 0,25 = + 0,45		8=-0,20 + 0 = - 0,2
$t=1/2 T$	1=+0,3 - 0,5 = - 0,2		
	2=-0,4 - 0,5 = - 0,9		
	3=+0,4 - 0,5 = - 0,1		
	4=+0,5 - 0,5 = 0		
	5=+0,20 - 0,25 = - 0,05		
	6=-0,05 - 0,25 = - 0,3		
	7=-0,05 - 0,25 = - 0,3		
	8=-0,20 - 0,25 = - 0,45		

Samenvatting drempel met dichte taluds en gedeeltelijke kruin.

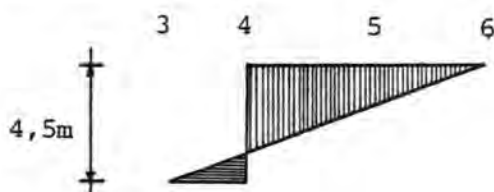
Overdruk in m w.k. = +

Gesloten kering

	1	2	3	4	5	6	7	8	
1A	+0,3	+0,3	+0,3	-	-	+0,3	+0,3	+0,3	statisch
1B	+3,8	+1,8	+0,5	0	0	+0,2	+1,5	+1,4	5%-s
1C	+0,2	+0,25	+0,25	0	+0,05	+0,3	+0,3	+0,45	equipotentiaallijn
<hr/>									
	+4,3	+2,35	+1,05	0	+0,05	+0,8	+0,75	+2,15	
<hr/> <hr/>									

II Ebverval

IIa 4,5 m statisch



- 1 = + 0,22
- 2 = + 0,22
- 3 = + 0,22
- 4 = -
- 5 = -
- 6 = + 0,22
- 7 = + 0,22
- 8 = + 0,22

5%-s equipotentiaal-
lijn over
4,5 m = 0,22

IIb deining

loop na : hoogte klein : lage buitenwaterstand zeg $H = 2$ m
 zeg $p_{\max} = 0,4 \times 2,2 = \approx 0,9$ m in punt 6

IIc windgolf verwaarloosd.

Samenvatting ebverval

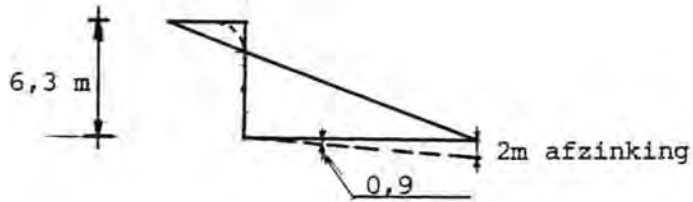
	1	2	3	4	5	6	7	8
IIA	+0,22	+0,22	+0,22	-	-	+0,22	+0,22	+0,22
IIB	-	-	-	-	-	+0,90	-	-
IIC	-	-	-	-	-	-	-	-
<hr/>								
	+0,22	+0,22	+0,22	-	-	+1,12	+0,22	+0,22
<hr/> <hr/>								

Bij weigerende schuif: kuileffect ca. 1 m extra onder punt 6

= + 1

III weigerende schuif

IIIa statisch



In punt 7 en 8 ontstaan 25% equipotentiaallijnen.

$$25\% \times 6,3 = 1,6 \text{ m w.k.}$$

$$\text{Punt 6} = \text{eq.potent.10\%} = 0,$$

IIIb zie Ib

IIIc zie Ic

Samenvatting weigerende schuif

	1	2	3	4	5	6	7	8	
IIIA	-	-	-	-	+0,9	+2,6	+1,6	+1,6	
IIIB	+3,8	+1,8	+0,5	0	0	+0,2	+1,5	+1,4	
IIIC	+0,2	+0,25	+0,25	0	+0,05	+0,3	+0,3	+0,45	
IIID	-	-	-	-	ca 1,0	+1,0	+1,0	+1,0	turbulente fluctuaties
	+4,0	+2,05	+0,75	-	+1,95	+4,1	+4,4	+4,45	

5.8.9. Conclusies

1. Uit het onderzoek blijkt dat de drempel bij de thans aangenomen ongunstige randvoorwaarden als een open steenfilter is uit te voeren, zij het dat lichte schade aan de toplaag onder extreme omstandigheden dan geaccepteerd dient te worden op de plaatsen waar een schuif weigert.
2. Zodra een uitspraak beschikbaar is omtrent de in combinatie met een weigerende schuif optredende randvoorwaarden, dient een nader onderzoek uit te wijzen wat de consequenties zijn voor de toepassing van een iets lichtere toplaag.
3. Toepassing van stortsteen 1000-3000 kg ($\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$) als toplaag van de drempel aan de zeezijde biedt voldoende stabiliteit bij de in beschouwing genomen randvoorwaarden.
4. De grootte van de spleethoogte onder de dorpel speelt een belangrijke rol in de stabiliteit van de aanstortingen tegen de dorpel. Aanstortingen van 3 m hoogte zijn slechts in voldoende mate stabiel, als de spleethoogte onder de dorpel niet groter is dan ca. 0,5 m. Bij een spleethoogte van 1 m dient de aanstorting aan de OS-zijde vergroot te worden, bijvoorbeeld tot 5 m.
5. Toepassing van steenasfalt in de toplaag van de drempel behoort eveneens tot de mogelijkheden. In deze oplossing dient steeds te worden gezorgd voor een drukontlasting om opbouw van waterdruk onder de dichte toplaag te beperken. De oplossing blijkt gevoelig voor plaatselijke variatie van de doorlatendheid t.g.v. aanzanding of aangroei.
6. Ook bij alle varianten met gesloten toplaag zijn aanstortingen tegen de dorpelbalk noodzakelijk.

5.9. Piping onder pijler en vervalspreider

5.9.1. Inleiding

Behalve het mogelijk uitspoelen van fijn materiaal uit gegradeerde filters en uit filterscheidingen bestaat de mogelijkheid dat korrels wegspoelen op het grensvlak cohesief materiaal (pijler, vervalspreider)/korrelskelet. Dit verschijnsel - het ontstaan van kanaal- of pijpvorming door of onder waterkerende constructies door kwelstroom - wordt piping genoemd. Na verloop van tijd kan dit terug-schrijdende erosie-proces (steeds kortere kwelengte, toename stroomsnelheid) leiden tot onderloopsheid van de constructie.

De snelheid van eroderen hangt af van de volgende factoren:

- de aard en homogeniteit van het te eroderen materiaal
- de grootte en duur van het verval
- de aanwezige kwelengte

Een vergelijkbaar proces met hetzelfde resultaat kan zich voordoen binnen het korrelmateriaal, wanneer de korrelverdeling, zodanig is samengesteld dat het fijnste materiaal wordt uitgespoeld. Als gevolg van ontstane relatief doorlatende gangen kan de korrelsamenhang verbroken worden en piping optreden. In dit geval wordt gesproken van suffosie of interne erosie.

Korrelverplaatsing zal aanvangen wanneer het plaatselijk voorkomende verhang de z.g. "kritieke waarde" overschrijdt. In het geval van bovenbelasting geldt:

$$i_{\text{kritiek}} = (1 - n) \frac{\gamma_z - \gamma_w}{\gamma_w} + \frac{P}{F \cdot l \cdot \gamma_w}$$

waarin:

- n = poriënpercentage
- γ_z = soortelijk gewicht zand
- γ_w = soortelijk gewicht water
- P = bovenbelasting in ton
- F = oppervlakte eenheid
- l = dikte zandlaag

Bij overschrijden van het kritieke verhang wordt het verticale evenwicht van het korrelpakket verbroken. Materiaalverplaatsing zal het eerst plaatsvinden waar de effectieve korrelspanning gering is. In het algemeen treedt fluïdisatie op in een niet bovenbelast zandoppervlak en dan daar, waar een geconcentreerde stroming aanwezig is.

Wanneer mede als gevolg van de horizontale component van de waterbeweging onder de constructie tevens het horizontale evenwicht wordt verbroken, zal materiaal in horizontale richting worden meegevoerd. Door terugschrijdende erosie zal na enige tijd onder de constructie een doorgaand kanaal kunnen worden gevormd.

In het interim-rapport I zijn enkele onderzoekers genoemd, die dit verschijnsel bestudeerd hebben en criteria voor stuwdammen hebben opgesteld. Voor stationaire, langdurige belastingen worden toelaatbare lineaire verhangen genoemd van 10 à 20%.

In het algemeen probeert men piping te voorkomen door het toepassen van zo groot mogelijke kwallengten en een filterconstructie benedenstrooms.

Over de invloed van dynamische belastingen is weinig bekend. Er is echter in laboratoriumproeven geconstateerd dat wisselende belastingen een zeer ongunstige invloed kunnen hebben. In paragraaf 5.6.3. is aangetoond dat grote cyclische verhangen optreden bij de teen van de pijler. Er moet dan ook rekening gehouden worden met het optreden van piping.

5.9.2. Piping onder de pijler

Er zijn twee vlakken onder de pijler, waar piping kan optreden:

1. het contactvlak zeegrind/holoceen
2. de rand aan de onderzijde van de pijlerkonstruktie.

ad.1. In hoofdstuk 5.7. wordt uitgebreid op het onderzoek naar deze filterkonstruktie ingegaan.

ad.2. In de tijd die verloopt tussen het aanbrengen van de funderingslaag (zeegrind, afgedekt met een zandlichte blokkenmat) en het plaatsen van de pijler vindt aanzanding plaats. Als een zandlaag aanwezig is onder de pijler kan er piping optreden. Immers het zandlaagje wordt niet door een filter opgesloten en kan uitgespoeld worden. Dit kan onderloopsheid met uiteindelijk ongelijke zettingen van de pijler tot gevolg hebben.

5.9.2.1. Proeven i.v.m. piping onder de pijler.

1.1. Inleiding

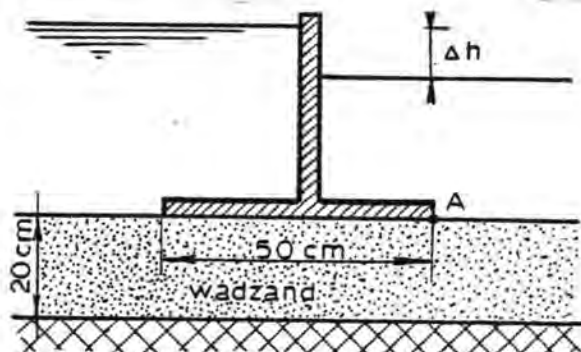
Als afdichtingsconstructie langs de rand van de pijlervoet kan gedacht worden aan een grindworst. De belangrijkste functies van deze constructie zijn:

1. Aansluiting tussen de betonconstructie en de (eventueel aanwezige) zanddichte mat.
2. Groutdichte afsluiting.

Voor de onder punt 1 genoemde functie is onderzoek verricht in de "Gele Bak" te Lith. Hierbij werd nagegaan in hoeverre de grindworst in staat is transport van zand onder de pijlervoet te voorkomen.

1.2. Proeven te Lith

Proef 1



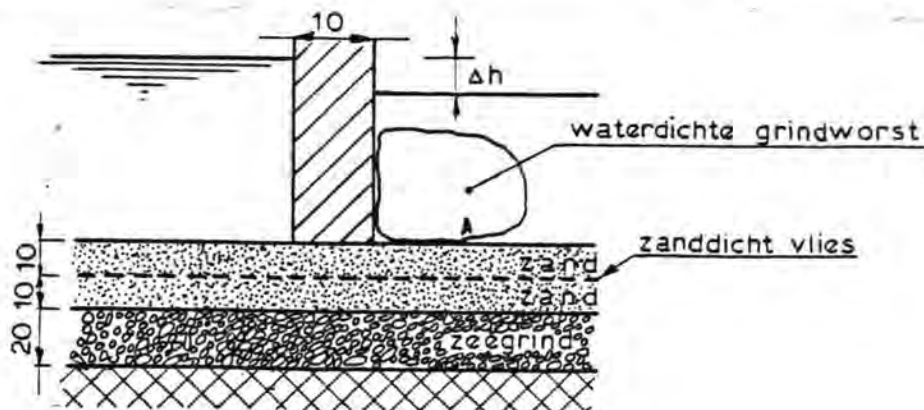
Stijve plaat

Bij deze proef werd een stijve plaat op een zandlaag geplaatst waarover een verval kon worden aangebracht. Reeds bij een zeer gering verval treedt zand uit A, waarna een terugschrijdend geultje ontstaat.

Wanneer dit geultje (doorsnede ca. 1 cm^2) eenmaal de bovenstroomse rand heeft bereikt, en er dus een doorgaande geul onder de constructie is gevormd, verloopt het ontgrondingsproces zeer snel.

Proef 2

waterdichte grindworst



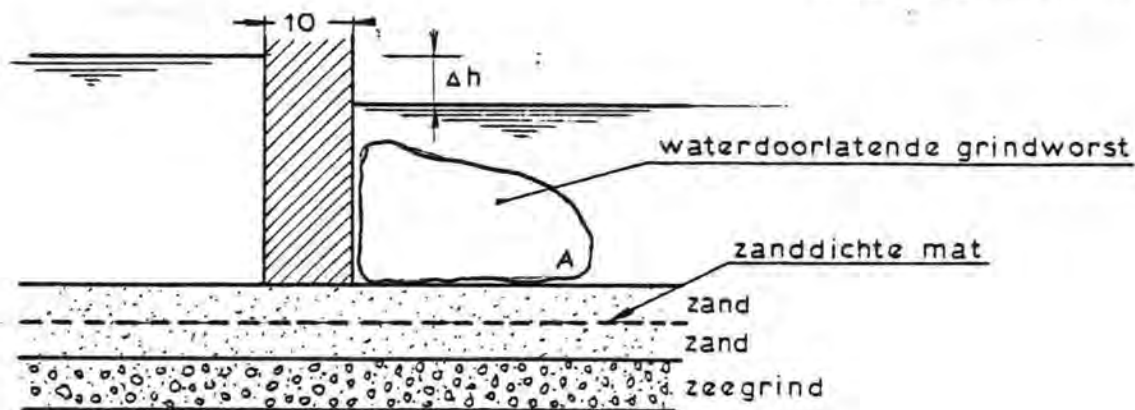
Om na te gaan of een flexibeler constructie een door piping ontstane geul zou afsluiten en daardoor transport van zand zou voorkomen, werd een proef met een waterdichte grindworst uitgevoerd. Bij deze proef trad hetzelfde verschijnsel op als bij de proef met een stijve plaat.

Bij een gering verval treedt bij A welvorming op, de wel verplaatst zich in bovenstroomse richting, terwijl in benedenstroomse richting zand wordt getransporteerd en een geultje ontstaat. Wanneer de wel de bovenstroomse rand heeft bereikt, verloopt het ontgrondingsproces zeer snel.

De grindworst is niet in staat het ontstaan van een geultje te voorkomen en gedraagt zich bovendien ten opzichte van het relatief kleine geultje als een starre constructie. De grindworst zakt dus niet na en is niet in staat het ontstane geultje af te sluiten.

Proef 3

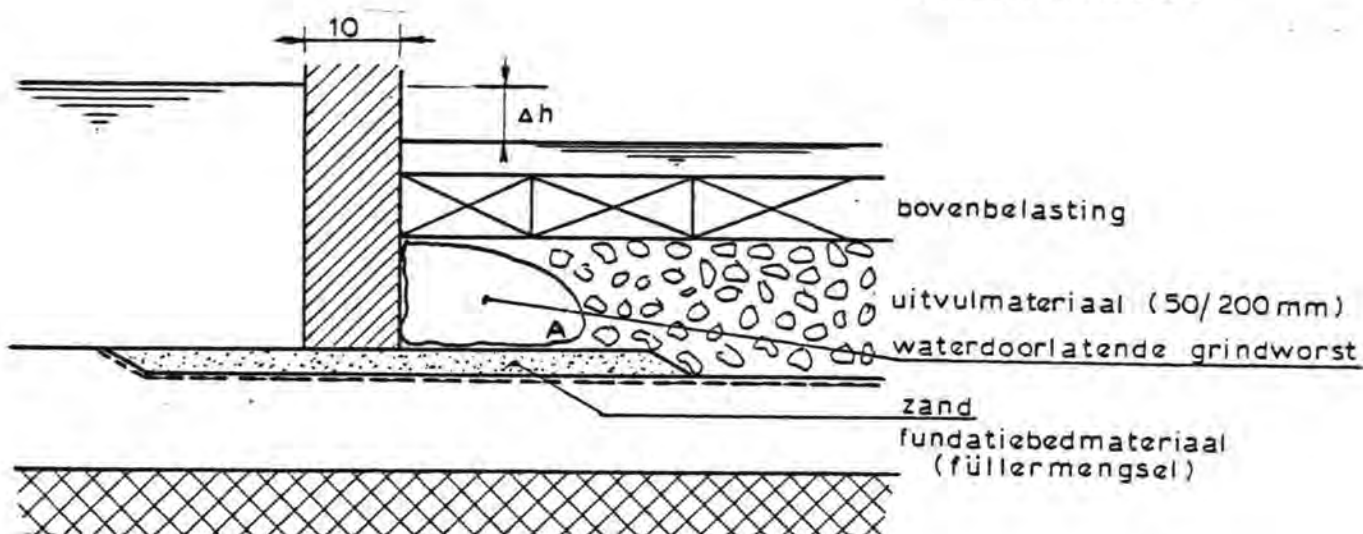
waterdoorlatende grindworst



Om piping te voorkomen wordt vaak een filterconstructie toegepast (zie 5.9.1). Door het sterk waterdoorlatende materiaal van de grindworst worden de lokale uittreeverhagen bij A sterk gereduceerd. Welliswaar werd bij deze proef een groter kritiek verval gevonden, maar nu bleek dat ook een waterdoorlatende grindworst niet in staat is het ontstaan van een geultje te voorkomen en een eenmaal gevormd geultje af te sluiten. Het filter materiaal in de grindworst bestond bij deze proef uit een mengsel opgebouwd volgens de Füllerkromme (0,3-32 mm).

Proef 4

Waterdoorlatende grindworst met bovenbelasting

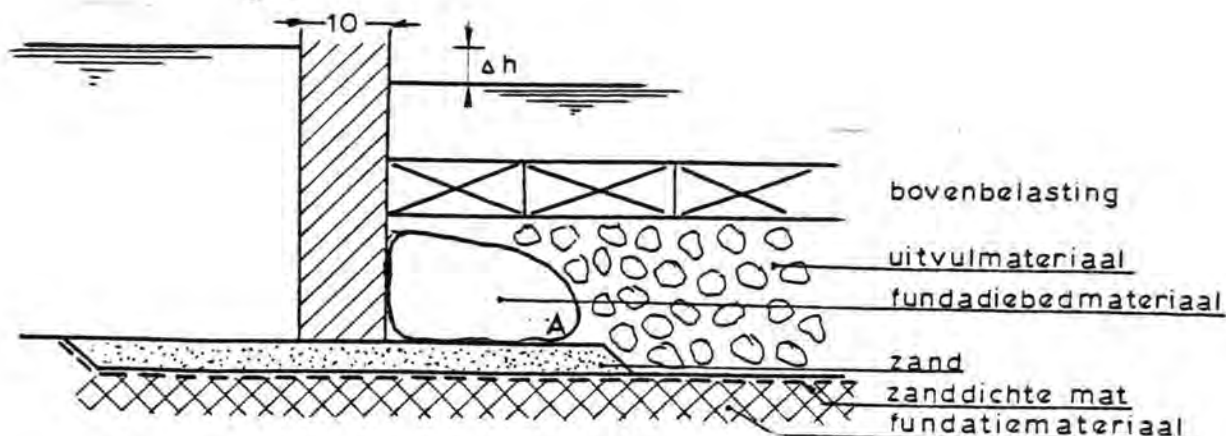


De wijze van ontstaan van een doorgaand geultje bij aanwezigheid van een bovenbelasting wordt in bovenstaande proefopstelling onderzocht. Vanwege de relatief grote doorlatendheid van het fundatiebed zal het grootste deel van het debiet door dit materiaal stromen.

Bij A trad weer welvorming en zandtransport op waardoor een meanderende geul ontstond van A naar B. Hierna traden weer dezelfde verschijnselen op als bij de voorafgaande proeven. Bij uitbouw van de proef waren de geultjes duidelijk waarneembaar. De grindworst was niet in staat de steile taluds van de geultjes te volgen.

Proef 5

Grindworst zonder doek



Omdat het Füllermengsel tot zeer hoge verhangen zanddicht is, werd een proef uitgevoerd met weglating van het doek.

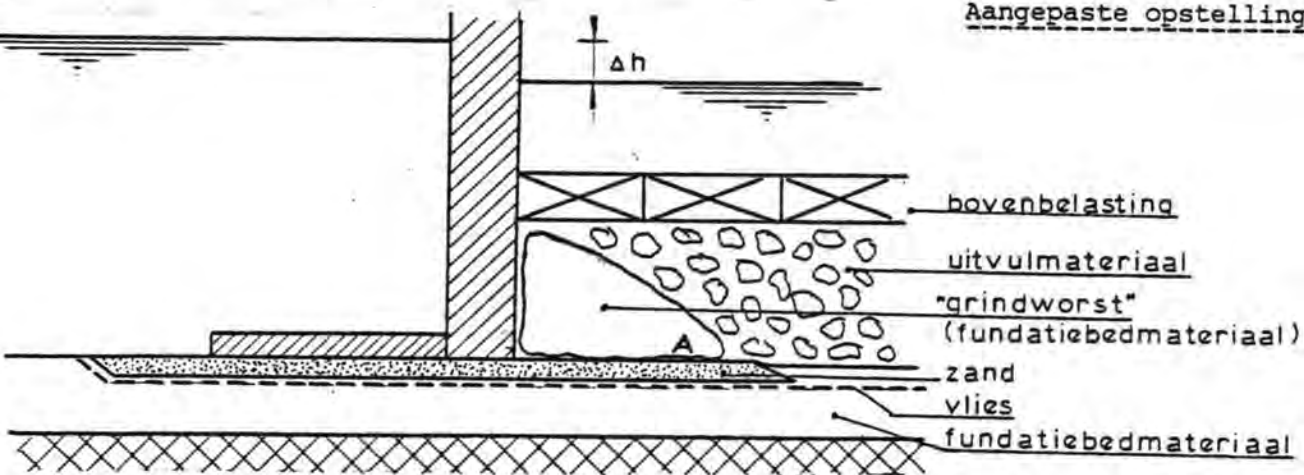
Bij vorming van een geultje zou dit materiaal het geultje kunnen opvullen. Uit de proef bleek, dat bij A wederom welvorming plaatsvond. Het filter (de grindworst) zakte bij deze proef weliswaar bij, maar er was nu een geul gevormd welke was opgevuld door de grovere fracties van het filter. De fijnere fracties bleken te zijn weggespoeld. Het was echter niet duidelijk of de plotseling optredende sterke erosie was ontstaan door de geul of door de geringe dikte van het filter (afstand bc).

Een bezwaar van de proeven 1 t/m 5 was, dat het potentiaalbeeld niet in overeenstemming was met het lokale potentiaalbeeld in het prototype. In proef 6 werd de constructie aangepast en werd in het fundatiebed onder de zandlaag een lineair verhang ingesteld.

Proef 6

Grindworst zonder doek

Aangepaste opstelling



Bij deze opstelling werd een duurproef uitgevoerd met een lineair verhang in het fundatiebedmateriaal van ca. 15%. Vrijwel direct ontstond er een, zij het gering, zandtransport vanaf punt A. Tevens werd een geul geconstateerd onder de constructie. Omdat er twijfel bestond over de oorzaak van het ontstaan van de geul (piping of inbouw onnauwkeurigheid) werd de proef herhaald.

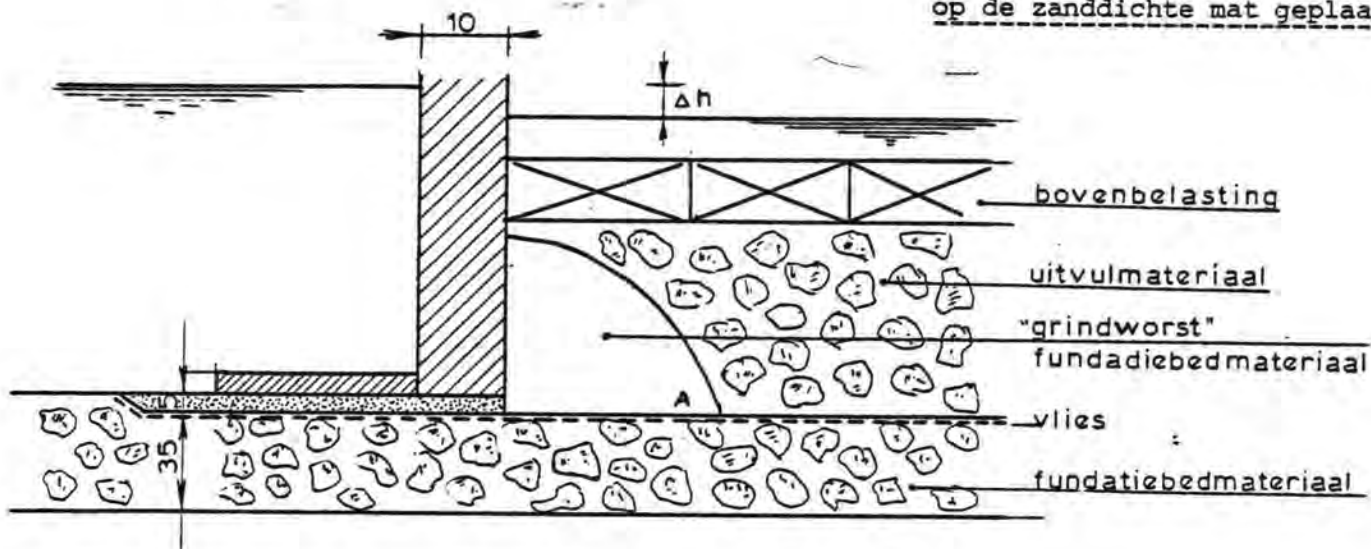
Bij de herhalingsproef onstonden reeds bij lineaire verhangen in het fundatiebedmateriaal lager dan 15% doorgaande geulen. Dit kon worden vastgesteld door middel van kleurstofinjectie bovenstrooms en door een plotselinge toename van het debiet met een factor 4. Deze toename was echter niet zo groot dat een zeer sterke erosie ontstond. Bij de afbraak van de proef bleek dat er meanderende geultjes waren ontstaan.

Geconstateerd moet dus worden, dat ook een granulair filter (Füller-mengsel) geplaatst op een zandlaag niet in staat blijkt om het ontstaan van piping tegen te gaan.

De verklaring hiervoor is dat de relatief waterdoorlatende zandlaag er de oorzaak van is dat de grote verhangen bij de zandbeëindiging ontstaan. (zie 5.9.2.2.)

Proef 7

Grindworst zonder doek direct op de zanddichte mat geplaatst



Bij deze proef, waarbij het filtermateriaal in grindworst zonder doek direct op de zanddichte mat was geplaatst, bleek het maximaal instelbare lineaire verhang in het fundatiebed (ca. 30%) geen zand van onder de plank werd getransporteerd. Dit was ook te verwachten, omdat het uit het fundatiebedmateriaal bestaande filter zanddicht is tot zeer hoge statische verhangen. Bovendien ontstaat een gunstiger potentiaalbeeld. Vertikale verhangen aan de bovenstroomse kant van het filter treden niet meer op.

Bij deze proef, waarbij het fundatiebedmateriaal van de grindworst direkt op de zanddichte mat was geplaatst bleek, dat bij verhangen van ca. 15% geen zand van onder de plank werd getransporteerd. Dit was ook te verwachten, omdat het fundatiebedmateriaal zanddicht is tot zeer hoge statische verhangen.

Conclusies

Samenvattend kan dus gesteld worden, dat grindworsten niet in staat zijn zandtransport t.g.v. piping tegen te gaan, als de zandlaag zich ook onder de grindworst bevindt. Indien deze zandlaag vlak na het plaatsen van de pijler wordt verwijderd en de grindworst direkt op de zanddichte mat wordt geplaatst, is een goede zandafdichtende werking te verwachten. Dit is aangetoond voor een "grindworst" zonder doek. Het ligt in de bedoeling nog enkele proeven te verrichten met een grindworst met doek.

5.9.2.2. Potentiaalverloop bij de grindworsten volgens SEEP

In de Gale Bak kan met behulp van de stijgbuizen slechts een globaal beeld verkregen worden van het optredende potentiaalbeeld.

Om meer informatie te verkrijgen over locale verhangen met name ter plaatse van de beëindiging van de grindworst is het potentiaalverloop voor proefopstelling 6 berekend, met het rekenprogramma SEEP. (zie figuur 5.9.3).

Uit de potentiaalverdeling blijkt dat de zandlaag tussen de grindworst en het fundatiebed relatief waterdicht is. Er treden dan ook vrij grote locale verhangen op bij de beëindiging van de zandlaag en grindworst. Dit geeft een verklaring voor het feit dat het pipingverschijnsel ook bij een waterdoorlatende grindworst optreedt.

Alhoewel de grindworst op zichzelf waterdoorlatend is blijkt hij voor het totale potentiaalbeeld waterondoorlatend te zijn omdat de relatief waterondoorlatende zandlaag onder de grindworst het uittreden van water door de grindworst verhindert. Het totale potentiaalbeeld zal daardoor bij een waterdoorlatende grindworst geplaatst op een zandlaag vermoedelijk weinig afwijken van het potentiaalbeeld bij een grindworst met volledig waterdichte bekleding.

Een gunstiger situatie zal ontstaan wanneer de grindworst direct aansluit op het fundatiebedmateriaal, zoals ook uit de proeven bleek.

5.9.3. Piping onder de vervalspreider

De vervalspreider zal aangebracht worden op een uitvullaag grof grind (30 - 150 mm) dikte 2,5 m tussen de pijlers. Ook hier kan in- en aanzanding optreden. Met materiaaltransport van het grind door waterstroming behoeft, gezien de grootte van de verhangen (zie ook Interim-rapport I) en de afdekking van de laag grof grind met lichte stortsteen (filterkonstruktie) geen rekening te worden gehouden.

Bij inzanding van de laag grof grind ontstaat bij grote verhangen mogelijk uitspoeling van het zand.

Als het in het grind aanwezige zand in de loop der tijd een korrelspanning heeft opgebouwd kan dan door uitspoeling zetting optreden van het grindpakket.

Zeker zullen er zettingen optreden als de vervalspreider aangebracht is op een aangezande laag. Er is namelijk geen zanddicht filter aanwezig, waardoor bij de berekende verhangen piping kan optreden.

5.9.4. Konklusie

Het toepassen van een grindworst om het zand onder de pijler op te sluiten of wel piping tegen te gaan blijkt uit proeven in Lith niet zinvol zolang er zich een zandlaag onder de grindworst bevindt. Er zullen nog enkele aanvullende proeven met een grindworst in Lith worden genomen.

Ontwerp criteria voor het "piping" verschijnsel zijn niet bekend voor dynamische belastingen. Het "piping" gevaar kan niet uitgesloten worden geacht gezien de grote cyclische verhangen.

Om zetting van de pijler t.g.v. het wegspoelen van de aanzandingslaag op het funderingsbed te voorkomen dient deze zandlaag zo volledig mogelijk te worden verwijderd direkt voor het plaatsen van de pijler.

5.10. Deformatie en effectieve spanningen in drempel en ondergrond

5.10.1. Inleiding

De drempel bevindt zich om en tussen de pijlers, op het fundatiebed en onder de dorpelbalk (zie fig. 5.10.1).

De dorpelbalk dient als onderaanslag van de schuif en is zodoende opgelegd in de pijlers.

Bij verwaarlozing van de deformatie van de dorpelbalk zelf en zijn opleggingen beweegt de dorpelbalk mee met de pijler.

In verband met de stabiliteit van de bovenzijde van de drempel dient de drempel aan beide zijden tegen de dorpelbalk te worden aangestort.

Onder de dorpelbalk bevindt zich een spleet.

De kering wordt herhaaldelijk belast door verval- en golfdruk. De grootste belasting zal optreden vanuit de Noordzee. Alle belasting op de kering boven de bovenkant van de drempel wordt overgebracht naar de pijler/dorpelbalk. Het merendeel van de belasting zal worden overgebracht op de pijler. Het deel overgebracht door de dorpelbalk zal afhangen van de relatieve stijfheid van de drempel ten opzichte van de ondergrond.

Het waterdrukverschil over de drempel veroorzaakt stroming door de drempel en ondergrond. Het resulterende waterdrukverschil in de drempel geeft een directe belasting op pijler en dorpelbalk.

De met de stroming samenhangende drukgradiënten in de drempel en de ondergrond belasten het korrelskelet.

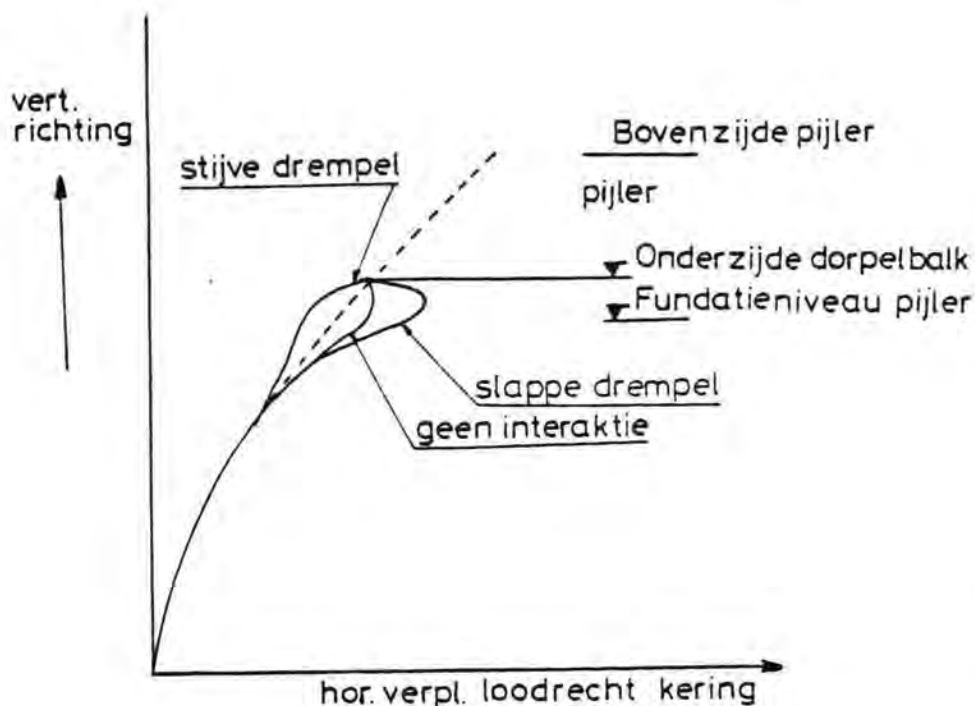
Deze belasting op het korrelskelet zal moeten worden overgebracht naar de dorpelbalk, ondergrond en naar de langswanden van de pijler. De overdracht naar de langswanden zal beperkt blijven door de maximale wandwrijving, welke afhangt van de optredende normaalspanning.

De overdracht naar de dorpelbalk zal afhangen van de stijfheden van de drempel en ondergrond.

In het geval van een zeer slappe drempel zal op de dorpelbalk een effectieve kracht richting Oosterschelde werken. In het geval van een zeer stijve drempel zal de drempel een steunende functie hebben voor pijler/dorpelbalk.

Onder invloed van de belasting zullen de pijler, dorpelbalk en drempel gaan verplaatsen.

Uitgaande van voldoende sterke aanstortingen (zie 5.8.3.1.) tegen de dorpelbalk zal de drempel aan de bovenzijde horizontaal evenveel moeten verplaatsen als de pijler/dorpelbalk. Onder het fundatieniveau van de pijler zullen door de spreiding van de spanningen in de tracerichting slechts tot beperkte diepten verschillen in horizontale verplaatsing onder de pijler en drempel kunnen voorkomen. Uitgaande van een spreiding van 1 : 1 tot 2 : 1 zal de deformatie onder pijler en drempel gelijk moeten zijn op een diepte van 10 à 20 m onder het fundatieniveau. Op tussengelegen niveaus zullen afhankelijk van de stijfheid van de drempel en ondergrond verschillen optreden.



In nevenstaande figuur wordt een indruk gegeven van de mogelijke horizontale verplaatsingen loodrecht op de kering van pijler en drempel. Wat betreft de drempel zijn 3 gevallen aangegeven namelijk

- slappe drempel
- tussengelegen geval, waarbij juist geen effectieve interactie tussen dorpelbalk en drempel optreedt
- stijve drempel

Het deel van de drempel aan de Oosterschelde zijde tegen de pijler zal tevens met de pijler moeten meebewegen. Door spreiding van de spanning zal dit de deformatie van het aan de Oosterschelde zijde gelegen deel van de drempel tussen de pijlers beïnvloeden.

Onder in de drempel is een vervalspreider aangebracht. Deze vervalspreider bestaat uit een kunststofmembraan of een laag steenasfalt. Bij toepassing van steenasfalt, dat in wezen een niet lineair viskeus materiaal is, zullen eisen moeten worden opgesteld ten aanzien van de toelaatbare viskeuze vloeï.* Immers wanneer deze laag te veel zou vloeien zou na verloop van tijd:

- a) de verplaatsing van de drempel onder de dorpelbalk groot kunnen worden
- b) een groot deel van de horizontale vervalddruk over de drempel boven de vervalspreider naar de dorpelbalk en dus niet naar de ondergrond worden afgevoerd.

De bovengeschetste interactie tussen pijler/dorpelbalk en drempel is gecompliceerd door zijn 3-dimensionale karakter. Behalve van de grootte van de belasting is de interactie afhankelijk van de stijfheid van de drempel en de ondergrond.

Voor een nauwkeurige numerieke analyse van de interactie zou een computerprogramma nodig zijn voor een 3-dimensionale geometrie, voor een poreus elasto-plastisch materiaal met kinematische versteviging en met minstens lineaire doorlatendheid. De belasting zou in de vorm van een tijdsafhankelijke waterdruk moeten kunnen worden ingevoerd. Voor een nauwkeurig experimenteel onderzoek zou een grote centrifuge nodig zijn waarin behalve uitwendige krachten ook waterstanden gestuurd zouden moeten kunnen worden. In dit hoofdstuk wordt een benaderende numerieke analyse van de interactie beschreven.

* Rapport L.G.M. CO-401383/100

Er is bij deze analyse gebruik gemaakt van 2 computerprogramma's.

De gemiddelde waterdrukken in de drempel en de ondergrond zijn geschat met het programma SEEP (5.5.2.1.).

De deformaties in en onder de drempel en onder de pijler zijn geschat met behulp van het programma CONSOL.

Dit programma (5.10.2.) veronderstelt vlakke vervorming (2-dimensionaal) van een bij benadering elasto-plastisch materiaal voor eenmalig belasten en ontlasten.

Om dit programma voor 2-dimensionale situaties toe te kunnen passen is er in eerste instantie van uitgegaan dat de interactie tussen langswanden van de pijler en de drempel klein is ten opzichte van de interactie tussen drempel en dorpelbalk. Hiervan uitgaande werden afzonderlijke berekeningen uitgevoerd voor een eenheidsbreedte van de pijler en de drempel. Deze berekeningen worden in dit hoofdstuk in detail besproken. Eerst is het geval onderzocht dat er geen interactie tussen drempel en dorpelbalk optreedt. In deze situatie wordt de dorpelbalk dus alleen belast door waterdruk. Hiermee wordt een indruk verkregen van de invloed van de variatie van de parameters van de grove drempelmaterialen en het steenasfalt op de stijfheid van de drempel. Na de berekening van de deformatie van de pijler zonder interactie met de drempel is tenslotte het geval van interactie tussen pijler/dorpelbalk en drempel onderzocht. De grootte van de verplaatsing van de pijler is als onafhankelijke grootte in de berekening opgenomen. Wanneer de uiterste grenzen van de mogelijke verplaatsing van de pijler worden geschat volgt uit deze berekeningsresultaten ook een schatting van de maximale en minimale interactie tussen drempel en dorpelbalk.

De grootte van de materiaalparameters van het fundatiebed en de ondergrond voor CONSOL zijn bepaald uit triaxiaalproeven voor betrekkelijk realistische spanningspaden. De parameters van de grovere drempelmaterialen zijn voorlopig geschat. Nader onderzoek zal nodig zijn om deze eigenschappen beter te kunnen kwantificeren.

De berekeningen zijn uitgevoerd voor 2 geschatte stijfheden van de grovere drempelmateriaal namelijk voor een te verwachten relatief grote en een betrekkelijk kleine stijfheid.

5.10.2. Beschrijving berekeningsmethode

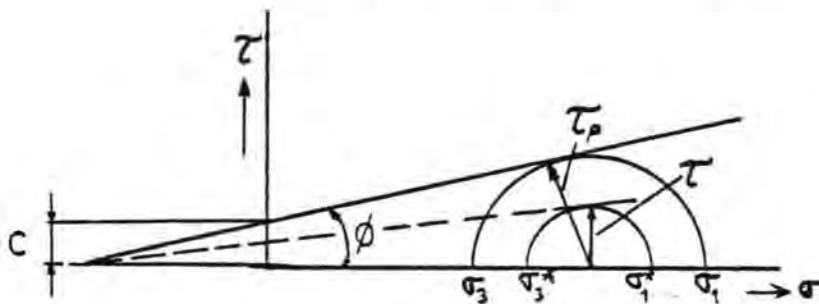
Voor de berekening van de deformatie en de effectieve spanningen is het programma CONSOL gebruikt. Dit programma berekent de vlakke vervorming van een type elasto-plastisch materiaal. Het programma maakt onderscheid tussen effectieve spanningen in het elasto-plastisch materiaal en waterspanningen. De berekening kan worden uitgevoerd voor zowel het gedraineerde geval als het ongedraineerde geval. Het programma maakt gebruik van de eindige elementen methode. De optredende stationaire waterdruk is berekend met het programma SEEP (zie 5.5.2.1.). Deze druk is als waterspanning ingevoerd in CONSOL, zowel langs de relevante randen als in het massief. CONSOL bepaalt de effectieve spanningen zodanig dat aan het totaalevenwicht wordt voldaan. In elke belastingstap worden de grootten van de rekincrementen berekend uitgaande van niet-lineair elastisch materiaalgedrag met een glijdingsmodulus G , welke afhankelijk is van de optredende spanningsniveau. De hoofdrichtingen van deze rekincrementen vallen echter niet samen met die van de spanningsincrementen zoals bij een elastisch materiaal. Voor de bepaling van deze hoofdrichting worden de rekincrementen gesplitst in een elastisch deel en een plastisch deel. De grootte van het elastische deel van de rekincrementen wordt bepaald uitgaande van elastisch gedrag bij ontlasten. De hoofdrichting van deze elastische rekincrementen wordt gelijk genomen aan die van de spanningsincrementen.

De grootte van het plastische deel van de rekincrementen volgt uit het verschil van de totale rekincrementen en de elastische rekincrementen. De hoofdrichting van de plastische rekincrementen wordt gelijk gekozen aan die van de totale effectieve spanningen, zoals gebruikelijk voor een plastisch materiaal.

In het volgende worden de materiaalparameters voor schuifvervorming en volumeverandering nader gedefiniëerd.

Schuifvervorming

Voor de beschrijving van het schuifgedrag wordt belasting gedefiniëerd als een toename van het tot dusverre bereikte maximale ef-



fektieve schuifspanningsniveau, $\frac{\tau_{\max}}{\tau_p}$ waarin

(zie nevenstaande figuur)

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_1^* - \sigma_3^*}{2}$$

en σ_1^* , σ_3^* ; ϕ het betreffend moment aanwezige grootste en kleinste effectieve hoofdspanning.

$$\tau_p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \phi + c \cdot \cos \phi$$

waarin

c = cohesie

ϕ = hoek van inwendige wrijving

σ_1, σ_3 te mobiliseren grootste en kleinste effectieve hoofdspanning.

Er geldt: $\sigma_1 + \sigma_3 = \sigma_1^* + \sigma_3^*$

Voor belasten wordt de relatie tussen een schuifspanningsincrement en een schuifvervormingsincrement beschreven door:

$$\Delta\tau = G \Delta\gamma$$

waarin:

$\Delta\tau$ = schuifspanningsincrement

$\Delta\gamma$ = schuifvervormingsincrement

en

$$G = \frac{H_L}{L} P_a \left(\frac{|\sigma_{vol}|}{P_a} \right)^n \left(1 - R_f \frac{\tau}{\tau_p} \right)^2$$

glijdingsmodulus

waarin:

H_L = parameter voor belasten

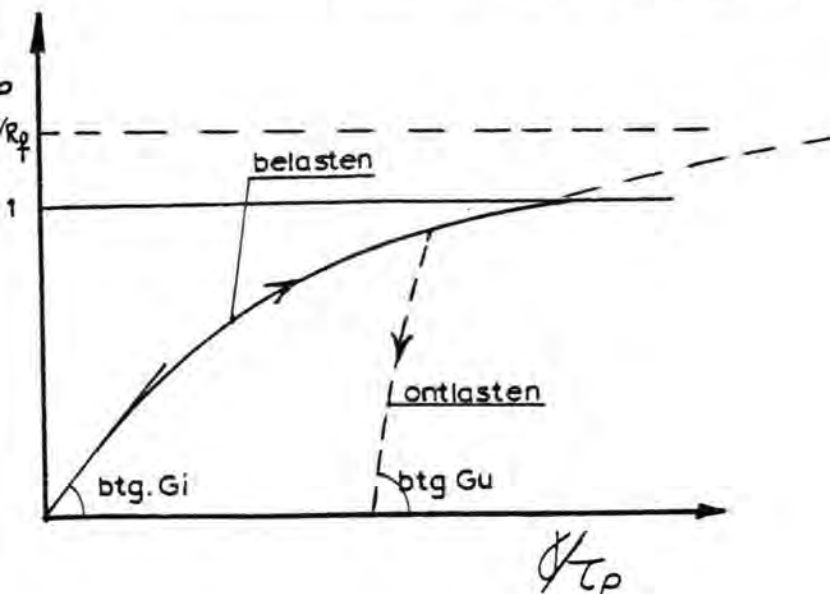
$P_a = 100 \frac{kN}{m^2}$ atmosferische druk

σ_{vol} = isotrope effectieve spanning

n = constante ($0,3 \leq n \leq 0,8$)

R_f = constante ($0 \leq R_f \leq 1$)

Voor constante σ_{vol} behoort bij bovenstaande vergelijking een hyperbolische relatie tussen τ en γ volgens



$$\frac{\tau}{\tau_p} = \frac{\frac{\gamma}{\tau_p}}{\frac{1}{G_i} + R_f \frac{\gamma}{\tau_p}}$$

waarin

$$G_i = \frac{H_L \cdot P_a}{L} \cdot \left(\frac{|\sigma_{vol}|}{P_a} \right)^n$$

Voor ontlasten dus verminderen van het schuifspanningsniveau wordt de volgende relatie gebruikt

$$\Delta\tau = G_u \Delta\gamma$$

waarin:

$$G_u = H_u P_a \left(\frac{|\sigma_{vol}|}{P_a} \right)^n$$

H_u = parameter voor ontlasten

Als het plastisch increment van de schuifrek $\Delta\gamma^P$ tijdens belasten wordt het verschil genomen tussen het berekende rekincrement $\Delta\gamma_l$ voor belasten en het rekincrement $\Delta\gamma_u$ voor ontlasten dus

$$\Delta\gamma^P = \Delta\gamma_l - \Delta\gamma_u$$

De moduli worden steeds berekend aan het eind van de vorige belastingsstap.

Volume rek

Het increment van de volumerek $\Delta\varepsilon_{vol}$ bestaat uit de som van 2 verschillende volumerekincrementen, namelijk

$$\Delta\varepsilon_{vol} = \Delta\varepsilon_{vol}^d + \Delta\varepsilon_{vol}^b$$

waarin

$\Delta\varepsilon_{vol}^d$ = increment van dilatante volumerek; afhankelijk van het increment van plastische schuifvervorming $\Delta\gamma^P$ en het schuifspanningsniveau.

$\Delta\varepsilon_{vol}^b$ = increment van compressieve volumerek; afhankelijk van het increment van de effectieve isotrope spanning.

In het volgende worden beide componenten nader beschouwd.

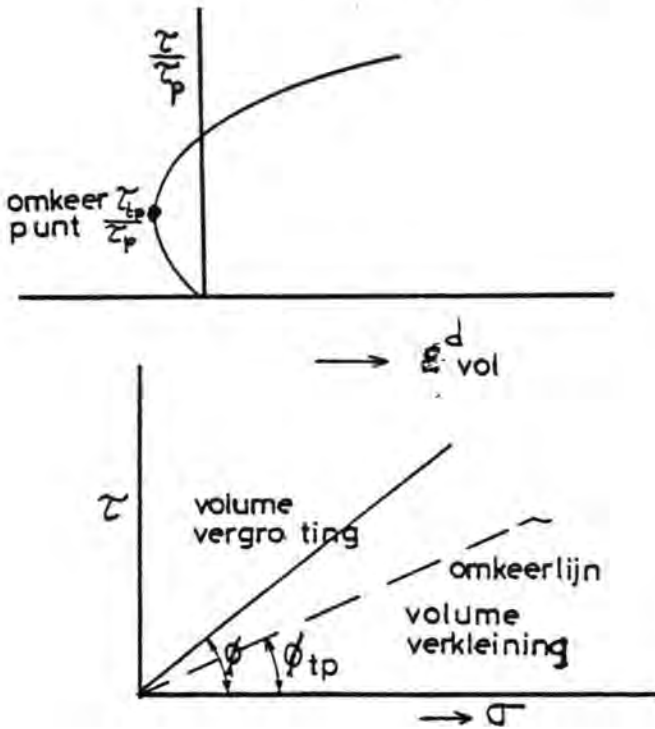
a) Dilatante volumerek

De dilatante volumerek volgt uit Rowe's * spanningsdilatantie vergelijking voor vlakke vervorming. In CONSOL wordt gebruikt:

$$\Delta \epsilon_{vol}^d = D \cdot |\Delta \gamma^p|$$

waarin:

$$D = \frac{\frac{\tau}{\tau_p} - \frac{\sin \phi_{tp}}{\sin \phi}}{1 - \frac{\tau}{\tau_p} \cdot \sin \phi_{tp}} \quad , \text{ waarin}$$



ϵ_{vol}^d = dilatante volumerek. Deze volgt uit een proef langs een spanningspad:

$$\sigma_{vol} = \text{constant}$$

τ_{tp} = schuifspanning, waarbij dilatante volumeverandering overgaat van verkleining naar vergroting (omkeerpunt)

ϕ_{tp} = hoek van lijn in τ - σ diagram, waarop omkeerpunt ligt. Er geldt

$$\sin \phi_{tp} = \frac{\tau_{tp}}{\tau_p} \cdot \sin \phi$$

b) Compressieve volumerek

Belasten wordt gedefiniëerd als een toename van σ_{vol} .

De compressieve volumerek wordt beschreven door:

$$\Delta \sigma_{vol} = K \cdot \Delta \epsilon_{vol}^b \quad \text{waarin:}$$

* Rowe, P.W. (1962) "The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact"

Proc. Royal Soc., Vol. 269, pp. 500-527.

$\Delta\sigma_{vol}$ = increment van effectieve isotrope spanning

$\Delta\epsilon_{vol}^b$ = increment van compressieve volumrek

Voor belasten wordt gebruikt:

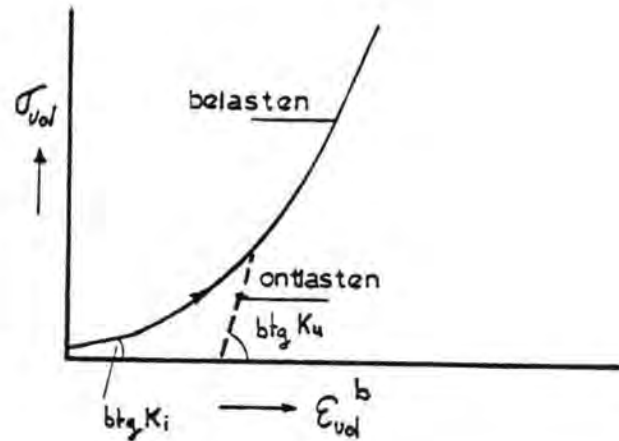
$$K = K_i + a\sigma_{vol}$$

met K_i , a : parameters

Voor ontlasten wordt gebruikt:

$$K = K_u$$

met K_u : parameter



De gebruikte waarden van de diverse parameters zijn vermeld in 5.10.5.

5.10.3. Belastingen

a) Pijler

De gebruikte belasting op de pijler ten gevolge van verval en golf door de waterdruk boven de drempel bedraagt:

$$\begin{aligned} H &= 3,92 \text{ MN/m}^1 \text{ horizontale kracht} \\ M &= 107,8 \text{ MNm/m}^1 \text{ moment op fundatieniveau} \\ V &= 10,9 \text{ MN/m}^1 \text{ eigen gewicht van pijler} \end{aligned}$$

Door Coprob* is opgegeven als de ontwerpbelasting volgend uit de waterdruk boven de drempel:

$$\begin{aligned} H^* &= 3,868 \text{ MN/m}^1 \\ M^* &= 78,800 \text{ MNm/m} \\ V &= 10,0 \text{ MN/m} \end{aligned}$$

In deze belasting is geen enkele kracht op de dorpelbalk in de drempel begrepen.

In elk geval echter oefent de waterdruk op de dorpelbalk in de drempel een kracht op de dorpelbalk uit.

De horizontale component door waterdruk op de dorpelbalk in de drempel volgt uit fig. 5.10.8 en bedraagt: $340-86 = 254 \text{ kN/m}^1$.

Het moment in figuur 5.10.8 wordt dan $78,2 \text{ kNm/m}^1$.

Bij een lengte van de dorpelbalk in de drempel van 35 m geeft dit de volgende extra belasting op de pijler:

$$\begin{aligned} \Delta H &= 0,36 \text{ MN/m}^1 \\ \Delta V &= 0,42 \text{ MN/m}^1 \\ \Delta M &= 5,2 \text{ MNm/m}^1 \end{aligned}$$

* Notitie COPROB d.d. 30-5-78: Extreme belastingen t.b.v. grondmechanisch ontwerp.

In figuur 5.10.3 is de relatie tussen de vervaldruk op de drempel en de horizontale kracht door waterdruk op de pijler boven de drempel gegeven. Op de drempel naast de pijler is dezelfde uitwendige druk aangebracht als op de drempel tussen de pijlers. Het potentiaallijnenbeeld in de drempel naast en onder de pijler is berekend met SEEP = run 1*, 5.1.78 en aangegeven in figuur 5.10.4.

b) drempel

De ontwerp belasting ten gevolge van verval en golven op en in de drempel bestaat uit:

- een waterdruk op de drempel van 86 kN/m^2 *) aan de Noordzeezijde
- een waterdruk in de drempel welke wordt veroorzaakt door voornoemde druk op de drempel.

Deze belasting is gebaseerd op de veronderstelling, dat voor het bezwijkmechanisme vervaldruk even belangrijk is als golfdruk.

Het met het programma SEEP (run 2*, 6-1-78) berekende potentiaalbeeld in de drempel zijn aangegeven in figuur 5.10.5 (geen spleet).

De hieruit volgende drukgradiënten, die uiteindelijk de volumekrachten op het korrelskelet veroorzaken, zijn aangegeven in de figuren 5.10.6 en 7. Figuur 5.10.6 toont de verticale krachtscomponenten per volumeëenheid, figuur 5.10.7 de horizontale krachtscomponenten.

De volumekrachten blijken het grootst nabij de dorpelbalk.

Voorvoemde ontwerpbelasting van 86 kN/m^2 drukverschil over de drempel bestaat uit ongeveer 24 kN/m^2 golfdruk en ongeveer 62 kN/m^2 vervaldruk.

Zoals blijkt uit figuur 5.10.2 zal de golfdruk niet ver doordringen in de ondergrond, zodat in de ondergrond eigenlijk de druk gradiënt met een faktor van ongeveer $\frac{62}{86} \approx 0,7$ verminderd zou moeten zijn.

Vergelijking van de figuren 5.10.2 en 5 toont dat boven de verval spreider de potentiaalbeelden door golven en verval overeenkomen.

De waterdruk vanuit de drempel belast de dorpelbalk direct. In figuur 5.10.8 is de waterdruk op de onderste dorpelbalk (c.q. de ongedeelde dorpelbalk) aangegeven. De door de pijler geleverde reactie kracht is tevens aangegeven.

*)notitie COPROB DDWT - 78.254.

Er zijn twee gevallen van effectieve interactie tussen drempel en dorpelbalk onderzocht, te weten

- opgelegde uitwendige belasting op dorpelbalk.

In dit geval wordt de kracht op de dorpelbalk alleen veroorzaakt door waterdruk op en in de drempel. De dorpelbalk kan onder deze belasting vrij met de drempel meebewegen. Er is dus geen effectieve interactie.

- opgelegde horizontale verplaatsing van dorpelbalk.

In de berekening van de effectieve interactie tussen de drempel en de dorpelbalk is de dorpelbalk een reeks van horizontale verplaatsingen opgelegd.

Deze verplaatsingen zijn opgegeven als functie van het verval en staan aangegeven in figuur 5.10.9.

Deze relaties volgen uit de berekeningen van de pijler (zie 5.10.7).

Voor de bepaling van de initiële isotrope effectieve spanning in de drempel is uitgegaan van een niveau van de bovenzijde van de drempel zoals aangegeven in figuur 5.10.10. Voor alle materialen is een schijnbare dichtheid van 10 kN/m^3 aangenomen met $K_0 = 0,6$ ($K_0 = \frac{\sigma_{\text{hor}}}{\sigma_{\text{vert}}}$ maagdelijk terrein).

5.10.4. Geometrie

a) Pijler

De geometrie van de pijler, dorpelbalk en ondergrond zijn met de gebruikte materialen weergegeven in figuur 5.10.11.

De afmetingen van de voetplaat zijn $25 * 50 \text{ m}^2$.

De hart op hart afstand van de pijler bedraagt 45 m. De inbeddingsdiepte is 12 m.

De gebruikte elementen mesh is weergegeven in figuur 5.10.12.

De volgende randvoorwaarden zijn gebruikt:

- onderrand vast
- zijwanden horizontaal vast, vertikaal vrij
- bovenranden naast pijler belast met totaalspanning
- pijler stijf, belast door uitwendige krachten.

b) Drempel

De berekeningen zijn gemaakt voor de open drempel met afmetingen zoals aangegeven in figuur 5.18.13.

De gebruikte elementenmesh is weergegeven in figuur 5.10.14.

De volgende randvoorwaarden zijn gebruikt:

- onderrand vast
- zijwanden horizontaal vast, vertikaal vrij
- bovenranden naast de dorpelbalk belast door totaalspanning
- dorpelbalk-opgelegde uitwendige krachten:

In de berekeningen zonder interactie tussen drempel en dorpelbalk is de reactie-kracht van de waterdruk op de dorpelbalk aangebracht (fig. 5.10.8).

- dorpelbalk - opgelegde horizontale verplaatsing

In de berekeningen met interactie tussen de drempel en dorpelbalk is de dorpelbalk een reeks van horizontale verplaatsingen opgelegd (fig. 5.10.9).

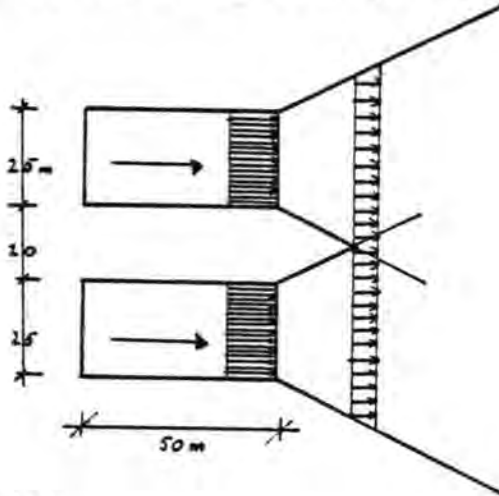
5.10.5. Materiaal-eigenschappen

Voor alle elasto-plastische materialen is gebruikt $R_f = 0,9$. Alle materiaalparameters gelden voor eenmalige belasting en ontlasting.

a) Pijler

De plaats van de verschillende materialen staat aangegeven in figuur 5.10.5. De gebruikte materiaalparameters staan vermeld in de volgende tabellen 5.10.1 en 5.10.2.

Bij de bepaling van deze parameters is uitgegaan van een spreiding naar de Noordzeezijde, Oosterscheldezijde en in de ondergrond van 1:2. Om het effect van deze spreiding op de verplaatsing in rekening te kunnen brengen



ning te kunnen brengen zijn de parameters evenredig met de spreiding verhoogt.

In tabel 5.10.2 "materiaalparameters drempel" (pag. 107) zijn de basisparameters genoemd.

b) Drempel

De plaats van de verschillende materialen staat aangegeven in figuur 5.10.16.

De rij elementen direkt onder de dorpelbalk is zeer slap gekozen om de invloed van de spleet onder de dorpelbalk te simuleren. In verband met de gebrekkige kennis van de materiaaleigenschappen van de grove materialen boven in de drempel zijn een viertal gevallen onderzocht.

Deze 4 gevallen zijn aangegeven in figuur 5.10.17 en laten zich als volgt omschrijven:

geval a) slappe drempel; aan de grove materialen in de kern van de drempel zijn de materiaaleigenschappen gegeven van onverdicht zeegrind; aan de toplaag zijn hogere waarden aan de stortsteen-eigenschappen gegeven.

geval b) slappe drempel met verdichte kern; zoals a) maar aan de materialen direkt onder de dorpelbalk zijn de materiaaleigenschappen van verdicht zeegrind gegeven.

geval c) stijve drempel; aan de grove materialen boven de verval-
spreider zijn de zg. stortsteen eigenschappen gegeven.

geval d) slappe drempel, gelijk a) maar voor steenasfalt $E = 2000 \text{ kN/m}^2$.

Aan het steenasfalt zijn lineair elastisch materiaaleigenschappen
toegekend. De grootte van de E-modulus bepaalt de grootte van de
overeenkomstige viskeuze vloeï in de verval spreider. Tot dusverre
zijn voor het steenasfalt 2 waarden toegepast namelijk:

$$E = 8000 \text{ kN/m}^2 \text{ en } \nu = 0,45$$

$$E = 2000 \text{ kN/m}^2 \text{ en } \nu = 0,45$$

De gebruikte materiaalparameters staan vermeld in tabel 5.10.2 (pag.103).

Bij de bepaling van deze parameters is geen spreiding in rekening
gebracht.

Materiaalparameters pijlers (zie figuur 5.10.18.).

mat.nr.	mat. omschr.	N	H _{load}	H _{unl}	(kN/m ²) K _{load}	(kN/m ²) K _{unl}	a	φ	kN/m ² c	φ _{tp}	Opmerkingen
1	onv. stortst.	0,8	40	60	5031	5031	0	42°	0		
2	"	"	54	81	6781	6781	0	"	"	"	
3	"	"	71	107	9009	9009	"	"	"	"	
4	"	"	100	150	12636	12636	"	"	"	"	
5	"	"	130	195	16380	16380	"	"	"	"	
6	"	"	167	150	21060	21060	"	"	"	"	
7	"	"	35	53	4446	4446	"	"	"	"	
8	"	"	46	70	5850	5850	"	"	"	"	
9	"	"	54	81	6786	6786	"	"	"	"	
10	"	"	65	97	8190	8190	"	"	"	"	
11	"	"	78	117	9829	9829	"	"	"	"	
12	"	"	158	236	19890	19890	"	"	"	"	
13	onv. zeegrond	0,5	36	72	2016	28000	- 101	38°	"	38°	
14	"	"	40	80	2232	31000	- 112	"	"	"	
15	"	"	56	112	3096	43000	- 155	"	"	"	
16	"	"	62	124	3456	48000	- 173	"	"	"	
17	"	"	46	92	2556	35500	- 128	"	"	"	
18	"	"	50	100	2772	38500	- 139	"	"	"	
19	"	"	54	108	2988	41500	- 149	"	"	"	
20	"	"	59	118	3276	45500	- 164	"	"	"	
21	"	"	67	134	3708	51500	- 185	"	"	"	
22	"	"	91	182	5040	70000	- 252	"	"	"	
23	"	"	49	98	2700	37500	- 135	"	"	"	
24	"	"	67	134	3708	51500	- 185	"	"	"	
25	"	"	72	144	3996	55500	- 200	"	"	"	

Tabel 5.10.1a

mat.nr.	mat. omschr.	N	H _{load}	H _{unl}	kN/m ² K _{load}	kN/m ² K _{unl}	a	φ	kN/m ² c	φ _{tp}	Opmerkingen
26	onv. zeegrond	0,5	50	100	2772	38500	- 139	38°	0	38°	
27	"	"	104	208	5760	80000	- 288	"	"	"	
28	"	"	117	234	6480	90000	- 324	"	"	"	
29	"	"	36	72	2016	28000	- 101	"	"	"	
30	"	"	40	80	2232	21000	- 112	"	"	"	
31	"	"	44	88	2448	34000	- 122	"	"	"	
32	"	"	70	140	3888	54000	- 194	"	"	"	
33	"	"	81	162	4464	62000	- 223	"	"	"	
34	"	"	91	158	4392	61000	- 220	"	"	"	
35	"	"	94	188	5184	72000	- 259	"	"	"	
36	"	"	110	220	6120	85000	- 306	"	"	"	
37	verd. zeegrond	"	360	720	12960	180000	- 648	42°	"	"	
38	"	"	320	640	11520	160000	- 476	"	"	"	
39	"	"	250	512	9216	128000	- 461	"	"	"	
40	"	"	222	444	7992	111000	- 400	"	"	"	
41	"	"	210	420	7560	105000	- 378	"	"	"	
42	"	"	205	410	7380	102500	- 369	"	"	"	
43	"	"	215	430	7740	107500	- 387	"	"	"	
44	"	"	244	488	8784	122000	- 439	"	"	"	
45	"	"	288	576	10368	144000	- 518	"	"	"	
46	"	"	340	680	12240	170000	- 612	"	"	"	
47	onv. holocene	"	229	458	7902	128970	- 270	33°	"	"	
48	"	"	216	432	7463	121805	- 255	"	"	"	
49	"	"	203	7024	114640	114640	- 242	"	"	"	
50	verd. holocene	"	366	732	12643	206064	- 324	36°	"	"	

mat.nr.	mat. omschr.	N	H _{load}	H _{unl}	kN/m ² K _{load}	kN/m ² K _{unl}	a	φ	kN/m ² c	φ _{tp}	Omschrijving
51	verd.holoceen	0,5	292	584	10097	164565	- 259	36°	0		
52	"	"	325	650	11238	183168	- 288	"	"		
53	pleistoceen	"	396	792	13697	223236	- 624	"	"		
54	"	"	457	914	15804	257580	- 720	"	"		
55	"	"	406	812	14048	228960	- 640	"	"		
56	beton										elast.: E=3.10 ⁶ kN/m ² ν=1/3; φ =50°

Materiaalparameters drempel (zie fig. 5.10.17).

mat.nr.	mat. omschr.	N	H _{load}	H _{unl}	kn/m ² K _{load}	kn/m ² K _{unl}	a	φ	kn/m ² c	φ _{tp}	Opmerkingen
1	beton										
2 a/d	zeegrind onv.	0,5	65	130	3600	50.000	- 180	50°		-	E=300.000 kN/m ² ν=0,33
b	zeegrind verd.	0,5	200	400	7200	100.000	- 360	38°		-	
c	stortsteen	0,8	92.7	139	11700	11.700	0	42°			
3 a/b/d	zeegrind onv.	0,5	65	130	3600	50.000	- 180	38°			
c	stortsteen	0,8	92.7	139	11700	11.700	0	42°			
4 a/b/c	steenafalt										
d	steenafalt							1°			
5 a/b/c/d	zeegrind verd.	0,5	200	400	7200	100.000	- 360	42°			E=8000 kN/m ² ν=0,45
6	holocean verd.	0,5	254	508	8780	143.100	- 225	36°			E=2000 kN/m ² ν=0,45
7	pleistocean	0,5	254	508	8780	143.100	- 400	42°			
8	stortsteen	0,8	92.7	139	11700	11.700	0	42°			
9 a/b/d	zeegrind onv.	0,5	65	130	3600	50.000	- 180	38°	7.98	38°	
c	stortsteen	0,8	92.7	139	11700	11.700	0	42°			
10	stortsteen	0,8	92.7	139	11700	11.700	0	42°	7.98		
11	stortsteen	0,8	92.7	139	11700	11.700	0	42°	13.30		

5.10.6.^a Deformatie en effectieve spanningen in drempel zonder interactie tussen dorpelbalk en pijler

In dit hoofdstuk worden de berekeningen besproken voor het geval dat er geen interactie is tussen drempel en dorpelbalk. De dorpelbalk is slechts belast door waterdruk. Deze druk is gecompenseerd door een uitwendige reactiekracht. Hierdoor kan de dorpelbalk vrij met de drempel meebewegen zonder deze te belasten. Aan de hand van deze berekeningen is de invloed van de verandering van de materiaalparameters op de verplaatsingen en spanningen na te gaan.

De volgende gevallen (zie 5.10.4.) zijn onderzocht:

geval	omschrijving (zie 5.10.4.)	steenasfalt E modulus $\frac{kN}{m^2}$	horizontale verplaatsing van dorpelbalk (mm)
a	slappe drempel	8000	27,3
b	slappe drempel en verdichte kern	8000	22,5
c	stijve drempel	8000	25,5
d	slappe drempel	2000	38,6

De optredene verplaatsingen en effectieve spanningen voor de gevallen a) en b) en d) zijn weergegeven in de figuren 5.10.18 t/m 23.

De horizontale verplaatsing van de dorpelbalk is als functie van de vervalddruk gegeven in fig. 5.10.24 en tevens in fig. 5.10.9.

In figuur 5.10.25 is de horizontale verplaatsing gegeven in een verticale raai door het hart van de dorpelbalk voor de gevallen a, b en d.

5.10.7. Deformatie en effectieve spanning onder pijler zonder interactie tussen drempel en dorpelkracht

De berekende deformaties zijn aangegeven als functie van de vervalddruk op de drempel.

Er van uitgaande dat vervalbelasting even zwaar weegt als golfbelasting is de ontwerpbelasting 86 kN/m^2 (zie 5.10.3.).

De resultaten van de berekeningen zijn aangegeven in de vorm van de volgende figuren.

Figuur 5.10.26:

Deformatie voor ontwerpbelasting.

De verplaatsingen van de pijler in het midden van de dorpelbalk zijn:

- horizontale verplaatsing $\Delta x = 56 \text{ mm}$
- verticale verplaatsing $\Delta y = 1 \text{ mm}$
- rotatie $\alpha = 1 \text{ mm/m}$

Figuur 5.10.27:

Horizontale verplaatsing ter plaatse van dorpelbalk als functie van de vervalddruk op drempel. Deze figuur (100% lijn) is ook uitgezet in fig. 5.10.9. Voor de overige %-lijnen is de verplaatsing evenredig vergroot of verkleind.

Figuur 5.10.28:

Horizontale verplaatsing van pijler en ondergrond in een verticale raai door midden dorpelbalk voor de ontwerpbelasting.

Figuur 5.10.29:

Gemiddelde verticale verplaatsing van pijler ter plaatse van dorpelbalk als functie van vervalddruk

Figuur 5.10.30:

Rotatie van pijler als functie van vervalddruk

Figuur 5.10.31:

Effectieve hoofdspansingen bij ontwerpbelasting.

Figuur 5.10.32 en 33:

Effectieve isotrope spanningen rond pijler bij een vervaldruk op drempel van 62 kN/m^2

Figuur 5.10.34:

Effectieve normaalspanning op horizontaal vlak onder pijler bij een vervaldruk op drempel van 62 kN/m^2

Uit de figuren 5.10.34 en 5.6.3.6.9. kan bij de aangenomen schematisatie gekonkludeerd worden dat er juist geen spleet onder de pijler zal ontstaan. In die gebieden blijft de grond onder de pijler op druk belast. Tevens kan uit de figuren 5.10.32, 5.10.33 en 5.6.3.6.1. t/m 8 gekonkludeerd worden dat er onder de pijler geen fluidisatie zal optreden.

Spons rekent elastisch waardoor er trekspanningen in de grond aan de Noordzeezijde zijn berekend. Deze moeten worden geïnterpreteerd als de aanwezigheid van een spleet. Deze spleet is evenwel zo klein dat de omliggende korrels deze spleet niet kunnen opvullen.

5.10.8. Interactie drempel-dorpelbalk pijler

Om de grootte van de effectieve kracht tussen drempel en dorpelbalk te bepalen als functie van de verplaatsing van de pijler zijn er berekeningen uitgevoerd aan de drempel voor 3 verschillende gevallen, namelijk (zie 5.10.6)

geval a) slappe drempel

geval b) slappe drempel, verdichte kern

geval d) slappe drempel, steenasfalt $E=2000 \text{ kN/m}^2$

In figuur 5.10.9 zijn de relaties gegeven tussen de vervaldruk en de opgelegde horizontale verplaatsing van de dorpelbalk.

Voor elk aangegeven lijn is de opgelegde verplaatsing en het bijbehorend verval voor de ontwerpbelasting in 8 stappen aangebracht.

In de volgende tabellen zijn de resultaten samengevat, waarin:

Δx = opgelegde horizontale verplaatsing van dorpelbalk bij ontwerp vervalddruk op drempel.

$\frac{\Delta x}{x_m}$ = opgelegde verplaatsing ten opzichte van berekende gemiddelde verplaatsing x_m .

P_x = horizontale effectieve kracht tussen drempel en dorpelbalk; positief indien kracht op dorpelbalk richting Oosterschelde werkt.

P_y = verticale effectieve kracht tussen drempel en dorpelbalk; positief indien kracht op dorpelbalk omhoog werkt.

In figuur 5.10.35 zijn deze effectieve krachten voor de 3 gevallen uitgezet als functie van de opgelegde horizontale verplaatsing bij de ontwerp vervalddruk.

Naarmate de drempel slapper wordt en de pijler fundering stijver neemt P_x toe.

Voor slappe pijler fundering en stijve drempel treden relatief grote negatieve krachten op.

De horizontale effectieve kracht P_x is nul voor opgelegde horizontale verplaatsing van 5.10.6^a. namelijk

geval	type drempel	Δx (mm)
a	slappe drempel	27,3
b	slappe drempel, verdichte kern	22,5
d	slappe drempel steenasfalt $E = 2000 \text{ kN/m}^2$	38,6

Wanneer de pijler niet verplaatst ontstaat er een effectieve kracht op de dorpelbalk als volgt:

geval	type drempel	P_x (kN/m')	P_y kN/m'
a	slappe drempel	+ 152	+ 47
b	slappe drempel, verdichte kern	+ 145	+ 37
d	slappe drempel, steenasfalt $E = 2000 \text{ kN/m}^2$	+ 175	+ 49

Uit berekeningen met rechte glijvlakken (geen spleet) is gebleken dat $P_{x_{max}}$ groter is dan bovengenoemde waarden (- - 450 kN/m').

De toename van P_x door deze keuze van minder stijf steenasfalt (geval d) is dus slechts 20%.

Bij de berekende gemiddelde verplaatsing van de pijler $\Delta x = 56$ mm en geen verticale verplaatsing bedraagt de interactie

geval	type drempel	P_x kN/m'	P_y kN/m'
a	slappe drempel	- 150	11
b	slappe drempel verdichte kern	- 195	40
d	slappe drempel steenasfalt $E = 2000$ kN/m'	- 110	23

Uit berekeningen met rechte glijvlakken (geen spleet) is gebleken dat $P_{x \max}$ groter is dan bovengenoemde waarden (- - 340kN/m').

Verplaatst de pijler volgens de berekende waarde en komt de stijfheid van de drempel overeen met de gebruikte parameters dan wordt de aanstorting aan de Oosterscheldezijde op druk belast. De pijler zal hierbij minder verplaatsen waardoor de effectieve kracht tussen dorpelbalk en drempel zal afnemen.

Behalve de voornoemde effectieve belasting treedt tevens een belasting op door waterdruk (zie fig. 5.10.8).

W_x (kN/m')	W_y (kN/m')
+ 340	+ 298

Met de voorgaande berekeningsresultaten wordt een beeld verkregen van de effectieve interactie. Verschillende aspecten zijn echter niet in de berekening opgenomen.

Ondermeer kan de interactie worden beïnvloed door:

- de belastingsspreiding in de ondergrond
- tussentijds belasten van de kering vanuit de Oosterschelde
- de wrijving van de drempel op de wanden van de pijler
- verschil in plastische deformaties door herhaalde belasting onder de pijler en in de drempel.

Deze aspecten zullen in een binnenkort door het L.G.M. uit te brengen notitie apart worden beschouwd.

5.10.9. Samenvatting resultaten

De kering wordt belast door verval- en golfdruk, voornamelijk vanuit de Noordzee. Onder invloed van de belasting zullen de pijler, de dorpelbalk en de drempel verplaatsen. De bovenzijde van de drempel verplaatst evenveel als de dorpelbalk. Ten gevolge van de belasting zal bij een relatief stijve drempel de pijler/dorpelbalk meer verplaatsen dan de drempel, waardoor de Oosterschelde aanstortingen worden belast. Bij een relatief slappe drempel zal de drempel meer verplaatsen dan de pijler/dorpelbalk waardoor de Noordzee aanstortingen worden belast. Berekend zijn een relatief slappe en een relatief stijve drempel met een vervalspreider en zonder spleet onder de dorpelbalk. De aanstortingen zijn symmetrisch, 3 m hoog met een bermlengte van 3 m. Bij de ontwerpbelasting is de met Consol berekende horizontale verplaatsing van de pijler in het midden van de dorpelbalk 56 mm (zonder interactie).

Deze verplaatsing is berekend voor éénmalige belasting. Uit vergelijking van Katsresultaten en berekeningsresultaten bleken de gemeten verplaatsingen een faktor 2 kleiner te zijn.

Ten gevolge van cyclische belasting neemt de verplaatsing toe.

Als bovengrens is een arbitraire waarde van 84 mm gekozen (faktor 1,5 x 56 mm^{*})

* FOP III - nota.

De resultaten van de horizontale effectieve krachten dorpelbalk/aan-
stortingen zijn in de volgende tabel verzameld.

Kracht p_x (kN/m') zonder
spanningsspreiding

	slappe drempel	stijve drempel
hor. verpl. pijler/dorpelbalk 28 mm	+ 50	- 45
" " " " 56 mm	- 110	- 195
" " " " 84 mm	- 190	- 290

+ kracht werkt op N.Z. aanstorting

- " " " O.S. "

Op de dorpelbalk werkt tevens de belasting door waterdruk . Bij het aan-
genomen potentiaalbeeld 340 kN/m' richting Oosterschelde en ca. 300 kN/m'
vertikaal omhoog gericht. (SEEP, run 2* geen spleet).

T.g.v. spanningsspreiding zal op ca. 10 à 20 m onder het fundatieniveau
de deformatie van pijler en drempel gelijk zijn.

Wordt het effect van de spanningsspreiding in rekening gebracht, dan zal
bij de aanname dat de drempel de pijlerversplaatsing volgt de effectieve
interaktie kracht veranderen.

Vooruitlopend op de door L.G.M. nog uit te brengen notitie worden in de
onderstaande tabel de voorlopige resultaten vermeld.

Kracht p_x (kN/m') met spannings-
spreiding.

	slappe drempel	stijve drempel
hor. verpl. pijler/dorpelbalk 28 mm	+ 120	+ 30
" " " " 56 mm	- 35	- 120
" " " " 84 mm	- 115	- 215

Wanneer de pijler onder herhaalde belasting meer verplaatst zal de interactie tussen dorpelbalk en aanstorting aan Oosterscheldezijde toenemen. Deformeert de drempel echter meer dan de funderingsgrondslag van de pijler dan zal de interactie verminderen en na voldoende deformatie evt. de aanstorting aan Noordzeezijde worden belast.

Zonder vervalspreider zal de drempel duidelijk veel stijver reageren. Bij belasten van de Oosterschelde aanstortingen worden de krachten groter, bij belasten van de Noordzeeaanstortingen worden de krachten kleiner. De bovenbegrenzing van de krachten kan worden berekend door rechte glijdvlakken te onderzoeken.

Wordt de hoek δ die de dorpelbalkkracht maakt met de horizontaal gesteld op 15° dan zijn in het geval zonder spleet de maximale waarden voor $p_{x \max} + 450 \text{ kN/m'}$ en $- 340 \text{ kN/m'}$. Deze maxima zijn evenwel afhankelijk van de hoek δ .

Dit aspect zal nog worden opgenomen in een aparte L.G.M. notitie. Om de krachten op de dorpelbalk te verkleinen kan worden gedacht om dorpelbalk zo glad mogelijk uit te voeren en de dorpelbalk af te schuinen. Proeven waarbij de dorpelbalk door de aanstortingen gesleurd wordt zijn gewenst om de maximaal gemeten krachten te kunnen vergelijken met de berekende.

Nadere aspecten zoals omgekeerd verval, invloed wandwrijving pijler/drempel worden nog nader bekeken.

Bij de uitgevoerde berekeningen is geen spleet onder de dorpelbalk in rekening gebracht. Een spleet zal het potentiaalbeeld veranderen (zie hoofdstuk 5.5). Consol-berekeningen met spleet moeten nog uitgevoerd worden. Wel kan gesteld worden dat indien in dit geval de Oosterschelde aanstortingen belast worden de effectieve kracht lager wordt. Daarentegen wordt de effectieve kracht, indien de Noordzeeaanstorting wordt belast, duidelijk groter.

Hierbij moet overigens worden gewezen op het feit dat de aanstortingen in het jongste ontwerp niet meer symmetrisch zijn, hetgeen voorvermelde tendens tegenwerkt.

Voor een betere voorspelling is onderzoek noodzakelijk naar de eigenschappen van het toe te passen drempelmateriaal bij realistische spanningspaden.

De berekeningen kunnen slechts getoetst worden aan de hand van proeven op een modeldrempel belast door verval en golfbelasting.

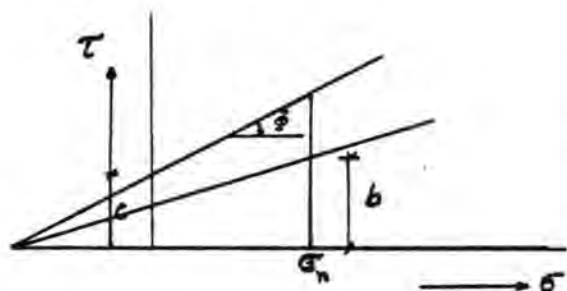
5.11. Geotechnische stabiliteit van drempel

5.11.1. Inleiding

Onder de geotechnische stabiliteit van de drempel wordt het vermogen van de drempel verstaan om de optredende krachten te weerstaan. De grootte van de bijbehorende deformatie blijft onbekend en dient apart te worden beschouwd.

Deze geotechnische stabiliteit wordt uitgedrukt in een veiligheidsfactor f_g . Deze veiligheidsfactor volgt uit een evenwichtsbeschouwing van een potentieel bezwijkmechanisme.

In de grondmechanica is deze veiligheidsfactor gerelateerd aan de effectieve grondparameters voor bezwijken, namelijk c = cohesie, ϕ = wrijvingshoek. De veiligheidsfactor is gedefinieerd als het getal, waardoor de grondparameters $\tan \phi$ en c gedeeld moeten worden om juist te voldoen aan grensevenwicht.



Een en ander is geïllustreerd met nevenstaande figuur:

$$b = \frac{c + \sigma_n \tan \phi}{f_g}, \text{ waarin}$$

τ = schuifspanning

σ_n = normaalspanning op schuifvlak

Het dient opgemerkt te worden, dat de onzekerheid in de belasting door een andere veiligheidsfactor f_b kan worden uitgedrukt volgens: $f_b = \frac{P}{A}$

waarin : P = toegepaste belasting

A = ontwerpbelasting (overschrijdingskans $2,5 \times 10^{-4}$ per jaar).

In de drempel is de effectieve normaalspanning en zodoende de effectieve grondweerstand afhankelijk van de waterdruk; bij toenemende waterdruk zal deze effectieve normaalspanning en zodoende ook de effectieve weerstand kunnen afnemen. Dit kan tot gevolg hebben dat de veiligheidsfactor progressief afneemt bij toenemende verval- en golfdruk.

Als eerste benadering is verondersteld, dat voor de stabiliteit de golfdruk even ernstig is als vervaldruk.

Deze veronderstelling is bij benadering correct in het deel van de drempel boven de vervalspreider, zoals blijkt uit vergelijking van potentiaalbeelden voor stationaire stroming en cyclische stroming, welke vrijwel gelijk zijn.

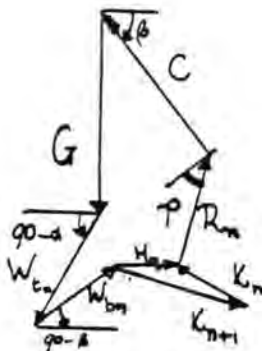
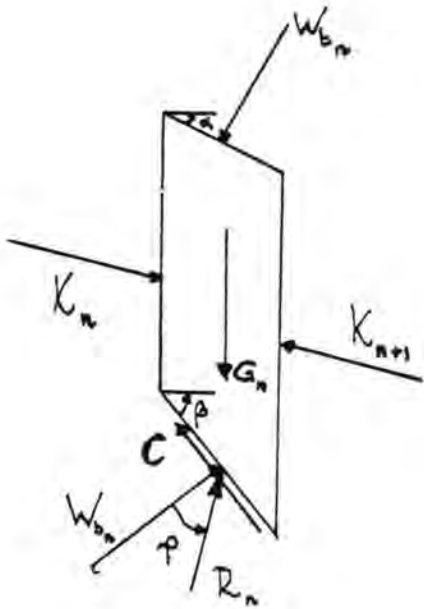
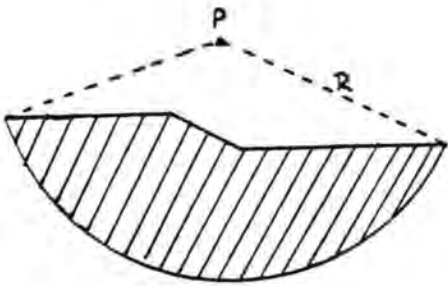
Er zijn twee typen bezwijkmechanismen onderzocht, namelijk cirkelvormige glijvlakken door het bovenste deel van de drempel en rechte glijvlakken door de vervalspreider.

De cirkelvormige glijvlakken zijn onderzocht met het computerprogramma STABIL 10. De rechte glijvlakken zijn onderzocht met een handberekening. Het doel van deze handberekeningen is de benodigde wrijvingseigenschappen (cohesie of ϕ -waarde) van een steenasfalt- of membraanvervalspreider in de open drempel vast te stellen. De waterspanning voor beide berekeningen is bepaald met het computerprogramma SEEP.

In alle gevallen is verondersteld dat bezwijken optreedt onder vlakke vervorming en is er geen interactie tussen de drempel en dorpelbalk in rekening gebracht.

5.11.2. Beschrijving berekeningsmethode

5.11.2.1. Cirkelvormige glijvlakken



De stabiliteit is onderzocht met het computerprogramma STABIL 10. Dit programma bepaalt een veiligheidscoëfficiënt f_g voor elke opgegeven straal R rotatiecentrum P van het cirkelvormige glijvlak. Bij de keuze van het stramien van de rotatiecentra P en stralen R wordt getracht het rotatiecentrum van de glijcirkel met de kleinste veiligheid te omsluiten. Of dit in de berekening gelukt is, wordt achteraf beoordeeld door het verloop van de grootte van de veiligheidscoëfficiënt als functie van plaats en straal te beschouwen.

Het computerprogramma berust op de methode volgens Bishop ^{*}.

De afschuivende grondmoot wordt gesplitst in verticale lamellen. De fundamentele aanname van deze methode is, dat de verticale componenten van de grondkrachten op de verticale lamelvlakken elkaar volledig tegenwerken. Per lamel wordt ervoor gezorgd, dat aan horizontaal en vertikaal evenwicht wordt voldaan. Het natte gewicht G en de kracht op boven- en ondervlak W_t en W_b door waterdruk zijn bekend.

Ook de cohesie langs het schuifvlak is bekend; deze wordt gedeeld door een nader te bepalen faktor f_g . De richting van de wrijvingskracht R op het schuifvlak wordt gekozen volgens

$$\text{tg } \rho = \frac{\text{tg } \theta}{f_g}$$

* A.W. Bishop: The use of the slip circle in the stability analysis of slopes, Geotechnique 5, 1, 1955.

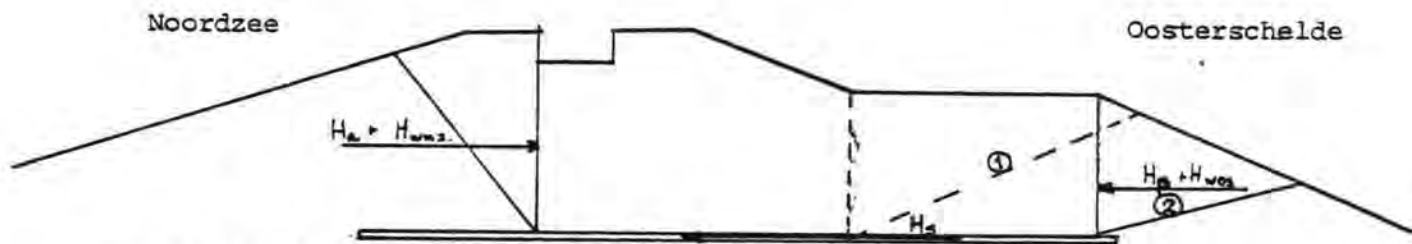
Met behulp van de hor. resultante H_n van K_n en $K_n + 1$ ende richting van de wrijvingskracht op het afschuifvlak R zijn voor elke waarde van f_g alle krachten wat grootte betreft bepaald.

Tenslotte wordt het uitwendig momentenevenwicht van de hele afschuivende grondmoot beschouwd, hierin wordt de resulterende horizontale lamelkracht H_n echter niet betrokken; alleen het gewicht en de uitwendige krachten komen in de evenwichtsvergelijking voor. De faktor f_g wordt iteratief zodanig gekozen dat aan het uitwendig momentenevenwicht wordt voldaan.

Deze faktor f_g wordt verder geïnterpreteerd als de veiligheidscoëfficiënt op de grondparameters.

5.11.2.2. Rechte glijvlakken

In een stabiliteitsberekening van een afschuivende moot met rechte glijvlakken wordt het horizontaal evenwicht beschouwd. Aan de Noordzezijde is actieve druk, aan de Oosterscheldezijde passieve druk en in de rechte onderbegrenzing is de gesommeerde schuifspanning bij afschuiven verondersteld. Het mechanisme is aangegeven in onderstaande figuur.



- waarin: H_p : passieve kracht (effektief)
 H_s : schuifkracht in steenasfalt
 H_{wos} : kracht door waterdruk O.S.-zijde
 H_a : actieve kracht (effektief)
 H_{wnz} : kracht door waterdruk N.Z.-zijde

Als veiligheidscoëfficiënt f_g wordt weer die coëfficiënt gebruikt, waardoor τ ϕ en c gedeeld moeten worden om aan horizontaal evenwicht te voldoen. Dan geldt $\frac{W}{A} = 1$.

waarin $W =$ effectieve grondweerstand $= H_p + H_s - H_a$ volgens gereduceerde grondparameters

$$A = \text{actieve kracht} = H_{wnz} - H_{wos}$$

Daar de diepte van de onderbegrenzing van de moot vastligt (vervalspreider) is de min. veiligheid berekend door de ligging van de zijdelingse begrenzingen en de lengte van de onderbegrenzing te variëren.

Hierbij zijn twee posities van het glijvlak aan de Oosterscheldezijde beschouwd. Dichter bij de dorpelbalk gelegen glijvlakken worden niet realistisch geacht. Hier zijn reeds cirkelvormige glijvlakken onderzocht.

5.11.3. Geometrie

De berekeningen zijn uitgevoerd voor vijf gevallen (zie tabel 5.11.1. op pag. 123) voor een open drempel, een drempel met een halfgesloten toplaag van O.S.-zijde (zie fig. 5.11.1.). Tevens is het geval van een gesloten toplaag als kruin van de drempel (fig. 5.11.10) beschouwd. Hierbij zijn geen aanstortingen en een spleet van 0,5 m onder de dorpelbalk verondersteld.

5.11.4. Materiaaleigenschappen

De voor het stabiliteitsonderzoek ingevoerde laagnummering is aangegeven in figuur 5.11.1. In de hierna volgende tabel zijn per laag de voor de stabiliteitsberekeningen aangehouden grondparameters aangegeven.

laag nr.	grondsoort	γ_{dr} (kN/m ³)	γ_{nat} (kN/m ³)	cohesie kN/m ²	ϕ in graden
11, 13	onverdicht holocéen	15,1	19,4	0	33
12	verdicht holocéen	16,2	20,1	0	36
14	pleistoceen	16,2	20,1	0	42
10	verdicht zeegrind	19,3	22	0	42
1, 3, 4	stortsteen, steen	16	20	0	42
5	onverdichte slakken	15,3	19	0	37
6, 8	grind 3-15 cm	17,3	20,8	0	38
7, 2	steenafalt		20	20	1
9	blokkenmat		20	0	26,6

De ϕ -waarde voor de blokkenmat is afgeleid uit een wrijvingscoëfficiënt van 0,5 tussen blokkenmat en grond. De vastheid van de mat zelf is niet in rekening gebracht, het volumegewicht is een fictieve waarde.

5.11.5. Belastingen

Het merendeel van de stabiliteitsberekeningen is uitgevoerd met vervaldrukken van 7,2 m en 11,0 m waterkolom.

De berekeningen zouden moeten zijn uitgevoerd voor een ontwerp-drukverschil (verval + golf) over de drempel van 8,6 m waterkolom*.

Achteraf komt het verval van 11,0 m overeen met een veiligheidsfactor in de belasting van $f_b = \frac{11}{8,6} = 1,28$

De uitwendige druk op de dorpelbalk is verondersteld lineair te verlopen van de maximale druk aan de Noordzeezijde tot nul aan de Oosterscheldezijde.

De waterspanningen zijn bepaald met het computerprogramma Seep. In tabel 5.11.1 op pag.123 zijn de verschillende varianten opgenomen. Geval 5 betreft het geval van een gesloten toplaag. Het maatgevende drukverloop is geschat aan de hand van metingen van het W.L. bij een verval van 8,6 m (zie figuur 5.11.10.).

5.11.6. Resultaten van de stabiliteitsberekeningen

a. Cirkelvormige glijvlakken

De beschouwde gevallen zijn aangegeven in tabel 5.11.1.

De minimale veiligheidsfactoren voor cirkelvormige glijvlakken zijn per stramienpunt aangegeven in de figuren 5.11.2. t/m 5.11.10. De maatgevende glijcirkels zijn tevens hierin aangegeven.

De minimale veiligheidsfactor f_g is per geval in tabel 5.11.1. vermeld.

De resultaten van geval 3 (open drempel, weigerende schuif) kunnen nog niet worden opgegeven.

* zie COPROB, notitie DDWT 78.254.

geval	verval (m)	veiligheid f_g	figuur
1. open drempel, gesloten kering fig. 5.5.2.5.1. run 2 *	7,2	3,0	5.11.2.
	11,0	1,13	5.11.3.
2. open drempel, gesloten kering, gewijzigde aanstortingen, fig. 5.5.2.5.1.10 run 11	7,2	3,0	5.11.4.
	11,0	1,6	5.11.5.
3. open drempel, weigerende schuif fig. 5.5.2.5.5.4 run 7	7,2		5.11.6.
	11,0		5.11.7.
4. halfopen drempel, gesloten ke- ring, fig. 5.5.2.6.2, run 1a $k' = 5$ m/sec (dat. 78.04.06)	7,2	1,96	5.11.8.
	11,0	1,14	5.11.9.
5. gesloten toplaag, spleet onder dorpelbalk, geen aanstorting	8,6	0,9	5.11.10.

tabel 5.11.1.

Voor zowel de open drempel als de halfgesloten drempel (geval 1 t/m 4) blijken ondiepe cirkelvormige glijvlakken maatgevend. Wanneer ook de interactie van drempel en dorpelbalk in beschouwing wordt genomen, zal deze stabiliteit aanzienlijk kunnen wijzigen, afhankelijk van de richting en grootte van de relatieve verplaatsing van pijler en drempel.

In het geval van de gesloten toplaag van steenasfalt blijkt bij de aangenomen cohesie $c = 20$ kN/m² de veiligheidscoëfficiënt in de orde van 0,9 te worden. Van steenasfalt is bekend* dat voor kort durende belastingen (bijv. door golven) een hoge cohesie kan worden toegelaten. Ter voorkoming van te veel kruip onder lange duurbelasting zal toch een lagere waarde moeten worden gekozen.

* "Toepasbaarheid van steenasfalt in de put-pijler afsluiting van de Oosterschelde"

Uit de kruipproeven zal moeten volgen of de hier gebruikte cohesie $c = 20 \text{ kN/m}^2$ reëel is. Teneinde in dit geval een voldoende veiligheid te bereiken zullen toch aanstortingen moeten worden toegepast.

b. rechte glijvlakken

De berekeningen zijn uitgevoerd voor een verval van 11 m. De beoordeelde glijvlakken zijn aangegeven in figuur 5.11.11.

De benodigde materiaaleigenschappen van beide typen vervalspreiders zijn bepaald uitgaande van een veiligheidsfaktor $f_g = 1,3$ resp. 1,5 en 1,7 op zowel het drempelmateriaal als het materiaal van de vervalspreider. De benodigde materiaaleigenschappen volgens het maatgevende glijvlak 2

zijn:

- steenasfalt vervalspreider
- membraan vervalspreider

cohesie c (kN/m^2)			ϕ ($^\circ$)		
$f_g=1,3$	1,5	1,7	$f_g=1,3$	1,5	1,7
19	26	33	0	0	0
0	0	0	13	17,5	21,5

Uitgaande van een verval van 11 m ($f = 1,28$) en een veiligheidsfaktor op de materiaalparameter $f_g = 1,5$ wordt

- de benodigde cohesie voor de steenasfaltvervalspreider
 $c = 26 \text{ kN/m}^2$
- de benodigde wrijvingscoëfficiënt van de membraanvervalspreider
 $f = \text{tg } 17,5^\circ = 0,3$.

5.11.5. Conclusies

1. De open en halfopen drempel varianten zijn stabiel zonder interactie tussen drempel en dorpelbalk.
2. Voor een lange duur cohesie, aangenomen 20 kN/m^2 , is de gesloten steenasfalt toplaag niet stabiel.
Met lange duur proeven zal moeten worden vastgesteld welke lange duur cohesie kan worden toegelaten in verband met kruip. Ook kunnen aanstortingen worden toegepast.
3. De minimaal benodigde cohesie in de steenasfalt-vervalspreider is $c = 26 \text{ kN/m}^2$ bij een veiligheid $f_g = 1,5$ en $f_b = 1,28$.
4. De minimale wrijvingscoëfficiënt op een membraan vervalspreider is $f = 0,3$ bij een veiligheid $f_g = 1,5$ en $f_b = 1,28$.

5. De veiligheidscoëfficiënt f_g op de grondparameters neemt progressief af bij toenemend verval. De coëfficiënt f_b is rechtevenredig met het verval. Hierdoor is het niet mogelijk aan de hand van de huidige gegevens een uitspraak te doen over de definitieve waarde van f_g voor het geval $f_b = 1,0$. Wel kan worden gesteld dat de werkelijk benodigde waarde van c . resp. f voor de vervalspreider kleiner zijn dan de in 3 en 4 genoemde waarden.

5.12. Interpretatie Katsproef M2

5.12.1. Inleiding

De modelproef M2 is een proef op een modelpijler met een geometrische schaal 1:10, welke is uitgevoerd in Kats op 1 en 2 februari 1978.

Het doel van de proef* was ondermeer:

- betere informatie te krijgen over de grootte van de deformaties
- informatie te verkrijgen over de grootte en de lokaties van de cyclische verhangen als gevolg van de golfbelasting op de pijler.

Wat de deformaties betreft zijn de verplaatsingen van de pijler gemeten met inductieve verplaatsingsopnemers.

Wat de cyclische verhangen betreft zijn op verschillende plaatsen onder de pijler de waterspanningen gemeten met piëzo-resistieve waterspanningsmeters.

In verband met de interpretatie van de meetresultaten worden hiertoe nog een aantal proeven en berekeningen uitgevoerd.

De proeven betreffen de bepaling van het luchtgehalte in het water, B-waarden bepaling, ontmenging en zand (holoceen)-indringing tijdens verdichting, poriëngehalte en waterdoorlatendheidswaarden.

De resultaten van het met SPONS doorgerekende model zijn nog niet beschikbaar en zullen samen met de genoemde proeven in een aparte notitie worden uitgebracht.

Schaalregels

Bij de interpretatie van de proefresultaten voor de prototype situatie wordt gebruik gemaakt van schaalregels. De schaalregels kunnen worden opgesteld uitgaande van de relaties tussen waterspanning, grondwaterstroming, effectieve spanning en vervorming.

* (CO-406262/12 - SGGPR-M-77010).

Bij benadering worden deze relaties beschreven door (zie 5.5.2.1.) de bergingsvergelijking:

$$\frac{k}{\gamma_w} \nabla^2 p = \frac{\delta e}{\delta t} + \frac{n}{K_w} \frac{\delta p}{\delta t} \quad (1)$$

De relatie tussen effectieve spanningen en rekken:

$$\sigma'_{ij} = 2 G (\epsilon_{ij} - e \delta_{ij}) + 3 K e \delta_{ij} \quad (2)$$

evenwichtsvergelijking van mootje elastische grond:

$$G \nabla^2 u_i + (K + \frac{G}{3}) \frac{\delta e}{\delta x} = \frac{\delta p}{\delta x_i} - \gamma \delta_{ij} \quad (3)$$

Als lengteschaal wordt gedefinieerd:

$$N(L) = \frac{\text{model lengte}}{\text{prototype lengte}}$$

In de proeven is gebruik gemaakt van prototype materiaal. Voor onsamendrukbaar water $K_w \uparrow \sim$ levert verg. (1) de schaalregel:

$$\frac{N(p)}{N(L)^2} = \frac{N(u)}{N(L) \cdot N(t)} \quad (4)$$

De glijdingsmodulus kan bij benadering evenredig worden verondersteld met de isotrope effectieve spanning:

$$G :: \sqrt{\sigma}^* \quad (5)$$

Dit kan ook gekonkludeerd worden uit trixiaalproeven op Katszand. Voor de bulkmodulus wordt dezelfde veronderstelling gebruikt, dus

$$K :: \sqrt{\sigma}$$

* Hardin, B.O., Drnevich, V.P. "shear modulus and dampings in soils - design equations and curves", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 98, No. SM 7, Proc. Paper 9006, July, 1972, pp. 667-692.

dan volgt uit vergelijking (3) de schaalregel:

$$N(\sigma) \frac{1}{2} \frac{N(u)}{N(L)^2} = \frac{N(p)}{N(L)} \quad (6)$$

Uit vergelijking (2) volgt

$$N(\sigma) = N(\sigma) \frac{1}{2} \frac{N(u)}{N(L)} \quad (7)$$

In de proef is de effectieve spanning veroorzaakt door eigen gewicht van de konstruktie verschaald volgens:

$$N(\sigma) = N(L) \quad (8)$$

Om ook de effectieve spanning door de vijzelkracht F op deze wijze te verschalen dient te worden toegepast.

$$N(F) = N(L)^3 \quad (9)$$

Om dezelfde reden dient te gelden voor het verval V

$$N(V) = N(L) \quad (10)$$

Substitutie van (8) in (7) levert:

$$N(u) = N(L) \frac{3}{2} \quad (11)$$

Substitutie van (8) en (11) in (6) levert:

$$N(p) = N(L) \quad (12)$$

en substitutie van (11) en (12) in (4) levert:

$$N(t) = N(L) \frac{3}{2} \quad (13)$$

In de proef is als lengteschaal gebruikt $N(L) = 0,1$.

Uit vergelijkingen (9) t/m (13) volgt

Vijzelkracht: $N(F) = 0,001$

verval : $N(V) = 0,1$

verplaatsing: $N(u) = 0,0316$

waterspanning: $N(p) = 0,1$

tijd : $N(t) = 0,0316$

Deze getallen komen overeen met die, genoemd in rapport "Schaalregels voor pijlerproef M_2 te Kats" van december 1977.

De cyclische waterspanningen hangen vooral samen met de grootte van de elastische volumeveranderingen en dus met de grootte van de bulkmodulus.

P.W. Rowe¹⁾ veronderstelt, dat de dwarscontractie-coëfficiënt ν constant is, zodat, daar

$$K = \frac{2(1+\nu)G}{3(1-2\nu)} \quad (14)$$

K op dezelfde wijze van σ afhangt als G.

Voor een elastische bollenstappeling²⁾ geldt echter voor K:

$$K :: (\sigma)^{1/3} \quad (15)$$

wordt tevens verondersteld:

$$G :: (\sigma)^{1/3}$$

dan volgt uit vergelijking (3)

$$N(\sigma)^{1/3} \frac{N(u)}{N(L)^2} = \frac{N(p)}{N(L)} \quad (16)$$

Uit vergelijking (2) volgt dan:

$$N(\sigma) = N(\sigma)^{1/3} \frac{N(u)}{N(L)} \quad (17)$$

Substitutie van (8) in (17) levert:

$$N(u) = N(L)^{5/3} \quad (18)$$

Substitutie van (8) en (17) en (16) levert (12)

Substitutie van (17) en (12) in (4) levert

$$N(t) = N(L)^{5/3} \quad (19)$$

Uit vergelijkingen (18) en (19) volgt:

$$N(u) = 0,0216$$

$$N(t) = 0,0216$$

Zowel $N(u)$ als $N(t)$ zijn door de andere keuze van de macht, waarmee K, G afhangen van σ , een faktor 1,5 kleiner geworden. De werkelijke machtfactoren kunnen experimenteel worden bepaald.

1) Proc. Roscoe Mem.Symp., Cambridge 1971.

"Theoretical meaning and observed values of deformation parameters for soil"

2) "Vibrations of soils and foundations" by Richart, Hall, Woods
Prentice-Hall inc., New Jersey, 1970

5.12.2. Geometrie

De modeldrempel en- pijler zijn geplaatst in een gewapend betonnen bak. De lengte van de modeldrempel in de asrichting van de drempel bedraagt 4 m. Beide einddoorsneden van de modeldrempel zijn gesmeerd uitgevoerd, opdat vervorming dwars op de damas zo weinig mogelijk zou worden belemmerd.

De dwarsdoorsnede van de drempel met de plaats van de pijler is aangegeven in figuur 5.12.2.1., de langs doorsnede van de drempel met de dwarsdoorsnede van de pijler in figuur 5.12.2.2. Tevens zijn in deze figuren de plaatsen van de in dit hoofdstuk gebruikte verplaatsingsopnemers en waterspanningsopnemers aangegeven. De voetplaat afmetingen van de modelpijler zijn $2,5 \times 5 \text{ m}^2$, overeenkomend met een geometrische schaal 1:10.

Het niveau verschil tussen onderzijde dorpelbalk = bovenzijde drempel en fundatieniveau van de pijler, de inbeddingsdiepte geraamd, bedraagt 1,20 m. De momentarm van de vijzelkracht in langsrichting van de pijler ten opzichte van de onderzijde van de voetplaat bedraagt 2,20 m.

Onder de modelpijler was achtereenvolgens aanwezig:

- 4 cm losgepakt Katszand
- polytheen weefsel aan de bovenzijde betonblokjes \varnothing 4 cm, hoog 1,5 cm
- 2 cm losgepakt Katszand
- 25 cm verdicht zeegrind
- 70 cm Katszand, strooiend aangebracht, verdicht m.b.v. naalden
- 155 cm Katszand, strooiend aangebracht, verdicht m.b.v. trilplaat

5.12.3. Materiaaleigenschappen

Van het Katszand en het gebruikte zeegrind zijn het poriëngehalte en de doorlatendheid (zie tabel 5.12.3.1.) en de korrelverdeling (zie fig. 5.12.3.1.) bepaald.

materiaal	poriëngehalte in %	doorlatendheid m/sec
Katszand, losgepakt	44%	$2 * 10^{-4}$
Katszand, verdicht	36-40%	$1 * 10^{-4}$
Zeegrind, onverdicht	42%	$6 * 10^{-3}$
verdicht	30%	$3 * 10^{-3}$

Tabel 5.12.3.1.

In figuur 5.12.3.2. is de korrelverdeling gegeven, zoals gemeten in Kats op het depotmateriaal zeegrind.

In de figuren 5.12.3.3., 3.4. en 3.5 is het resultaat gegeven van een onderzoek naar het effect van het verdichten op zeegrind.

5.12.4. Belastingen

De uitwendige belasting op de model pijler bestond uit een verval-kracht en een vijzel kracht.

De verval-kracht werd alleen de tweede dag aangebracht en bestond uit een verval van 45 cm.

De vijzelkracht werd aangebracht in de vorm van belastingspakketten, bestaande uit een stationaire kracht F_h waaromheen cyclische wisselingen met verschillende amplituden. De amplituden waren steeds evenredig met de grootte van de stationaire kracht F_h . Per amplitude was het aantal wisselingen en de frequentie konstant. Fig. 5.12.4.1. toont de opbouw van F_H in een pakket. Fig. 5.12.4.2. geeft de cyclische krachtcomponenten als functie van de stationaire kracht.

Tevens zijn het aantal wisselingen en de belastingsfrequentie aangegeven voor het geval dat de belastingsfrequentie is verschaald. De maximale amplitude is 74% van de stationaire krachtcomponent.

In figuur.5.12.4.3. wordt een overzicht gegeven van de belasting; de gemiddelde langskracht F_h is weergegeven als functie van de meetduur.

De eerste dag werden aangebracht:

onderdeel A - combinatie van langs- en dwarsbelasting

onderdeel B - dwarsbelasting

de tweede dag:

stationair verval - 4,5 cm

onderdeel C - langsbelasting

Onderin de figuur wordt de tijd vanaf het begin van de meting genoemd. De tijdschaal is vervormd om de grootte van de interessante delen van de langsbelasting aan te kunnen geven.

Dit betreft de delen A_2 , C_1 en C_3 waarin de belastingsfrequentie is verschaald om zo goed mogelijk te blijven voldoen aan de consolidatietheorie van een poreus-elastisch materiaal. In elk pakket van de delen A_2 , C_1 en C_3 is de frequentie gevariëerd tussen 2,55 Hz en 3,45 Hz.

In de onderdelen A₁, C₂ en C₄ is de prototype belastingsfrequentie toegepast. De belastingsfrequentie per pakket varieerde tussen 0,115 Hz en 0,085 Hz.

De onderdelen C_{dyn} waren opgenomen voor het onderzoek van het dynamisch gedrag van de pijler; de belastingsfrequentie werd gevarieerd tussen 0,1 Hz en 12 Hz.

De toegepaste belasting in het model-onderzoek kan worden vergeleken met de prototype ontwerpbelasting.

Voor een bezwijkmechanisme waarbij de vervalbelasting VB even zwaar weegt als de golfbelasting GB is de ontwerpbelasting TB* op de pijler:

$$TB_{11} = VB + GB = 116.200 \text{ kN}$$

Voor een bezwijkmechanisme waarbij alleen de golfbelasting GB telt is de ontwerpbelasting TB* op de pijler

$$TB_{01} = GB = 42.500 \text{ kN}$$

Voor de vijzelkracht geldt een schaalfactor $N(F) = 0,001$

De maximale belasting $1,74 * F_h$ komt overeen met de verschaalde prototype ontwerpbelasting (zie fig. 5.12.4.2.).

De gemiddelde vijzelkracht $F_h = \frac{116,2}{1,74} = 66,78 \text{ kN}$.

5.12.5. Metingen verplaatsing modelpijler

5.12.5.1. Gemiddelde verplaatsing

De gemiddelde component van de verplaatsingen in horizontale en verticale richting van de hoekpunten van de pijler zijn aangegeven in de figuren 5.12.5.1. en 5.12.5.2.

* notitie DDWT-78.254 d.d. 19-4-1978.

De gemiddelde horizontale verplaatsing fig. 5.12.5.1. neemt sterk toe tijdens het belastingsonderdeel C. Het betrof hier belastingen tot een faktor 4 groter dan de verschaalde ontwerpbelasting. De toename van de vervorming blijkt vooral te worden veroorzaakt door de cyclische component van de belasting. De verandering van de stationaire belastingscomponent geeft nauwelijks extra verplaatsing. De gemeten gemiddelde verticale verplaatsingen van de hoekpunten van de pijler (fig. 5.12.5.2.) tonen dat vooral in onderdeel C het hoekpunt aan de Noordzeezijde omhoog komt, terwijl het hoekpunt aan de Oosterschelde zijde zakt. Gemiddeld komt de modelpijler omhoog. Bij dit omhoog komen aan de Noordzeezijde zal waarschijnlijk een spleet zijn ontstaan. De grootte van deze spleet is helaas niet gemeten zodat het mogelijke aandeel van de dilatantie op het omhoogkomen van de pijler niet kan worden vastgesteld.

5.12.5.2. Cyclische component van verplaatsing

Om vergelijking van de resultaten van de proef met die van een berekening mogelijk te maken zijn voor verschillende grootten van de stationaire component van de vjzkelkracht F_H de gemiddelde waterspanningsamplituden en de verplaatsingsamplituden bepaald voor een vjzkelkrachtamplitude van 37 kN.

In de berekeningen van het cyclisch gedrag van de pijler en ondergrond wordt uitgegaan van volkomen elastisch gedrag.

De grootte van de elastische parameters zijn wel afhankelijk verondersteld van het gemiddelde effectieve spanningsniveau.

Wanneer de spreiding in de meetresultaten veel groter blijkt dan de mogelijke meetfout kan men zich afvragen of de betreffende meting wel betrouwbaar is. Dit kon worden vastgesteld door na afloop van de meting de meters te ijken. Deze ijking heeft plaatsgevonden. De hier gegeven meetresultaten zijn betrouwbaar. Er kan worden geconcludeerd dat de grote spreiding in het gemeten gedrag samenhangt met optredende veranderingen tijdens de proef.

Deze veranderingen kunnen veroorzaakt zijn door:

- verandering van grondgedrag door herhaald belasten
- verandering van grondgedrag als functie van het gemiddelde effectieve spanningsniveau.

Wanneer de spreiding in de meetresultaten veel kleiner is dan de mogelijke fout kan geen harde conclusie worden getrokken.

Gezien de schaalfactor voor de vijzelkracht $N(F)=0,001$ komt een vijzelkracht amplitude van 37 kN overeen met een cyclische horizontale kracht component op het prototype van 37000 kN oftewel 1480 kN/m' pijler.

Dit getal werd gekozen voordat de huidige ontwerpbelasting voor het prototype bekend was. Deze is wanneer cyclische belasting maatgevend is $TB_{01} = 42500$ kN dus een faktor 1,15 groter dan de gekozen cyclische vergelijkingsbelasting.

Enkele voorbeelden van de geïnterpreteerde waterspanningen zijn aangegeven in de figuren 5.12.5.3. en 5.4.

De cyclische componenten van de verplaatsingen voor 37 kN vijzelkracht amplitude zijn in de figuren 5.12.5.5. en 5.6. gegeven als functie van de gemiddelde vijzelkracht voor de belastingsonderdelen A_2 , C_1 en C_3 .

Deze resultaten zijn ook aangegeven in de volgende tabel 5.12.5.2.1.

Bovendien zijn hierin de gemiddelde amplitude \bar{u} bij een vijzelkracht amplitude van 37 kN

$$\bar{u} = \frac{\sum_{i=1}^n u_i}{n}$$

en de standaardafwijking vermeld.

$$S = \sqrt{\frac{\sum (u_i - \bar{u})^2}{n - 1}}$$

Verplaatsingsamplitudes bij 37 kN krachtsamplitude															
Onderdeel	A2					C1				C3			gem.	s	
	43	67	83	90	93	88	123	153	198	88	123	163			198
gem. krachtniveau (kN)	0,33	0,23	0,25	0,24	0,39	0,07	0,22	0,05	0,20	0,11	0,08	0,09	0,09	-	-
H _{bodem} (mm)	0,04	0,14	0,15	0,14	0,12	0,24	0,24	0,33	0,30	0,31	0,31	0,28	0,30	0,22	0,09
V _{NZ} (mm)	0,01	0,12	0,11	0,12	0,12	0,18	0,18	0,23	0,22	0,26	0,26	0,22	0,22	0,17	0,07

De geschatte meetfouten zijn (zie 5.12.5.2.1.)

$$\begin{aligned}\Delta V_{NZ} &= \Delta V_{OS} = \pm 0,19 \text{ mm} \\ \Delta H_{\text{bodem}} &= \pm 0,58 \text{ mm}\end{aligned}$$

De standaardafwijking van alle in de tabel genoemde meetresultaten per grootheid is klein ten opzichte van de geschatte meetfout. De stijfheidverandering van de fundering onder cyclische belasting ligt binnen de marge van de meetfouten zodat geen harde conclusies kunnen worden getrokken. Wanneer alleen de gemiddelde verplaatsingsamplituden van de belastingsonderdelen A_2 en C_3 zouden worden beschouwd zou de horizontale stijfheid van de fundering voor cyclische belasting toenemen met een faktor 3 terwijl de rotatiestijfheid van de fundering zou afnemen met een faktor 2,5.

5.12.5.2.1. Geschatte fout in cyclische componenten van verplaatsing

In het volgende wordt een schatting gemaakt van de mogelijke fout in de bovenstaande grootheden.

De gemeten grootheden zijn (zie fig. 5.12.2.1.)

H_1 = horizontale verplaatsing aan de bovenzijde van de modelpijler

V_1, V_2 = verticale verplaatsingen aan de bovenzijde van de modelpijler.

De verplaatsing wordt gemeten met inductieve opnemers SANGAMO DCPT. De slag bedraagt 10 cm bij een spanningsrange van 10 Volt.

De meetfout van de opnemer zelf bedraagt 1 % van de volle uitslag, dus 0,1 m.

Er wordt geregistreerd met behulp van pulscodemodulatie apparatuur (PCM) van Bell & Howell PC8 - welke 10 bits heeft, zodat getallen met 9 bits kunnen worden gemaakt, terwijl 1 bit voor het teken +/- beschikbaar blijft.

Uit het bovenstaande volgt, dat de stapgrootte ΔA van het uitgangssignaal van de PCM : $\Delta A = \frac{10 \text{ cm}}{10 \text{ Volt}} \cdot \frac{10 \text{ Volt}}{2^9} = 0,02 \text{ cm}$.

De mogelijke fout in het PCM signaal is zodoende $\pm 0,1 \text{ mm}$.

Er wordt verondersteld, dat de fouten onafhankelijk zijn. Dan geldt voor de geschatte fout Δg in grootheid g :

$$\text{als } g = g_1 \pm g_2 \quad g = \sqrt{(\Delta g_1)^2 + (\Delta g_2)^2}$$

$$\text{als } g = g_1 \cdot g_2 \quad \frac{\Delta g}{g} = \sqrt{\left\{ \left(\frac{\Delta g_1}{g_1} \right)^2 + \left(\frac{\Delta g_2}{g_2} \right)^2 \right\}}$$

Hieruit volgt dat de mogelijke fout in de verplaatsing t.p.v. de opnemer is $\Delta B = (0,1)^2 + (0,1)^2 = 0,14$.

H_{bodem} wordt uitgedrukt in de gemeten grootheden door de volgende formule (zie fig. 5.12.2.1.):

$$H_{\text{bodem}} = H_1 - \frac{3,305}{3,04} V_1 + \frac{3,305}{3,04} V_2$$

De berekening van H_{bodem} uit de gemeten H_1 , V_1 en V_2 gebeurt elektronisch. Hiertoe zijn eerst de gemeten grootheden versterkt met een faktor: $f = 5,0$. Vervolgens is bovenstaande bewerking toegepast. De toegepaste componenten hiervan veroorzaken een extra relatieve fout $C = \pm 0,01$.

Analoog volgt de mogelijke fout in H_{bodem} uit:

$$f \cdot \Delta H_{\text{bodem}} = \left\{ \left(\sqrt{\left(\frac{\Delta B}{H_1} \right)^2 + C^2} \right) \cdot f \cdot H_1 \right\}^2 + \left\{ \left(\sqrt{\left(\frac{\Delta B}{V_1} \right)^2 + C^2} \right) \cdot \frac{3,305}{3,04} \cdot f \cdot V_1 \right\}^2 + \left\{ \left(\sqrt{\left(\frac{\Delta B}{V_2} \right)^2 + C^2} \right) \cdot \frac{3,305}{3,04} \cdot f \cdot V_2 \right\}^2$$

Zoals blijkt uit deze vergelijking is ΔH_{bodem} afhankelijk van de grootten van H_1 , V_1 en V_2 . Voor een schatting van een minimale waarde van ΔH_{bodem} dient worden uitgegaan van relatief grote waarden voor H_1 , V_1 en V_2 . Representatieve getallen voor het belastingsonderdeel C_3 van de modelproef zijn:

$$H_1 = 50 \text{ mm}$$

$$V_1 = 12 \text{ mm}$$

$$V_2 = -6 \text{ mm}$$

Substitutie van deze getallen en ΔB , C en f geeft voor de mogelijke meetfout

$$\Delta H_{\text{bodem}} = \pm 0,58 \text{ mm}$$

De mogelijke fout in V_{OS} en V_{NZ} worden als volgt bepaald.

V_{NZ} wordt uitgedrukt in V_1 en V_2 door (zie fig. 5.12.2.1.)

$$V_{NZ} = (0,5 + \frac{2,5}{3,04}) V_1 + (0,5 - \frac{2,5}{3,04}) V_2$$

Deze bewerking wordt numeriek uitgevoerd. Er wordt aangenomen dat hierdoor geen extra fout wordt veroorzaakt. De mogelijke fout in V_1 , en V_2 is dan weer gelijk aan ΔB

De geschatte fout in V_{NZ} wordt:

$$\Delta V_{NZ} = \{ |(0,5 + \frac{2,5}{3,04}) \Delta B|^2 + |(0,5 - \frac{2,5}{3,04}) \Delta B|^2 \}^{\frac{1}{2}}$$

$$\Delta V_{NZ} = \Delta B \sqrt{2 | 0,5^2 + (\frac{2,5}{3,04})^2 |}$$

Substitutie levert:

$$\Delta V_{NZ} = \pm 0,19 \text{ mm}$$

Op dezelfde wijze wordt gevonden

$$\Delta V_{OS} = \pm 0,19 \text{ mm}$$

5.12.6. Metingen waterspanning

De gemeten waterspanningen kunnen in een aantal componenten met elk verschillende oorzaak worden gesplitst. Elke component kan dan worden vergeleken met de betreffende voorspelling.

Te denken valt aan een splitsing in:

- stationaire waterspanningscomponent door verval
- sprongsgewijs veranderende waterspanningscomponent door verandering van gemiddelde belasting, gevolgd door afstroming
- verandering van de gemiddelde waterspanning bij de eerste belastingscyclus ten gevolge van het plastische gedrag (dilatantie)
- cyclische waterspanningscomponent veroorzaakt door de cyclische belasting bij hoofdzakelijk elastisch grondgedrag
- langzaam veranderende waterspanning tijdens cyclische belasting door gelijktijdige:
 - * generatie van waterspanning door het plastisch gedrag (verdichten) van grond onder cyclische belasting gevolgd door afstroming
 - * herverdeling van belasting door plastische gedrag (verdichten) van grond gevolgd door afstroming.

Verschillende componenten zijn te zien in figuur 5.12.4.1.

Hierin worden de gemeten waterspanningen getoond van de meter WA 2 III, welke zich 9 cm in het zand onder de grenslaag zeegrind-zand onder de rand van de pijler aan de Noordzeezijde bevindt, en de meter WA 5 II, welke zich in het zeegrind 20 cm onder de rand van de pijler aan de Oosterscheldezijde en 11 cm boven de grenslaag zeegrind - zand bevindt. De getoonde waterspanningen betreffen het eerste belastingspakket van belastingsonderdeel C1.

De waterspanning is aangegeven ten opzichte van een vergelijkingspanning van $16,90 \text{ kN/m}^2$.

Het eerste deel van de waterspanning betreft de stationaire waterspanning door verval.

Eventueel gegenereerde waterspanning door het voorgaande dynamische belastingspakket was reeds weggeconsolideerd.

Bij het aanbrengen van de gemiddelde belasting neemt de waterspanning in het zand van de Noordzeezijde af terwijl de waterspanning aan de Oosterscheldezijde toeneemt. Beide veranderingen in waterspanning verminderen door afstroming. Duidelijk is te zien dat de beide waterspanningen vlak voor het aanbrengen van de cyclische belasting nog niet gelijk zijn aan de stationaire waterspanning door verval.

Bij het begin van de cyclische belasting neemt aan de NZ zijde de gemiddelde waterspanning duidelijk af door dilatantie, aan de Oosterscheldezijde is geen duidelijke verandering van de waterspanning waarneembaar.

In het betreffende geval blijkt tijdens de cyclische belasting nauwelijks waterspanning te worden gegenereerd door de cyclische belasting.

De grootte van de cyclische waterspanningscomponent lijkt vooral aan de Noordzeezijde ongeveer evenredig met de cyclische belastingscomponent. Aan de Oosterscheldezijde lijkt voor de grootste belastingsamplituden de gemiddelde waterspanning nauwelijks toe te nemen.

5.12.6.1. Stationaire waterspanningscomponent

De gemeten waterspanningen ten gevolge van het opgebrachte verval van 45 cm zijn aangegeven in figuur 5.12.5.7. De waterdrukken zijn uitgedrukt ten opzichte van de waterdruk door de lage waterstand ($3,85^+$). Zoals te verwachten neemt de druk van Noordzeezijde naar Oosterscheldezijde af. W.s.m. A_2 IV (teen Noordzee) blijkt overigens geen betrouwbare waarde (0,6) te produceren.

5.12.6.2. Cyclische waterspanningscomponent

Voor de waterspanningmeters in de langs doorsnede onder het hart van de pijler en die in de dwarsdoorsnede langs de O.S.-rand van de pijler zijn de gemeten amplitudes bij de optredende belastingsamplitudes herleid tot die bij een belastingsamplitude van 37 kN. Deze herleide waterspanningsamplitudes zijn aangegeven in tabel 5.12.5.1. Tevens zijn in deze tabel de gemiddelde \bar{p} en de standaardafwijking S van de cyclische waterspanningscomponenten aangegeven. De mogelijke meetfout van de waterspanningmeters bedraagt (zie 5.12.6.2.1.)

$$\Delta p = \pm 0,075 \text{ kN/m}^2$$

Vergelijking van de standaardafwijking met de mogelijke fout toont dat voor de meeste metingen de standaardafwijking groter is dan de mogelijke fout, zodat tijdens de meting duidelijke veranderingen zijn opgetreden.

Deze veranderingen betreffen vooral de waterspanningmeters a30, a3I en a3II (zie fig. 5.12.2.1.).

Ter bevordering van de interpretatie zijn de gemiddelden en de spreidingen aangegeven in de figuren 5.12.5.8., 5.9, 5.10 en 5.11.

De spreiding in de waterspanning onder het hart van de pijler in langsricting (figuur 5.12.5.9.) toont dat de grootste spreiding optreedt juist onder de pijler in het zeegrind op op 1 m uit de rand van de pijler aan de Noordzeezijde. Inspectie van de gemiddelde waterspanningsamplitude (figuur 5.12.5.8.) toont dat deze ter plaatse zeer groot is. Dit duidt op een kleine variatie in effectieve spanning ter plaatse en waarschijnlijk op spleetvorming.

Opvallend in figuur 5.12.5.8. is dat de grootste gemiddelde waterspanningsamplituden in het zeegrind optreden.

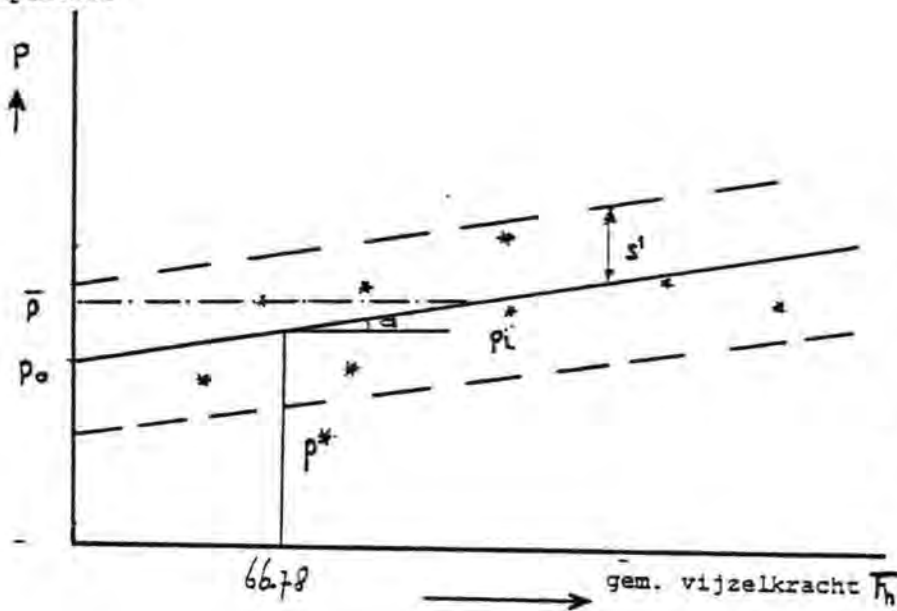
Onder de rand aan de Oosterscheldezijde is de spreiding beperkt (figuur 5.12.5.7.).

Uit de gemiddelde waterspanningsamplitude in dwarsrichting is geen duidelijk effect van spreiding in dwarsrichting waar te nemen.

Er kan nu nog worden nagegaan in hoeverre deze spreiding wordt veroorzaakt door

- verandering van het grondgedrag door herhaald belasten
- verandering van het grondgedrag als functie van het gemiddeld belastingsniveau

waterspannings-
amplitude



De mogelijke afhan-
kelijkheid van het
gemiddelde belastings-
niveau kan worden vast-
gesteld door per groot-
heid de meetresultaten
te benaderen met een
lineaire functie van
het gemiddeld belas-
tingsniveau.

dus met

$$\bar{p} = p_0 + a \cdot F.$$

De waarden p_0 en a dienen zodanig te worden bepaald, dat de standaard-
afwijking minimaal dus:

$$S' = \sqrt{\frac{\sum (p_i - p_0 - aF)^2}{n - 1}} \quad \text{is minimaal}$$

De betreffende waarden van p_0 en a zijn te vinden door S te differenti-
eren naar beide en de differentiaal gelijk aan nul te stellen. Dit
leidt tot de volgende vergelijkingen:

$$p_0 = \frac{\sum p_i - \frac{\sum F_i^2}{\sum F_i} - \frac{\sum p_i F_i \cdot \sum F_i}{n \sum F_i^2 - (\sum F_i)^2}}$$

$$a = \frac{n \cdot \sum p_i F_i - \sum F_i \cdot \sum p_i}{n \sum F_i^2 - (\sum F_i)^2}$$

Na berekening van p_0 en a kan de betreffende standaardafwijking S' worden
bepaald. In tabel 5.12.5.2. zijn voor elk meetpunt de berekende waarde
voor a en S' gegeven. In plaats van \bar{p}_0 is p^* gegeven. Dit is de waarde
van \bar{p} voor de gemiddelde vjzelkracht $F_h = 66,78$ kN bij de model ont-
werpbelasting. (zie 5.12.5.4). Tevens zijn de waarden van \bar{p} en S
herhaald.

Ter bevordering van de interpretatie is de waarde van a weergegeven in de figuur op pagina 241.

De invloed van het belastingsniveau blijkt afhankelijk van de plaats te zijn, aan de Oosterscheldezijde is a positief dus de waterspanningsamplitude neemt toe met het belastingsniveau. Aan de Noordzezijde is a negatief.

De invloed op het grondgedrag van herhaald belasten kan worden bepaald door de waarde van p^* en de bijbehorende spreiding S^* voor elk belastingsonderdeel vaststellen. Deze resultaten zijn ook aangegeven in tabel 5.12.5.2.

5.12.6.2.1. Geschatte fout in cyclische componenten van waterspanning

In het volgende wordt een schatting gegeven van de mogelijke fout in de cyclische waterspanningscomponent.

De waterspanning wordt gemeten met een Kistler-piezoresistieve drukopnemer, type 4041-A 5. Analooq aan de redenering van 5.12.5.2.1. wordt gevonden voor:

$$\text{fout van opnemer zelf: } \Delta p_1 = \pm 0,025 \text{ kN/m}^2$$

fout door scheidend vermogen van PCM-signaal:

$$\Delta p_2 = \pm 0,07 \text{ kN/m}^2$$

De mogelijke fout in de waterspanning wordt:

$$\Delta p = \sqrt{(\Delta p_1^2 + \Delta p_2^2)} = \pm 0,075 \text{ kN/m}^2$$

Waterspanningsamplitudes p bij 37 kN krachtsamplitude in kN/m ²																
onderdeel		A2				C1				C3						
Gem.	krachtniveau (kN)	43	67	83	90	93	88	123	153	198	88	123	163	198	p̄	S
meter nummer																
a	30	0,62	0,82	1,11	1,50	1,64	1,2	2,2	3,0	3,8	4,2	6,2	6,7	6,5	3,04	2,24
a	40	0,34	0,22	0,21	0,22	0,20	0,22	0,20	0,15	0,15	0,20	0,15	0,10	0,09	0,19	0,06
a	3 I	0,21	0,30	0,41	0,51	0,53	0,44	0,60	0,80	0,85	0,85	0,90	0,95	0,15	0,65	0,28
a	4 I	0,14	0,10	0,14	0,12	0,10	0,12	0,12	0,10	0,07	0,15	0,10	0,10	0,09	0,11	0,02
a	1 II	0,21	0,24	0,21	0,20	0,19	0,22	0,22	0,15	0,22	0,18	0,21	0,25	0,30	0,22	0,04
a	2 II	0,14	0,10	0,15	0,17	0,19	0,12	0,07	0,03	0,02	0,12	0,15	0,18	0,25	0,13	0,06
a	3 II	0,14	0,20	0,31	0,34	0,39	0,30	0,44	0,64	0,25	0,30	0,69	0,80	1,0	0,45	0,26
a	4 II	0,14	0,09	0,07	0,09	0,07	0,06	0,09	0,07	0,08	0,12	0,08	0,06	0,06	0,08	0,02
a	5 II	0,30	0,15	0,15	0,12	0,09	0,10	0,08	0,06	0,07	0,15	0,13	0,07	0,05	0,12	0,07
a	6 II	0,12	0,18	0,15	0,12	0,10	0,07	0,07	0,06	0,07	0,06	0,04	0,03	0,02	0,08	0,05
a	2 III	0,38	0,29	0,26	0,24	0,19	0,20	0,19	0,19	0,17					0,23	0,07
a	3 III	0,10	0,19	0,20	0,24	0,24	0,25	0,26	0,15	0,15					0,20	0,06
a	4 III	0,07	0,08	0,10	0,05	0,05	0,09	0,07	0,09	0,05	0,06	0,01	0,03	0,04	0,06	0,03
a	5 wII	0,07	0,10	0,10	0,07	0,07	0,08	0,07	0,05	0,07	0,07	0,07	0,06	0,07	0,07	0,01
a	2 IV	0	0	0	0	0	0	0	0,02	0,02	0	0	0	0	0	0,01
a	5 IV	0,14	0,10	0,10	0,07	0,06	0,07	0,08	0,06	0,05	0,12	0,08	0,07	0,07	0,08	0,03
b	5 II	0,34	0,26	0,24	0,17	0,18	0,10	0,10	0,08	0,06	0,17	0,12	0,10	0,08	0,15	0,08
e	5 II	0,14	0,14	0,10	0,07	0,09	0,07	0,04	0,03	0,03	0,21	0,17	0,20	0,16	0,11	0,06
d	5 II	0,08	0,05	0,04	0,05	0,06	0,05	0	0,02	0,05	0,07	0,04	0,04	0,04	0,05	0,02
c	5 III	0,22	0,20	0,20	0,19	0,14	0,13	0,13	0,09	0,09	0,18	0,12	0,10	0,05	0,14	0,05
c	5 IV	0,07	0,09	0,09	0,07	0,05	0,07	0,04	0,06	0,06	0,07	0,04	0,07	0,05	0,06	0,02

Tabel 5.12.5.1.

W.S.M.	\bar{p}	S	a	p^*	S^*	A ₂		C ₁		C ₃	
						p^*	S^*	p^*	S^*	p^*	S^*
A30	3.04	2.24	0.0339	1.36	1.51	0.97	0.16	0.80	0.13	4.38	0.65
A40	0.19	0.06	-0.0011	0.24	0.03	0.26	0.02	0.23	0.01	0.21	0.01
A31	0.58	0.27	0.0021	0.47	0.25	0.34	0.03	0.39	0.06	1.13	0.27
A41	0.11	0.02	-0.0003	0.13	0.02	0.12	0.02	0.14	0.01	0.15	0.01
A111	0.22	0.04	0.0003	0.20	0.03	0.21	0.02	0.21	0.03	0.15	0.01
A211	0.13	0.06	-0.0001	0.13	0.06	0.14	0.03	0.13	0.02	0.09	0.01
A311	0.45	0.26	0.0037	0.26	0.18	0.24	0.03	0.42	0.17	0.24	0.08
A411	0.08	0.02	-0.0003	0.10	0.02	0.10	0.01	0.07	0.01	0.12	0.01
A511	0.12	0.07	-0.0010	0.17	0.04	0.19	0.03	0.10	0.01	0.17	0.01
A611	0.08	0.05	-0.0007	0.12	0.03	0.14	0.03	0.07	0.00	0.06	0.00
A2111	0.16	0.13	-0.0016	0.24	0.10	0.30	0.02	0.21	0.00	0.00	0.00
A3111	0.14	0.11	-0.0008	0.18	0.10	0.17	0.01	0.28	0.03	0.00	0.00
A4111	0.06	0.03	-0.0002	0.07	0.02	0.07	0.02	0.10	0.01	0.04	0.02
A5111	0.07	0.01	-0.0001	0.08	0.01	0.08	0.02	0.08	0.01	0.07	0.00
A51V	0.08	0.03	-0.0004	0.10	0.02	0.11	0.01	0.08	0.01	0.12	0.01
B511	0.15	0.08	-0.0014	0.22	0.05	0.27	0.02	0.11	0.01	0.18	0.01
E511	0.11	0.06	-0.0002	0.12	0.06	0.12	0.02	0.07	0.01	0.21	0.02
D511	0.05	0.02	-0.0002	0.05	0.02	0.06	0.01	0.02	0.02	0.07	0.01
C511	0.14	0.05	-0.0010	0.19	0.02	0.20	0.02	0.14	0.01	0.20	0.01
C51V	0.06	0.02	-0.0002	0.07	0.01	0.08	0.02	0.06	0.01	0.06	0.01

Tabel 5.12.5.2.

5.12.8. Samenvatting

In de modelproef M2 is ondermeer getracht meer informatie te verkrijgen over het effect van cyclische belasting op de verplaatsingen en de waterspanningen.

Beschouwd zijn de belastingsonderdelen A2, C1 en C3, waarvan de geschaalde belastingsfrequentie overeenkomt met die van de prototype pijler.

Verplaatsingen

Bij de ontwerpbelasting blijkt de verhouding tussen de totale verplaatsing en de statische verplaatsing 1,3 à 1,4 te zijn.

Bij grotere belastingen tot een factor 4 groter dan de verschaalde ontwerpbelasting blijkt deze factor toe te nemen.

Het hoekpunt aan NZ-zijde komt omhoog, terwijl hoekpunt aan de OS-zijde zakt. Gemiddeld komt de modelpijler omhoog. Aan NZ-zijde is waarschijnlijk een spleet ontstaan.

De spreiding in de meetresultaten blijkt kleiner te zijn dan de mogelijke meetfout. Hierdoor is het niet mogelijk conclusies te trekken over de tijdens de proef mogelijke veranderde omstandigheden. Zoals de verandering van het grondgedrag, door herhaald belasten en/of door de verandering van het gemiddelde effectieve spanningsniveau tijdens het herhaald belasten.

Waterspanningen

Geconstateerd kon worden dat bij het aanbrengen van de gemiddelde belasting de waterspanning in het zand aan de NZ-zijde afneemt en aan de OS-zijde toeneemt. Beide veranderingen in waterspanning verminderen door afstroming.

Bij het begin van de cyclische belasting neemt aan de NZ-zijde de gemiddelde waterspanning af door dilatantie, aan de OS-zijde is dit niet duidelijk waarneembaar.

De cyclische waterspanningscomponent blijkt aan NZ-zijde overeenkomst te vertonen met het verloop van de cyclische belastingscomponent. Aan de OS-zijde lijkt bij de grootste belastingsamplituden de gemiddelde waterspanning nauwelijks toe te nemen.

Er blijkt ondanks de grote consolidatie tijd (fig. 5.12.4.1.) gedurende de cyclische belasting nauwelijks extra waterspanning te worden gegenereerd. Dit kan worden veroorzaakt door lucht in het water.

De grootte van de gemiddelde waterspanningsamplitude is vooral aan de NZ-zijde groot. Dit duidt op een geringe effectieve spanning en waarschijnlijk op spleetvorming.

Bij de herleiding van de gemeten waterspanningsamplituden tot die bij één belastingsamplitude van 37 kN blijkt van sommige metingen de standaardafwijking van de waterspanning over de onderdelen etc. meetfout te zijn.

Van sommige metingen is de standaardafwijking van de waterspanning over de onderdelen A2, C1 en C3 groter dan de mogelijke meetfout.

Er zijn dus tijdens de meting duidelijke veranderingen opgetreden op enkele belangrijke meetpunten.

De invloed van het belastingsniveau blijkt afhankelijk te zijn van de plaats. Aan de OS-zijde neemt de waterspanningsamplitude toe met het belastingsniveau aan de NZ-zijde neemt deze af.

De invloed op het grondbedrag door herhaald belasten is niet aan te geven.

In afwijking van het verwachte beeld blijkt dat de grootste gemiddelde waterspanningsamplituden optreden in het zeegrind in plaats van in de ondergrond.

Nader onderzoek naar de invloed van (inzanding, het luchtgehalte in het water) is noodzakelijk. Tevens zijn controleberekeningen opgezet voor de afstemming van de orde van grootte van de waterspanningen resp. de verplaatsingen met de meetresultaten.

5.13. Onderzoek vervalspreider

5.13.1. Inleiding

Voor de waterdichte laag, die als vervalspreider tussen de pijlers ligt en aansluit op de bovenzijde van de voetplaten, zijn in principe drie alternatieven mogelijk:

- a. Kunststofmembranen
- b. Bitumineus materiaal
- c. Combinatie van a en b.

Hieronder zal worden ingegaan op de aan de vervalspreider te stellen eisen op het onderzoek en op de reeds verkregen resultaten.

5.13.2. Eisen

De laag ligt op een laag steen 5-20 cm en sluit aan de zijkant op de pijler aan op een hellend betonvlak met een overlap van ca. 2,50 m. Op de laag ligt grind 5-20 cm of stortsteen 10-60 kg. De bovenbelasting op de waterdichte laag varieert naar gelang de drempelhoogte ter plaatse tussen 95 kN/m^2 en 55 kN/m^2 .

De pijler kan onder invloed van zijn belastingen bewegen wat, vooral voor die strook van de laag, dat op de overgang tussen pijler en drempel ligt, zeer hoge eisen stelt voor wat betreft de sterkte- en rekeigenschappen.

De gehele waterdichte laag moet uiteraard een voldoende lange levensduur hebben en onder alle omstandigheden en gedurende zijn hele leven voldoende waterdicht blijven.

Samenvattend, en met de eisen zoveel mogelijk vertaald in getalswaarden, luiden de eisen als volgt:

1. afmetingen: ca. $26 \times 60 \text{ m}^2$
2. sterkte : biaxiaal getrokken
 200 kN/m^1 bij min 15 procent rek of
 250 kN/m^1 bij min 9 procent rek
3. bestand tegen vallende stenen van maximaal 0,40 m diameter (komt overeen met een energie-opname van 160 joule)
4. de waterdichte laag sluit aan de zijkant van de pijler aan op een hellend betonvlak onder een helling van 1:5.

Dit hellend vlak kan maximaal de volgende bewegingen onder invloed van de statische belastingen maken:

vertikaal	0,10 m
horizontaal (evenwijdig aan damas)	0,05 m
horizontaal (loodrecht op damas)	0,10 m

Gesuperponeerd op deze verplaatsingen moeten dynamische verplaatsingen worden opgenomen, die een grootte hebben van 20 procent van de statische bewegingen en een periode van 10 seconden. Minimaal 200 van deze laatste perioden moeten kunnen worden doorstaan. Voorts moeten 10.000 perioden kunnen worden doorstaan met een grootte van 10 procent van de statische belasting en een periode van 6 seconden.

5. De gehele konstruktie moet een levensduur hebben van minimaal 200 jaar.
6. Onder alle onder de punten 1 t/m 5 beschreven omstandigheden moet de laag waterdicht blijven onder invloed van een waterdruk van 200 kN/m^2 .

5.13.3. Onderzoek

Kunststofmembraan

De aan de hand van de randvoorwaarden opgestelde eisen voor kunststofmembranen zijn aan een aantal kunststofindustrieën voorgelegd. Deze kunststofindustrieën waren geselecteerd op basis van een vooronderzoek dat reeds in 1976 bij het Laboratorium voor Grondmechanica was uitgevoerd.

Deze kunststofproducenten hebben vervolgens proefstukken geproduceerd, die volgens hen aan de gestelde eisen voldoen.

Op basis van de gestelde eisen is een proevenprogramma ontwikkeld, waarmee kon worden nagegaan of de proefstukken inderdaad aan de gestelde eisen voldoen.

Dit programma is nog in volle gang, en de eerste proefresultaten zijn zeer positief.

Bitumineus materiaal

Analoog aan het kunststofmembraan zijn voor dit materiaal ook eisen opgesteld uit de randvoorwaarden.

Uiterst belangrijk zijn bij dit materiaal de eisen betreffende de kruip- en wrijvingseigenschappen.

Deze eisen zijn voorgelegd aan de asfaltaannemer, die een bitumineuze constructie heeft voorgesteld, welke volgens hen aan de eisen voldoet.

Op basis van deze eisen is, in samenwerking met de asfalttechnologische werkgroep, een proevenprogramma opgesteld, waarmee de constructie aan de eisen wordt getoetst.

Dit programma is gestart en er zijn reeds enkele proefresultaten voorhanden.

5.13.4. Proeven en resultaten

Kunststofmembraan

Bij de voorselectie in 1976 werden eisen gesteld betreffende:

- a. treksterkte (250 kN bij min 9% rek of 200 kN bij min 15% rek)
- b. bestandheid tegen vallende stenen van maximaal 0,40 m diameter (een energie van 160 joule)
- c. waterdichtheid onder invloed van een waterdruk van 20 m waterkolom (200 kN/m^2).

Het bleek dat aan deze eisen redelijk goed was te voldoen.

De belangrijkste nieuwe eis die hieraan toegevoegd was het kunnen volgen van de pijlervoet als deze onder invloed van zijn ontwerpbelastingen beweegt.

Hiertoe werd op het proeventerrein te Schelphoek een proef op ware grootte opgezet.

Voor een beschrijving van deze testopstelling wordt verwezen naar het rapport ONW-V-78006.

In deze opstelling, die een gedeelte van de op ware grootte nagebouwde pijlervoet en aansluitende drempel omvat, kunnen de diverse bewegingen van de pijler in het horizontale en vertikale vlak, samengevoegd tot één richting, worden nagebootst.

Inmiddels zijn een viertal kunststofmembranen in deze opstelling getest, waarbij dus een onderzoek werd ingesteld naar de duurzaamheid van het membraan onder invloed van de bovenbelasting (100 kN/m^2) en onder invloed van de bewegingen van de pijlervoet.

Het resultaat was dat de membranen geen beschadigingen aan wezenlijke onderdelen vertoonden. Alleen in detail moeten aan sommige membranen nog enkele eenvoudige wijzigingen worden aangebracht.

Wat betreft de duurzaamheid van de membranen zal worden getracht, in overleg met o.a. Kunststoffen- en Rubberinstituut T.N.O., hierop een antwoord te geven.

Bitumineus materiaal

Voor de bitumineuze vervalspreider wordt overwogen om langs de randen, die aan de pijlervoet aansluiten, een vrij plastische mastiek te kiezen en voor het overige gedeelte dichte, overvulde steenasfalt.

Het onderzoek richt zich in eerste instantie naar het op de pijlervoet aansluitende gedeelte. Daartoe is, in de reeds hierboven omschreven prototype opstelling, een proef uitgevoerd.

Na de proef kon visueel geen lekkage worden ontdekt van de bitumineuze vervalspreider; t.p.v. de overgang beton - grindbed was nog minimaal 0,30 m mastiek aanwezig. Aan het oppervlak werd veel indringing van grind geconstateerd, hetgeen aan de onderzijde van de mastiek veel minder het geval was.

Voor wat betreft de overige eisen zijn de proeven in voorbereiding en uitvoering.

Deze laatste proeven geschieden in hoofdzaak onder leiding van de asfalttechnologische werkgroep.

5.13.5. Samenvatting en conclusies

Het onderzoek naar zowel kunststofmembranen als bitumineuze producenten voor de vervalspreider is nog aan de gang.

De eerste resultaten van kunststofmembranen als vervalspreider zijn zeer positief.

Het onderzoek naar bitumineuze producten heeft tot nu toe positieve resultaten opgeleverd.

Aan de invloed van de vervalspreider op de lange termijn deformaties van de drempel moet, vooral bij relatief dikke pakketten bitumineuze producten, grote aandacht worden besteed.

Het aanbrengen van kunststofmembranen geeft problemen als ook de kopeinden van de pijlervoet van dit membraan moeten worden voorzien.

Dit probleem kan worden ondervangen door deze kopeinden van een bitumineuze vervalspreider te voorzien. (alternatief c)

5.14. Milieu-overwegingen

De stormvloedkering zal worden opgebouwd uit pijlers waarvan de voet in een drempelkonstructie is ingepakt. Op deze drempel is om het doorstroomprofiel nog verder te verkleinen een "muur" van dorpelbalken gepland.

De vraag die nu opkomt is of deze constructie de migratie van zeedieren in en uit de Oosterschelde op een of andere wijze negatief kan beïnvloeden. De Oosterschelde heeft een belangrijke functie als "kinderkamer" voor verschillende soorten die zich in de Noordzee voortplanten, als kleine stadia het estuarium binnentrekken en in een later stadium naar de Noordzee terugtrekken. De uitwisseling van waterdieren met de Noordzee is van groot belang voor de Oosterschelde als ecosysteem.

De eerste vraag is welke groepen organismen beïnvloed zouden kunnen worden en op welke manier. De volgende categorieën zijn te onderscheiden:

1. Pelagische (vrij zwemmende) vissen, zoals haring, ansjovis, spiering e.a. Deze soorten bezitten een zwemblaas.
2. Bodemgebonden vissen in het bezit van een zwemblaas (kabeljauwachtigen e.a.).
3. Platvissen en grondels - bezitten geen zwemblaas.
4. Paling - geen zwemblaas.
5. Garnalen - geen zwemblaas.
6. Krabbensoorten - geen zwemblaas.

Belemmeringen van de trek of schade aan organismen zou door verschillende oorzaken op kunnen treden. Door de grote stroomsnelheden zouden vissen kunnen worden meegevoerd en in korte tijd gedwongen worden 10 - 20 m hoogteverschil te overbruggen. Dit zou gepaard gaan aan 1-2 atmosfeer drukverschil dat in enkele minuten optreedt.

In principe kan dit schadelijk zijn voor vissen met een zwemblaas.

Een ander mogelijk probleem is de belemmering van de trek van bodemvissen, garnalen en krabben doordat ze de dorpelbalken als obstakels op hun weg vinden.

Vissoorten met zwemblazen die aan sterke drukverlagingen zouden kunnen worden blootgesteld, zijn te verdelen in soorten met een zwemblaas die in open verbinding staat met de darm en soorten waarbij dit niet het geval is. De soorten van de eerste groep zijn in staat zeer snelle drukveranderingen zonder schade te ondergaan door opname of afgifte via de darm. Tot deze groep behoren haringachtigen, zie zeer wel in staat zijn snelle drukveranderingen te ondergaan. Het is dus niet te verwachten dat voor deze groep hierdoor problemen zullen ontstaan.

Vissoorten die de gasdruk in de zwemblaas op een andere wijze moeten regelen, zouden in principe wel in moeilijkheden kunnen komen.

De kans dat pelagische en bodemgebonden vissen met zwemblaas schade ondervinden wordt gering geacht. Deze mening is gebaseerd op de ervaring met het binnenhalen van vis met trolnetten. Deze vis wordt met vrij grote snelheid omhoog gehaald. Wanneer er niet te lang gesleept is, dan leeft het merendeel van deze vis nog.

De kans om meegesleurd te worden is o.m. afhankelijk van de maximale zwemsnelheid van de vissen. Deze is een functie van de lichaamslengte. De maximale stroomsnelheden ca. 100 m van de stormvloedkering zullen aan de oppervlakte tot ca. 3 m/s kunnen oplopen, terwijl dit bij de bodem veel minder is, n.l. ca. 0,5 - 1 m/s. Bij een aanname dat de maximale zwemsnelheden ca. 5 maal de lichaamslengte zullen zijn, zouden in het meest extreme geval hoog in de waterkolom zwemmende vissen, kleiner dan ca. 60 cm, kunnen worden meegesleurd. Aan de bodem zal dit het geval zijn met vissen van 10 - 20 cm. Het moet echter worden opgemerkt dat de horizontale komponent van de stroomsnelheid ca. 5 tot 10 maal groter zal zijn dan de verticale. Vissen die meegesleurd zouden worden hebben altijd nog de mogelijkheid door naar beneden te zwemmen de hoofdstroom te ontwijken. Ze komen dan in een neer voor de dam. Wanneer de stroomsnelheid daar acceptabel is kunnen ze zelf de drempel overtrekken.*)

* Door de redactiecommissie wordt verondersteld dat een en ander aan de bovenstroomse zijde van de kering minder geprononceerd zal zijn.

Samenvattend kan gesteld worden dat voor vissen met zwenblaas geen problemen te verwachten zijn t.g.v. drukschokken die optreden nabij de stormvloedkering.

Bodemorganismen zouden belemmerd kunnen worden in hun migratie door de dorpelbalken. Platvislarven en zeer jonge platvis echter zullen zonder problemen in het estuarium kunnen binnenkomen, omdat ze pelagisch zwemmend gebruik maken van de waterstroom. Grote platvissen kunnen ook pelagisch zwemmen en er bestaat een hypothese dat bij de paaitrek in de Noordzee gebruik gemaakt wordt van zeestromingen door de volwassen platvissen. Of dit echter zal optreden bij de jonge platvis, die uit het estuarium wegtrekt, is niet bekend.

De kans op pelagische trek in en uit de Oosterschelde wordt door deskundigen toch vrij groot geacht.

Grondellarven zullen ook geen problemen hebben met de intrek, maar ook hier is het niet bekend of adulten pelagisch trekken. Grondels zijn wel in staat om zich vertikaal tegen wanden te bewegen, zoals in aquaria goed is waar te nemen. Ook hier lijkt de kans op een ongestoorde in- en uittrek aanwezig.

Voor aal zullen er in het geheel geen problemen bestaan bij de in- en uittrek. Zowel glasaal als schieralen zwemmen pelagisch wanneer ze trekken.

Garnalenlarven leven pelagisch. Adulten zijn in principe bodemdieren, maar zij kunnen ook pelagisch zwemmen, vooral in het winter halfjaar. Ook hier lijkt de kans aanwezig dat adulte garnalen niet zullen worden "opgesloten" in de Oosterschelde.

Van Noordzeekrabben is bekend dat ze de zeearm in- en uittrekken. Deze dieren kunnen niet pelagisch zwemmen. Ze kunnen echter wel goed klimmen. Dit zal vooral goed lukken op ruwe oppervlakken. De dorpelbalken zullen ongetwijfeld ruw worden door aangroei, zodat ook hier de kans zeker aanwezig is dat geen belemmering van de intrek zal optreden.

Voor de bovengenoemde bodemorganismen geldt dat migratie van larvale stadia geen problemen zal opleveren. Voor adulten is de zaak minder duidelijk.

Het lijkt waarschijnlijk dat er geen belemmering van de migratie zal optreden, maar dit is niet met volledige zekerheid te zeggen. Nader onderzoek naar pelagische trek van platvis, garnalen en grondels is gewenst.

Materiaal afdeklaag drempel stormvloedkering

Bij de drempelopbouw van de stormvloedkering wordt wellicht gebruik gemaakt van zware stenen (1-3 ton en 6-10 ton) om een "poreuze" afdeklaag te verkrijgen. Een dergelijke deklaag biedt bepaalde voordelen vanuit hydrodynamisch oogpunt. Hierbij moet men wel bedenken dat deze toplaag binnen een aantal jaren gedeeltelijk "dicht zal groeien" als gevolg van aanhechting en groei van waterdieren (zeepokken, mossels, oesters e.a.). Deze overweging geldt ook voor de drukontlastingsopeningen in de drempels met gesloten toplaag.

De keuze van een stenen afdeklaag voor de drempel biedt wellicht enige voordelen vanuit milieukundig oogpunt vergeleken met een toplaag van steenasfalt. Een laag van stenen schept een meer gevarieerd milieu; schuilmogelijkheden worden gecreëerd voor diverse vissoorten, krabben e.a. Bovendien geven stenen meer houvast aan grondels en krabben, die over de drempel de Oosterschelde in of uit willen trekken. Hierbij moet wel opgemerkt worden dat ook een steenasfalt deklaag na verloop van tijd begroeid zal raken met zeepokken, mossels, sponzen, e.a. waardoor het oppervlak ook ruwer zal worden.

Samenvattend kan gesteld worden dat zowel grove stortsteen als steenasfalt vanuit milieukundig oogpunt acceptabel zijn.

6. Uitvoeringsaspecten

6.1. Inleiding

In een tussentijds uitgekomen voortgangsverslag* zijn de te onderzoeken onderwerpen en de te nemen proeven betreffende de drempeluitvoering op een rij gezet.

Aan de hand hiervan zijn plannings opgezet waaruit de kritieke onderwerpen en beslissingsdata zijn afgeleid. De urgentie van het vinden van een uitvoeringsmethode voor het fundatiebed kwam hierin sterk naar voren. Een en ander resulteerde in voorstellen omtrent de uitvoering, die zijn uitgebracht in een inmiddels verschenen interimverslag: DREMBU-M-78023, Uitvoeringsaspecten fundatiebed. Voor de volledigheid is deze interimnota onverkort als deel 6 aan de huidige nota toegevoegd.

6.2. Cunet en fundatiebed

Zie deel 6.

6.3. Uitvullaag

Voor het aanbrengen van de uitvullaag zijn geen wijzigingen t.o.v. vorige nota.

6.4. Vervalspreider

Geen wijzigingen t.o.v. vorige nota.

6.5. Drempelkern

Er zijn geen ontwikkelingen t.o.v. vorige nota.

Gezien de urgentie van het ontwerp van de fundatielaag is daar alle aandacht op gevestigd. Het voorkeursontwerp waarbij fosforslakken worden toegepast heeft nauwelijks consequenties op de uitvoering, wanneer de breedte van de toch nog toe te passen steen 10/60 in de orde van een slijtbak grootte ligt. Bij verdichten zal rekening moeten worden gehouden met verbrijzeling hetgeen wellicht invloed kan hebben op filterwerking (zie hoofdstuk 8.2.2.).

* DREMBU-M-78019: Projektburo III Uitvoering. 1e Voortgangsverslag.

6.6. Toplaag

1. Asfalt toplaag

Geen wijzigingen t.o.v. vorige nota.*

2. Open toplaag

In het W.L. zijn proeven gedaan naar de invloed van een, t.g.v. storten, onregelmatigheid in de toplaag op de stabiliteit. (In vorige proeven werd de toplaag netjes met de hand aangebracht).

Proeven zijn gedaan met storten zowel verhalend als niet verhalend. Resultaten van deze proeven zijn dat de stabiliteit niet wordt aangetast en dat bij een weigerende schuif vereffening van de onregelmatigheid optreedt. Dus de gedachte stortmethode met steenstorters is acceptabel. Nabij de pijler zullen de stenen niet gestort kunnen worden maar moeten worden gezet i.v.m. beschadigingen pijler.

* DREMBU-M-78013 : Uitvoeringsaspecten drempel

7. Beschouwde drempelontwerpen

7.1. Beschrijving

Zoals reeds in hoofdstuk 1 van de 1e interimnota werd aangegeven is bij het samenstellen van de drempelontwerpen uitgegaan van inzichten en voorwaarden die werden vastgelegd tijdens "brainstorming"-bijeenkomsten en in de nota "Ontwerpfilosofie drempel stormvloedkering Oosterschelde".

De hierin reeds aangegeven ontwerprichtlijnen dienden als basis voor de gevolgde methodiek inzake het drempelontwerp van projektburo III, zoals vermeld in hoofdstuk 1.4 van de huidige nota.

De ontwerpen dienden te voldoen aan eisen, voortvloeiend uit stabiliteitsvoorwaarden van de pijlers, aan stabiliteitsvoorwaarden uit grondmechanische oogpunt, aan hydraulische aspecten, zowel in de bouwfase als in de gebruikstoestand, terwijl daarnaast beperkingen en randvoorwaarden werden opgelegd door enerzijds uitvoeringstechnische aspecten als aanbrengen van materialen en plaatsingsmethoden van de pijlers en anderzijds door nieuw materieel in ontwerp als hefschip en verdichtingsschip.

Door al deze voorwaarden kan de constructie van de drempel gesplitst worden in twee gedeelten, te weten het fundatiebed met afdekking en het overige drempelgedeelte, bestaande uit uitvullaag, vervalspreider, kern, toplagen en aanstortingen.

Voor wat betreft het fundatiebed met afdekking in het tevoren gemaakte cunet waren de ontwerpen alle gelijk.

Het fundatiebed van het meest recente ontwerp wordt samengesteld uit een laag grof zand (0,3 - 1 à 2 mm), ter dikte van minimaal 1,50 m en zo mogelijk 2 m en een laag zeegrind (0,3 - 32 mm) van 1,5 m dikte, die na aanbrengen worden verdicht door middel van oppervlakteverdichting. Het zeegrind dient zodanig in het cunet te worden aangebracht dat ontmenging tijdens het aanbrengen niet kan optreden. Dit is noodzakelijk in verband met de filterwerking ten opzichte van het onderliggende materiaal, de interne stabiliteit bij lokale grote verhangen en ter voorkoming van migratie van tijdens de opbouw ingesloten zandlenzen. Voor het grove zand speelt ontmenging een minder grote rol door de meer uniforme gradatie.

In verband met de instabiliteit van het zeegrind in de bouwfase zal het fundatiebed worden afgedekt met een laag grovere steen (b.v. 2 - 200 mm) of een mat, ofwel zal dat gedeelte van de sluitgaten van een mat worden voorzien waar de grovere steen niet meer stabiel kan worden geacht. Nagegaan moet nog worden of de mat als gehele afdekking moet worden toegepast of een figuratie als "postzegels" ter plaatse van de pijlers kan krijgen.

De keuze tussen afdekmat of grovere steenlaag zal in nauw overleg met de werkgroep OBVULL onder projectburo V moeten worden gemaakt. Bij de keuze van de afdeklaag zal eveneens rekening gehouden worden met vlakheidseisen die gelden bij het direkt plaatsen van de pijlers.

De samenstellingen van de overige drempelgedeelten vloeien voort uit beschouwingen over optredende waterdrukken en drukverschillen t.g.v. verval en golven in en over de drempel, waarbij ontlasting van deze drukken beurtelings plaatsvindt via de kruin en de taluds of een combinatie hiervan.

In totaal zijn 6 varianten in beschouwing genomen die als volgt zijn aangeduid:

- a. open drempelkonstruktie
- b. gesloten drempelkonstruktie met drukontlasting in de taluds
- c. half gesloten drempelkonstruktie met drukontlasting onder dorpelbalk
- d. gesloten drempelkonstruktie met drukontlasting onder dorpelbalk
- e. drempelkonstruktie met drukontlasting onder de vervalspreider
- f. half gesloten drempelkonstruktie met drukontlasting in kruin en talud OS-zijde.

De vormgeving van deze drempels is weergegeven in de figuren nrs. 7.1.1. t/m 7.1.3.

Om te komen tot een keuze in deze varianten is een kostenopstelling gemaakt op basis van vergelijkingsprijzen. De hiervoor gehanteerde uitvoeringsmethoden zijn reeds in de 2e interimnota drempelontwerp, hoofdstuk 10, aangegeven.

De bepaling van de dikte van de steenasfalttoplagen in de verschillende ontwerpen vond plaats door berekening van de over- en onderdrukken op deze lagen ten gevolge van:

- a. statische belasting door verval van 6.30 m;
- b. dynamische belasting door staande golven (deining) met een periode $T \approx 10$ sec. en een hoogte $H_{\max} \approx 5$ m, waarbij een reflectie coëfficiënt van 0,7 in rekening werd gebracht;
- c. dynamische belasting door golven (zeegang) met een periode $T \approx 6$ sec. en $H_{\max} \approx 4$ m met reflectie coëfficiënt van 0,7.

Deze belastingen werden beurtelings bepaald bij gesloten kering en bij weigerende schuif, zowel bij vloed- als bij ebverval (als ebverval werd hierbij 4,5 m in rekening gebracht).

Voor de golfbelasting zijn 3 fasen beschouwd, te weten

$t = 0$ sec., $t = \frac{1}{4}T$ en $t = \frac{1}{2}T$. Superponeren van de grootste optredende drukken of elkaar versterkende drukken leverde uiteindelijk de maximum naar boven gerichte drukken onder de bekleding op verschillende punten, waarmee de dikte van de steenasfaltlagen was te bepalen. Voor steenasfalt onder water werd gerekend met een dichtheid van 1,4. Voor de berekeningen wordt verwezen naar 5.8.

7.2. Bouwfasen

Op bijlagen bij het 2e interimrapport drempelontwerp zijn intertijd van de eerste vier van de in hoofdstuk 7.1. genoemde drempelvarianten de verschillende bouwfasen getekend. Deze bouwfasen zijn tot en met de laag 10/60 van de kern voor alle ontwerpen gelijk. Deze bouwfasen wijken af van de bouwfasen zoals die bij het aanbevolen ontwerp in hoofdstuk 8.2 worden beschreven, daar het ontwerp op enkele punten is gewijzigd en de uitvoeringsgroep van andere uitgangspunten, m.n. voor het verdichten van de ondergrond, uitgaat. Het leek niet zinvol thans voor alle ontwerpvarianten opnieuw aangepaste bouwfase tekeningen te maken aangezien de onderlinge verschillen geen rol spelen bij de keuze.

De toleranties in ongelijkheid bij oplevering van de diverse bouwfasen zijn enerzijds bepalend voor de uiteindelijke toe te passen laagdikten van de verschillende materialen en zijn anderzijds afhankelijk van het toe te passen materieel. Een nauwkeurige kostenbatenanalyse hiervan zal bepalend kunnen zijn voor de wijze van uitvoering, voor zover deze analyse geen beperkingen wordt opgelegd door de uit oogpunt van de planning vereiste voortgangssnelheid.

De toleranties zullen eveneens in hoofdstuk 8.2 bij het aanbevolen ontwerp worden behandeld.

7.3 Technische evaluatie

De 4 drempelschetsontwerpen uit de 1^e nota moesten worden getoetst op de elementen kwaliteit, planning en kosten. De kwaliteit heeft in eerste instantie betrekking op het ontwerp bij ideale uitvoering. Daarnaast is aandacht besteed aan de gevolgen van een niet ideale uitvoering of overschrijding van de ontwerpomstandigheden.

Naar aanleiding van deze gegevens is de reeds in drempelnota 2 gepresenteerde scorekaart aangepast en uitgewerkt.

Ter voorkoming van misverstanden wordt vermeld dat een + steeds duidt op een voorkeur voor een bepaalde oplossing of variant, een 0 betekent een indifferentie, terwijl een - een nadeel is.

1.2^a. Uitvullaag op blokkenmat

	met vervalspreider				zonder vervalspreider			
	I	II	III	IV	I	II	III	IV
stroombest.bouwfase ¹⁾	o/+	o/+	o/+	o/+	o	o	o	o
filterfunctie eindfase	+	+	+	+	+	+	+	+
steun aan constructie	+	+	+	+	+	+	+	+
lek	o	o	o	o	o	o	o	o
invloed inzanding	o	o	o	o	o	o	o	o
extrapolatie t.o.v. bekende techniek	o	o	o	o	o	o	o	o

1.2^b. Uitvullaag op grove afdeklaag van fundatiebed

stroombest.bouwfase	+	+	+	+	+	+	+	+
filterfunctie eindfase	+	+	+	+	+	+	+	+
steun aan constructie	+	+	+	+	+	+	+	+
lek	o	o	o	o	o	o	o	o
invloed inzanding	o	o	o	o	o	o	o	o
extrapolatie t.o.v. bekende techniek	o	o	o	o	o	o	o	o

1.3.1.Vervalspreider

	Asfalt	Folie
Rek-eigenschappen	o/-	+
sterkte-eigenschappen	o	o
gevoeligheid v.beschadiging	+	o
duurzaamheid	+	o ?
extrapolatie t.o.v. bekende techniek	+	o
deformaties	-/o	+

1.3.2.Vervalspreider

	I	II	III	IV
nut/noodzaak in ontwerp	o	+ ²⁾	o	o
gevolgen van lekken/spleten indien wel aangebracht.	o	+	o	o

1) wordt + indien vervalspreider direkt wordt aangebracht

2) wil zeggen : achterwege laten goed mogelijk

1.4. Drempelkern

	I	II	III	IV
filterfunctie eindfase	+	+	+	+
stroombestendigheid bouwfase	+	+	+	+
lek	o	+	o	o
invloed inzanding	o	o/-	o/-	o/-
steun aan de pijler	o	o	o	o

1.5. Toplaag

1.5.1.O.S.Zijde

Stabiliteit tegen stroom (weig.schuif)	+	+	+	+
stabiliteit tegen overdrukken	+	+/- ¹	+	+
stabiliteit tegen golfoverslag	+	+	+	+
duurzaamheid	+	o/- ¹⁾	o	o
steun aan de pijler	o	+	o	o
mate van extrapolatie	+	o	o	o
aangroeiing en gevolgen	o	-	-	o

1.5.2.Zeezijde

stabiliteit stroom(ebverval weig.schuif)	+	+	+	+
stabiliteit staande golf	+	+	+	+
stabiliteit tegen overdrukken	+	+	+	+
duurzaamheid	+	o	o	o
steun aan de pijler	o	+	o/+	o/+
mate van extrapolatie	+	o	+	o
aangroeiing en gevolgen	o	-	o	-

1.6 . Aanstortingen

stabiliteit	+	+	+	+
bijdrage aan kwaliteit drempel	+	+	+	+
verbetering in gehele kering	o	o	o	o

1) afhankelijk van aanstorting

Hoofdgroep 2

Uitvoeringsaspecten.

2.1. Mogelijkheden tot aanbrengen van materialen volgens specificaties.

	I	II	III	IV
Fundatiebed	-	-	-	-
Uitvullaag	+	+	+	+
Vervalspreider	o/-	o/-	o/-	o/-
Drempelkern	+	+	+	+
Drempeltoplaag	+	o/-	o	o
Aanstortingen	o	o	o	o

2.2. Noodzaak tot het toepassen van onbekende technieken bij het aanbrengen van :

	I	II	III	IV
Fundatiebed	-	-	-	-
Uitvullaag	+	+	+	+
Vervalspreider	o	o	o	o
Drempelkern	+	+	+	+
Drempeltoplaag	+	+	+	+
Aanstortingen	+	+	+	+

2.3. Noodzaak tot het toepassen van onbekende technieken bij het verdichten van :

	I	II	III	IV
Fundatiebed	+			
Uitvullaag	o			
Drempelkern	o			

2.4. Kans op het niet voldoen aan de eisen t.g.v. storingen bij de uitvoering.

	I	II	III	IV
Fundatiebed	-	-	-	-
Uitvullaag	o	o	o	o
Vervalspreider	o	o	o	o
Drempelkern	+	+	+	+
Drempeltoplaag	+	o	o	o
Aanstoringen	o	o	o	o

2.5. Aanneembaarheid.

	I	II	III	IV
Aanneembaarheid incl. risico aanzanding				
Aanneembaarheid aanzanding				

Hoofdgroep 3

3.1. Gevoeligheid voor het overschrijden van maatgevende omstandigheden.

	Verval				Golven			
	I	II	III	IV	I	II	III	IV
Fundatiebed	o	o	o	o	o	o	o	o
Uitvullaag	o	o	o	o	o	o	o	o
Vervalspreider	o	o	o	o	o	o	o	o
Drempelkern	o	o	o	o	o	o	o	o
Drempeltoplaag	+	-	-	+	+	o	o	o
Aanstoringen	o	o	o	o	o	o	o	o

3.2. Herstelmogelijkheden.

	I	II	III	IV
Toplaag	+	-	-	-
Aanstoringen	+	+	+	+

Hoofdgroep 4

Gevoeligheid voor uitvoeringsonnauwkeurigheden.

	I	II	III	IV
Fundatiebed	o	o	o	o
Uitvullaag	o	o	o	o
Vervalspreider	o	o	o	o
Drempelkern	o	o	o	o
Drempeltoplaag	+	o	o	o
Aanstortingen	-	-	-	-

7.6. Voorlopige keuze

7.6.1. Cunet

Aanbevolen wordt het cunet in twee fasen uit te voeren ten-einde de invloed van tussentijdse aanzanding zoveel mogelijk te elimineren. Om planningstechnische redenen wordt voorts aanbevolen de breedte van het cunet tot een uiterst minimum te beperken. Van grondmechanische zijde wordt gevreesd dat de thans gekozen bodembreedte van 50 m niet voldoende is aangezien het gebied met verhoogde cyclische waterspanningen zich dan nog uitstrekt onder het talud ter plaatse van de overgang zand/zeegrind. De taluds van het cunet zijn 1:7 i.v.m. de aansluiting van de stortebedden en uit stabiliteitsoverwegingen. De taluds van de grondverbetering zijn aanbevolen als 1:4.

7.6.2. Fundatiebed

Het fundatiebed is één van de belangrijkste onderdelen van de drempel, mede doordat ook de pijlers op deze laag zijn gefundeerd.

Als gevolg van de hoge eisen die mede daarom worden gesteld zijn de marges van de ontwerper klein. Het hoeft dan ook geen verbazing te wekken dat voor het fundatiebed geen alternatieven naast elkaar konden worden gezet.

De opbouw in een twee lagen systeem met een totale dikte van ten minste 3,5 m. wordt gezien als de enige aanvaardbare oplossing om de optredende dynamische verhangen in te perken en de filterwerking te bevorderen. Het gebruik van een zanddichte mat aan de onderzijde wordt ontraden i.v.m. de mogelijkheid van dichtslaan. Het aanbrengen van het fundatiebed zal met veel zorg dienen te geschieden. Het ontwikkelen van materieel voor aanbrengen, verdichten en vlakken dient de komende maanden de hoogste prioriteit te verkrijgen.

De keuze van de afdekking van het fundatiebed ligt nog open. I.v.m. het onderdrukken van piping, en de mogelijkheid om voor de uitvullaag en iets grover materiaal te kiezen gaat de voorkeur van het drempelburo in de richting van de grove top laag.

Problemen met enerzijds de stabiliteit in bouwfase en anderzijds de groutdichtheid van de grove top laag kunnen nog leiden tot de keuze van een mat. In dat geval gaan de gedachten uit naar de zgn. postzegeloplossing.

7.6.3. Uitvullaag

De maximale afmeting van het materiaal van de uitvullaag ligt vast door de wens dat fundatiebedmateriaal niet kan uitspoelen. Veiligheidshalve wordt deze eis óók gehanteerd als het bed wordt afgedekt door een mat, die immers plaatselijk beschadigd zou kunnen zijn. De uit deze eis voortvloeiende diameter is een gradatie van 5 - 15 of maximaal 5 - 20 cm.

Deze afmeting is bij een dichtheid $\rho = 2650 \text{ kg/m}^3$ niet steeds voldoende om de stroombestendigheid te waarborgen. Aanbevolen wordt om in Roompot en Schaar een grotere soortelijke dichtheid toe te passen en bij de uitvoering alert te zijn op het voorkomen van erosie bijv. door te storten in periode van dood tij. Eventueel herstel na inspectie kan voor de verdere drempelopbouw plaatsvinden.

E.e.a. wordt vanuit ontwerpoogpunt aanvaardbaar geacht.

Wordt het fundatiebed afgedekt met een grove top laag, dan zou ook de afmeting van het materiaal in de uitvullaag grover kunnen worden gekozen.

I.v.m. mogelijke zetting van de uitvullaag en de gevolgen daarvan voor de vervalspreider dient de uitvullaag te worden verdicht. Ten behoeve van de grondmechanische stabiliteit is verdichting geen noodzaak meer.

7.6.4. Vervalspreider

De vervalspreider brengt de verhangen in het fundatiebed door verval en golfdoordringing terug van ca. 50% tot ca. 15% althans onder de dorpelbalk. Aan voor en achterzijde van de constructie, waar de dynamische verhangen het grootst zijn, in de orde van 200 à 300% nemen de statische verhangen zelfs iets toe door de aanwezigheid van de vervalspreider.

Het lijkt goed nog eens te wijzen op de oorsprong van de vervalspreider. Het idee om dit constructieelement toe te passen ontstond in een periode dat er geen sprake was van dynamische verhangen, terwijl gevreesd werd dat het onmogelijk was een granulaire filter op te bouwen dat verhangen groter dan enkele tientallen procenten zou kunnen weerstaan.

Inmiddels is een aantal secundaire voordelen van de vervalspreider onderkend, Deze zijn

- vorming van een zanddichte laag betrekkelijk laag in de drempel
- vorming van een erosierem in de drempel bij aantasting van de top laag
- voorkoming van een driedimensionaal stroombeeld onder de pijler.

Ook is kort geleden een mogelijk bezwaar van de vervalspreider naar voren gekomen:

- mogelijke aanzet voor een diep gelegen glijvlak en in bepaalde omstandigheden bron van deformatie van de drempel, met eventuele consequenties voor de dimensionering van de dorpelbalk.

Naar het oordeel van de ontwerpers wegen de secundaire voor- en nadelen niet zeer zwaar aangezien de secundaire werking en/of de voordelen ervan ten minste onderhevig zijn aan gereede twijfel. De ontwerpers neigen er daarom toe om voor te stellen de vervalspreider achterwege te laten. Deze neiging wordt in belangrijke mate versterkt door overwegen van kosten en planning.

Zo de vervalspreider achterwege blijft, is verdichten van de uitvullaag anders dan onder de dorpelbalk niet noodzakelijk.

7.6.5. Drempelkern

In de oorspronkelijke ontwerpalternatieven werd de drempelkern opgebouwd gedacht uit stortsteen 10/60 en 60/300.

Een voordeel van deze keuze was het feit dat het grensvlak niet zeer precies hoefde te worden afgewerkt. Gezien het geringe verschil in eenheidsprijzen tussen 10/60 en 60/300 leek en lijkt deze redenering houdbaar. Tegen de achtergrond van de wens om de kosten zoveel mogelijk te beperken werd opnieuw overwogen fosfor-slakken in de kern toe te passen.

Integrale toepassing is niet wenselijk om de volgende redenen:

1. de stroombestendigheid is op de meeste plaatsen onvoldoende
2. gevreesd wordt dat verbrijzeling en daarna uitspoeling van fijne delen kan optreden. Dit is zeker in de omgeving van de dorpelbalken ongewenst gezien de grote verhangen en het gevaar van spleetvorming onder de dorpelbalk.

Daarom is thans voorgesteld de kern onder de dorpelbalk op te bouwen uit stortsteen 10/60 en daarbuiten uit fosforslakken. Het grensvlak tussen fosforslakken en de laag 60/300 zal met de nodige zorg moeten worden afgewerkt om te waarborgen dat steeds een voldoende dikke laag 60/300 aanwezig is. Het is op het moment dat deze nota wordt samengesteld nog niet geheel duidelijk of de iets meer gecompliceerde uitvoeringsmethode opweegt tegen de voordelen die tot uiting komen in de gehanteerde eenheidsprijzen. Op basis van de verkregen grondmechanische adviezen is door de PGO besloten de berm van 10 m aan O.S.-zijde achterwege te laten.

7.6.6. Drempeltoplaag

Het drempelburo adviseert te kiezen voor een open top laag bestaande uit stortsteen 6-10 ton bij een dichtheid van 2800 kg/m^3 à 3000 kg/m^3 . In technisch opzicht spreken de volgende argumenten:

- de stabiliteit is ruimschoots voldoende met behoorlijke nauwkeurigheid
- het aanbrengen is mogelijk, zelfs bij storten vanaf de waterlijn
- eventuele uitvoeringsonnauwkeurigheden brengen de stabiliteit niet in gevaar
- na het optreden van een weigerende schuif situatie, maar ook bij het optreden van eventuele zettingen is reparatie mogelijk door het bijstorten van materiaal.

Voor de diverse gesloten toplagen staan daar de volgende overwegingen tegenover:

- de stroombestendigheid is zeker voldoende
- mits voldoende dik uitgevoerd bestaat geen gevaar voor oplichten. "Ademen" van de constructie wordt in verband met scheurvorming als onaanvaardbaar gezien.

- de dimensionering i.v.m. met overdrukken is sterk gevoelig voor verschillen in doorlatendheid t.g.v. aangroei of aanzanding.
- het aanbrengen levert geen bijzondere problemen op, hoewel de aanwezigheid van zandlagen tussen opvolgende stortten wellicht een nadelige invloed heeft op de stabiliteit
- bij beschadiging of het optreden van zettingen is afdoende reparatie moeilijk
- de oorspronkelijke gedachten om bij de geheel gesloten topklaag de aanstortingen achterwege te laten blijkt niet haalbaar.

Naast de technische overwegingen speelt uiteraard ook de kostenfactor een rol. Beide keuzebepalende overwegingen wijzen in de richting van de open topklaag. Er wordt op gewezen dat in het derde kwartaal van 1978 een beslissing moet worden genomen teneinde de eventuele steenlevering tijdig op gang te kunnen brengen.

8. Voorkeursontwerp

8.1. Aanbevolen ontwerp

8.1.1. Inleiding

Na overwegingen van zowel de ontwerp- als de uitvoeringsaspecten waarbij tevens betrokken zijn de kosten en de mogelijkheden van leverantie van de materialen, heeft het Drempelburo besloten de open, afgezien van de eventuele vervalspreider geheel uit steenachtige materialen opgebouwde drempel aan te bevelen. Zoals uit de voorgaande hoofdstukken reeds blijkt zijn de technische aspecten in voldoende mate onderzocht en onderbouwd. Verfijningen in sommige onderdelen zullen in het voortgezet onderzoek plaatsvinden. De vraagpunten in de uitvoeringsmethoden hangen in hoofdzaak samen met de mogelijkheden en keuze van beschikbaar en/of nieuw te ontwikkelen materieel, doch zijn niet bepalend voor de keuze van de drempelconstructie, daar deze vraagpunten voor de verschillende varianten identiek zijn.

De samenstelling van deze open drempel is na verwerking van de laatste onderzoeksgegevens en de hieruit ontstane inzichten enigszins gewijzigd ten opzichte van de open drempel zoals die werd gepresenteerd in het 2e interimrapport drempelontwerp*.

Deze wijzigingen hebben in hoofdzaak betrekking op:

- cunetafmetingen
- samenstelling van het fundatiebed
- afdekking van het fundatiebed
- vervalspreider
- samenstelling van de kern
- breedte van de kruin
- vormgeving aanstortingen.

Als onderdelen van de drempel kunnen worden onderscheiden:

1. cunet met eventuele grondverbeteringen
2. fundatiebed in 2 lagen
3. afdeklaag van fundatiebed
4. uitvullaag tussen pijlervoeten
5. kern
6. afdeklaag op kern

* Nota Drembu-M-78.012 2e interimrapport drempelontwerp.

- 7. toplagen
- 8. aanstortingen.

De figuratie van deze drempel, zowel bij diepe als geringe ingraving, is weergegeven op bijlage nr. 1.

8.1.2. Bouwfasen en toleranties

Op de bijlagen nrs. 2 en 3 zijn de verschillende fasen van uitvoering van de drempel weergegeven. Waar nodig is de verdichting van de lagen aangegeven in de fase waarin de betreffende laag wordt aangebracht. De noodzaak van verwijderen van aanzanding zal in de navolgende beschrijving van de verschillende bouwfasen worden behandeld.

fase 1 Opruimen bodembescherming

De breedte van de op te ruimen strook bodembescherming wordt bepaald door het punt waar een lijn met helling 1:4 van uit de randen van de cunetbodem de bestaande bezinking snijdt.

Voor deze strookbreedte geldt een minimum van 90 m in verband met het plaatsen van spudpalen van het verdichtingsponton, waarvan 50 m aan de Oosterscheldezijde en 40 m aan de zeezijde van de as.

Waar inbaggeringen plaatsvinden om voldoende vaardiepte voor het transport van de pijlers te kunnen bieden wordt de op te ruimen hoeveelheid zinkwerk bepaald door de benodigde manoeuvreerruimte van het hefschip. In enkele gevallen zullen tenslotte grondverbeteringen ter plaatse van het cunet mede bepalend zijn voor de grootte van het op te ruimen oppervlak.

Bij het bepalen van de hoeveelheden wordt aangenomen dat het opruimen geschiedt met een gemiddelde sneedikte van de baggermolen van 2 m, om te bereiken dat zinkwerk waarop aanzanding heeft plaatsgevonden alsmede randbalken en bestortingen zoveel mogelijk zijn verwijderd.

fase 2 Baggeren verdichtingsleuf

De diepte waarop de verdichtingsleuf wordt gebaggerd is afhankelijk van de mate van inzanding in de periode die verloopt tussen het baggeren en het verdichten. Het lijkt aannemelijk om uit te gaan van maximaal 5 m aanzanding t.g.v. neerslaan van zand op een bepaald aantal plaatsen in het cunet zodat bij een uiterste penetratiediepte van 15 m van de trilnaalden de diepte van de verdichtingsleuf bepaald is op maximaal 10 m boven het vereiste verdichtingsniveau ter plaatse. Deze aanzanding zal worden bepaald aan de hand van het tijd-wegdiagram. Uit de beschikbare capaciteit voor dit baggerwerk en het tijdstip van inzetten van het verdichtingspontoon en de voortgangssnelheid hiervan zal de uiteindelijke diepte van de verdichtingsleuf bepaald moeten worden.

De taluds van deze ingraving mogen niet steiler zijn dan 1:7 om zettingsvloeiingen tijdens het verdichten, en daardoor schade aan de spudpalen van het verdichtingspontoon en de geleidestangen van de naalden te voorkomen. Een bodembreedte van 90 m is wenselijk om in een vlakke bodem te kunnen verdichten.

De gehele verdichtingsleuf valt overigens binnen het uiteindelijk te maken cunet zodat de vorenbeschreven configuratie zonder bezwaar valt te realiseren. In deze fase te stellen eisen aan vlakheid na oplevering zijn afhankelijk van de ongelijkheid die acceptabel is voor het verdichtingspontoon en kunnen worden gesteld op + en - 0,50 m.

fase 3 Verdichten ondergrond

De verdichting van de ondergrond vindt plaats in drie stroken van 26 m breed, totaal dus 78 m, waarvan 43 m ten oosten van de as en 35 m westelijk daarvan. In verband met het versmallen van de cunetbodem zal het nodig zijn de buitenste stroken + 1 m hoger te verdichten dan het niveau van de cunetbodem omdat een gedeelte van de drukkrachten door de pijler via de verdichte taluds overgebracht zullen worden op de ondergrond. De overige aspecten van het verdichten en het bijbehorende grondonderzoek worden begeleid door projectburo II en vallen derhalve buiten het kader van deze nota.

fase 4. Ontgraven cunet en maken van grondverbeteringen

De bodembreedte van het cunet is bepaald op 50 m, met aansluitende taluds van 1:7. De diepte is afhankelijk van het fundatieniveau van de pijlers (aangegeven op bijlage 4) en van plaatselijke grondverbeteringen. Voor deze grondverbeteringen wordt een bodembreedte aangenomen van eveneens 50 m, waarbij in het kleihoudende zand taluds van 1:4 gebaggerd moeten kunnen worden.

Op bijlage 4 zijn de vermoedelijke diepten eveneens aangegeven. Na ontgraven van deze grondverbeteringen zal, naast de inzanding die wellicht optreedt, aanvulling met het gegradeerde grof zand plaatsvinden. Dit materiaal wordt in lagen van maximaal 4 m aangebracht en verdicht door middel van oppervlakteverdichting.

Daar de in de volgende fase aan te brengen laagdikte grof zand minimaal 1,50 bedraagt, moet aan de vlakheid van het cunet als eis gesteld worden + en - 0,25 m. Het verwijderen van aanzanding vóór het aanbrengen van een laag grof zand zal moeten plaatsvinden indien plaatselijk aanzanding tot boven het uit de vlakheidseisen toegestane niveau wordt aangetroffen.

Na het aanbrengen van zeegrind tot het niveau van de cunetbodem kan de volgens het drempelontwerp benodigde laag grof zand (0,3 - 1 à 2 mm) ter plaatse van deze grondverbeteringen vervangen worden door zeegrind van 0,3 - 32 mm.

fase 5 Zand 0,3 - 1à2 mm in fundatiebed

Na het verwijderen van de mogelijke aanzanding wordt een laag grof zand in een gradatie van 0,3 - 1à2mm ter dikte van minimaal 1,50 m, zo mogelijk 2m, aangebracht.

Nader onderzoek zal moeten aantonen of dit zand in de juiste samenstelling direct uit de Noordzee is te betrekken, dan wel uitgezeefd dient te worden uit te winnen zeegrind, waarbij de resterende grovere fracties wellicht kunnen dienen bij het samenstellen van de zeegrindgradering voor de volgende fase.

Ook voor deze fase kan gesteld worden dat de vlakheidseisen liggen tussen + en - 0,25 m om de opbouw van een goede filterlaag te kunnen realiseren, e.e.a. mede afhankelijk van de te kiezen laagdiktes. In verband daarmee kan wellicht een grotere tolerantie worden geaccepteerd. Plaatselijke opzanding ter dikte van orde en decimeter zal geen bezwaar opleveren. Grotere aanzandingen dienen te worden verwijderd.

fase 6 Zeegrind 0,3 - 32mm in fundatiebed.

De keuze van de gradering van dit zeegrind is bepaald door de eis dat ingesloten zandlenzen, die ontstaan tijdens de uitvoering van deze laag, niet kunnen uitspoelen uit het onthullende materiaal bij hoge verhangen. Het in de juiste samenstelling in het cunet brengen van dit materiaal is daarom beslissend voor de uiteindelijke functie. Na het aanbrengen in een laagdikte van 1,50 m zal eventuele aanzanding moeten worden verwijderd vlak voor het verdichten. Met de toe te passen oppervlakteverdichting over de gehele oppervlakte van het zeegrind wordt ook het onderliggende grove zand meeverdicht. Onderzoek is nog gaande.

Afwijkingen ten opzichte van het theoretisch niveau zijn in deze fase afhankelijk van de keuze van afdekking van dit zeegrind. In geval deze afdekking zal bestaan uit een steenlaag zal de vlakheid van het grind kunnen liggen tussen + en - 0,25m, omdat later de steenlaag wordt gevlakt. Indien een mat (blokkenmat o.d.) wordt gekozen zal direct een vlakheid vereist zijn van + en - 0,10 m. Aanzanding dient ten alle tijden verwijderd te worden.

fase 7 Afdekking fundatiebed

Voor deze fase bestaan bij het verschijnen van deze nota nog twee wegen open, te weten: een laag gebroken steen in een sortering van 2 tot 200 mm, of een afdekmat.

Bij de steenlaag als afdekking geldt als voorwaarde dat deze laag in de bouwfase stroombestendig moet zijn, intern stabiel in de eindfase en als filter kan dienen op het zee-grind. De poriëngrootte dient afgestemd te zijn op de groutmethode om verliezen hierbij te beperken. Uit onderzoek naar de stabiliteit in de bouwfase blijkt dat deze afdeklaag met name in grote delen van de Roompot en de Schaar niet voldoet. Onderzocht zal worden of deze plaatsen geheel afgedekt moeten worden met een mat of dat kan worden volstaan met een gedeeltelijke afdekking m.b.v. matten ter plaatse van de pijlers, waartussen dan reeds uitvulmateriaal op de afdeklaag wordt aangebracht vóór het plaatsen van de pijlers. Nagegaan dient te worden in hoeverre de steengroeven in staat zijn deze samenstelling van steen in de juiste gradering te leveren binnen redelijke kostengrenzen. Tenslotte geldt als eis aan deze steenlaag dat het verwijderen van aanzanding kan plaatsvinden met een dustpanzuigkop zonder steenmateriaal hieruit te verwijderen (het z.g. selectief zuigen). Onderzoek hiernaar is gaande.

In verband met het direct plaatsen van de pijlers wordt een vlakheid geeist van + en - 0,10 m. De steenlaag wordt over de gehele oppervlakte verdicht.

Een blokkenmat als afdekking op het zeegrind kan bezwaar opleveren ter plaatse van de overlappen van de verschillende stukken, waarmee de vlakheidseisen worden overschreden.

Het verdient evenwel aanbeveling na te gaan welk gewicht aan vaste ballast op deze mat nodig is in de bouwfase, waarbij ballasten van een gebied rond de pijler met behulp van uitvulmateriaal tot de mogelijkheden behoort. Wellicht kan hiermee het gewicht van de vaste ballast worden beperkt. Indien toepassing van zanddichte mat onder de asfaltmastiek van de stortebedden nodig is zal de afdekking van het zeegrind met een tot onder de stortebedden doorlopende en op de bestaande bezinking aansluitende mat de voorkeur verdienen om uitvoerings- en planningstechnische redenen.

fase 8 Asfaltmastiek voor stortebedden

Bij het ontwerp van de drempel is tot nu toe uitgegaan van stortebedden van asfaltmastiek ter dikte van ca. 1 m.

Een definitieve vormgeving van deze stortebedden wordt bij het verschijnen van deze nota voorbereidt door projectburo II. Een en ander houdt in dat de tenen van de taluds mogelijk nog enige wijziging ondergaan teneinde een goede aansluiting van de drempel met de stortebedden te verzekeren.

fase 9 Aanbrengen van gedeelten uitvullaag tussen de pijlers

In verband met de stabiliteit van de afdeklaag van het fundatiebed kan overwogen worden om gedeelten van de uitvullaag aan te brengen vóór het plaatsen van de pijlers. Tevens kan deze uitvulling benut worden als gedeeltelijke ballast aan de randen van de eventueel toe te passen afdekmaten t.p.v. de pijler (fase 7).

fase 10 Plaatsen pijlers

Vóór het plaatsen van de pijlers dient aanzanding over een oppervlakte van circa 28 x 53 m volledig te worden verwijderd. Het plaatsen van de pijler valt door het overige onder projectburo IV en V.

fase 11 Voltoeien uitvullaag

Na het plaatsen van de pijler wordt de uitvullaag aangevuld tot tegen de pijlervoet en tot aan de bovenrand hiervan. Ook voor en achter de pijlervoet wordt de uitvullaag aangebracht. Na voltooiing van de uitvullaag wordt deze verdicht door oppervlakteverdichting over een doorlopende strookbreedte van 5 m aan de zeezijde, tussen de pijlers geheel en aan de Oosterscheldezijde over een doorlopende strookbreedte van 10 m. Om vooral bij de minimum drempelhoogte een goede (filter-) opbouw van de opvolgende lagen mogelijk te maken wordt een vlakheid van + en - 0,25 m aangehouden.

fase 12 Kern van stortsteen 10-60 kg

Op de uitvullaag wordt een kern van stortsteen 10-60 kg aangebracht onder de later te plaatsen dorpelbalk. Deze kern wordt over de gehele kruinbreedte van 12 m verdicht. Aanzanding op de uitvullaag wordt niet verwacht. De afwerking in hoogte zal eveneens in orde van grootte van + en - 0,50 m liggen, teneinde de laagopbouw onder de dorpelbalk niet te bemoeilijken.

fase 13 Kern van fosforslakken

Naast de in fase 12 gestorte kern van stortsteen 10-60 kg worden fosforslakken aangebracht. In verband met de stabiliteit van de slakken in de bouwfase zal toepassing van een grove sortering slakken nodig zijn. Zettingen t.g.v. uitspoelen van de fijne fracties worden daardoor voorkomen. De fosforslakken worden niet verdicht om verbrijzeling door verdichten te voorkomen. De vlakheidseisen zijn voor deze fase minder stringent en kunnen worden gesteld op + en - 0,50 m.

fase 14 Steen 60-300 kg

De in deze fase aangegeven laagdikte van 1,20 m geldt als minimum. Deze laag is uit filteroogpunt onder de toplaag van steen 1-3 ton wenselijk, doch onder de steen 6-10 ton aan de andere zijde van de drempel noodzakelijk. Deze steenslag wordt over een breedte van 12 m onder de dorpelbalk verdicht. Onder deze dorpebalk is een vlakheid vereïst van + en - 0,50 m, daarbuiten kan een grotere ongelijkheid worden geaccepteerd.

Fase 15 Kern van steen 1-3 ton onder dorpelbalk

Om een juiste spleethoogte (0,50 m) onder de dorpelbalk te construeren wordt ter plaatse een rug van steen 1-3 ton gestort die kan worden gevlakt door uitvullen met steen 60-300 kg. Stenen die boven het aangegeven niveau uitsteken worden verwijderd. De vlakheidstoleranties liggen in dit gedeelte van de drempel tussen + 0,10 en - 0,20 m.

fase 16 Toplagen van steen 1-3 ton en 6-10 ton

Gezien de afmetingen van deze stenen zullen de toleranties in hoogte mogen variëren van + 1,00 m tot - 1,00 m. Tegen de pijlers wordt de steen gezet, ter bescherming van de betonconstructie, in de overige gedeelten gestort zoals reeds in hoofdstuk 6 is vermeld.

fase 17 Aanbrengen dorpelbalken

Deze fase is tussengevoegd om de plaats en de figuratie van de aanstortingen te kunnen weergeven. Het plaatsen van de dorpelbalken valt onder projectburo V.

fase 18 Aanstortingen tegen dorpelbalk

Voor deze aanstortingen geldt dezelfde uitvoeringswijze als voor de toplagen, met dien verstande dat langs dorpelbalk de steen eveneens gezet dient te worden. De ingelijheid aan het oppervlak zal kunnen variëren van 0 tot + 1 m.

8.1.3. Tijd-wegdiagram

Teneinde ondermeer inzicht te krijgen in de hoeveelheden van de aanzanding in de verschillende bouwfases zal worden gebruik gemaakt van het tijd-wegdiagram, zoals dat wordt gepresenteerd in deel 4, fig. 5.3.1. Gewijzigde inzichten in uitvoering en/of materieelkeuze zullen steeds leiden tot aanpassing van dit diagram, zodat het hier gepresenteerde niet als definitief kan worden gezien.

In deel 6 (uitvoeringsaspecten fundatiebed) is eveneens een tijd-wegdiagram opgenomen, dat voor wat betreft de uitvoering van het fundatiebed reeds afwijkt van het bovenvermelde tijd-diagram, door de inmiddels verder uitgewerkte voorstellen omtrent de fundatiebeduitvoering.

Voor het overige zijn geen vergaande wijzigingen ten opzichte van PGO-nota 6 in dit schema aangebracht.

8.2. Planning

In het navolgende zal de activiteitenplanning van het aanbevolen drempelontwerp op een aantal punten worden toegelicht en de data worden genoemd waarop bepaalde beslissingen uiterlijk genomen moeten worden om het tijd/weg-diagram te kunnen aanhouden.

Als uitgangspunt van het aanbevolen drempelontwerp is het tijd/weg-diagram genomen, zoals dat in deel 6: Uitvoeringsaspecten fundatiebed, is gepresenteerd.

8.2.1. Afwerken cunet en aanbrengen fundatiebed

- Ontwikkeling bijzonder materiëel.

De belangrijkste beslissing die genomen moet worden per 1 oktober 1978 is de keuze van de toplaag van het fundatiebed. Hiermee hangt de vlakmethode samen welke zal worden toegepast. Ongeacht of voor vlakken d.m.v. aanbrengen of vlakken d.m.v. verwijderen wordt gekozen moet uiterlijk per 1 oktober 1978 met het definitief ontwerp worden begonnen.

Voor de stortspread-installatie resp. het vlakframe. Zoals uit de planning blijkt (fig. 8.2.1.) is deze activiteit kritisch als men in augustus 1980 met het aanbrengen van de toplaag en het vlakken wil beginnen.

- Materiaal

Bij de planning voor aanvoer en verwerking van grof zand en grind is ervan uitgegaan dat het grove zand uit het te winnen zeegrind wordt gezeefd.

8.2.2. Drempelopbouw

- Materiaal

Bijzondere aandacht vraagt de levering van basalt uit de groeve(n), waaruit de stortsteen 10/60 kg, 1/3 ton en 6/10 ton worden geleverd.

De uitgangspunten zijn:

- de levering is gespreid over 4 jaar.

- omdat bij het springen in de groeve alle maten steen vrijkomen, zal de laatste levering van steen gebeuren ca. een halfjaar vóór het verwerken van de steen 10/60 kg eindigt. Dit is de steen waarvan de verwerking het eerst eindigt.

De periode van een halfjaar is gekozen om stagnatie in de levering op te vangen.

De konsequenties zijn:

- de levering zal uiterlijk 1 januari 1980 moeten aanvangen
- op 1 oktober zal een beslissing moeten worden genomen over de keuze van steen.

8.3. Kosten

8.3.1. Algemeen

De kosten zijn begroot voor het drempelontwerp zoals aangegeven op bijlage 1 van deel 1 en de hierbij behorende hoeveelheden. Bij de bepaling van de hoeveelheden zijn de reeds verrichte werkzaamheden zoals het opruimen van bodembescherming en het baggeren van een proefcunet buiten beschouwing gelaten.

Met betrekking tot de methode van uitvoering is voor het baggeren van het cunet en het aanbrengen van het fundatiebed de in deel 6 genoemde uitvoeringswijze gevolgd en voor de verdere opbouw van de drempel is de in PGO-nota nr. 6 genoemde uitvoeringsmethode aangehouden.

Het prijspeil, waarop de raming is afgestemd, is van 1-08-1978.

In de bedragen zijn de normale winst- en hoofdkantoorpercentages, alsmede de BTW begrepen. Voorts is een post opgenomen van de door het Rijk te leveren stortsteenachtige materialen. Om een goed vergelijk te krijgen met de in PGO-nota nr. 6 genoemde kosten, zijn de bedragen van additioneel werk en overhead buiten beschouwing gelaten.

8.3.2. Beschrijving uitgangspunten van de raming

Het opruimen van de bodembescherming gebeurt overeenkomstig de huidige werkwijze met baggermolens. Slechts de hoeveelheden na uitvoering van de le staat van meerwerk van bestek DED-1686 zijn meegenomen en uitgerekend.

Het baggeren van het cunet geschiedt boven N.A.P.-22,50 m met behulp van een cutterzuiger, welke de specie door een drijvende leiding aan wal brengt. Zand onder N.A.P.-22,50 m en de te verwachten aanzandingen worden met een dustpanzuiger verwijderd en deels rechtstreeks, deels met bakken en een bakkenzuiger in depot gespoten.

Aanbrengen fundatielaag

De laag grofzand wordt met behulp van een sleehopperzuiger (omgekeerde werking) en de dustpanzuiger als afmeerpontoon aangebracht. Uitgangspunt voor de raming is geweest, dat het zand uit het zeegrind wordt gewonnen in een, bij één van de werkhavens opgestelde, zeefinstallatie.

Grofzand afkomstig van het weghalen van de overhoogte wordt weer gewonnen, gezeefd en hergebruikt. 10% van de totale hoeveelheid zal door erosie verdwijnen.

Het zeegrind en de afdeklaag rondom de pijlers worden aangebracht met behulp van een opschoon-stort-verdichtingsponton. Ook hier wordt de overhoogte van het zeegrind middels opschonen en zeving hergebruikt, waarbij 10% van de overhoogte van het zeegrind als verloren beschouwd moet worden. De in de staat van hoeveelheden en prijzen genoemde getallen voor zee-grind en zand zijn aan te kopen hoeveelheden.

De afdeklaag ter plaatse van de pijlers wordt aangebracht door een hef-eiland, voorzien van kubels en een vlakframe, zoals beschreven in deel 6.

Naar de overige opbouw van de drempel is na het verschijnen van PGO-nota nr. 6 geen onderzoek meer gedaan, zodat ook voor de uitvoeringswijze en kosten de PGO-nota nr. 6 is aangehouden, behoudens een kleine correctie bij het onderdeel ophoging.

Door het vervallen van de blokkenmat en vervalspreider in het huidige voorkeursontwerp zijn deze kosten thans niet meegenomen.

Doordat de vaste kosten voor het materiëel voor het maken en leggen van blokkenmatten in PGO-nota nr. 6 verdeeld zijn over de drempel en de bodembescherming, dienen nu voor een goed vergelijk deze vaste kosten, welke in de drempel worden opgenomen, bij de huidige ontwerpkosten opgeteld te worden.

Financiëel-technisch zullen deze kosten naar de bodembescherming worden overgeboekt.

8.3.3. Kostenvergelijking PGO-nota nr. 6 en huidig ontwerp

code vlgs codeboek	Omschrijving	P.G.O. nr. 6		Huidig ontwerp	
		Hoeveel- heid	Kosten prijs- peil 1-4-78	Hoeveel- heid	Kosten prijs- peil 1-8-78
03.111/112	Opruimen zoolstukken	25.900m ²		16.750m ²	
03.113	Opr.zoolst.hefschip	65.000m ²		52.600m ²	
03.122	Opr.bl.mat hefschip	49.800m ²		28.800m ²	
03.131	Opr.steenasfaltmat	9.700m ²		44.870m ²	
03.132	Opr.st.mat hefschip	90.100m ²		36.800m ²	
03.133/134	Randen st.asf.+zoolst.	35.300m ²		6.340m ²	
03.140	Opr. bestortingen	3.300m ²		1.900m ²	
03.121	Opr. blokkenmat	-		1.700m ²	
03.100	Totaal		f 10.246.810		f 6.791.255
03.231	Bagg.cunet tot NAP-22,50m	3.948.000m ³		1.904.000m ³	
03.232	Bagg.tussen-22,50 en-24,50	370.000m ³		-	
03.233	Bagg.NAP-22,50 + aanz.	1.914.000m ³		1.836.000m ³	
03.250	Bagg.tpv.manoevr.ruimten	1.937.000m ³		117.000m ³	
03.210	Bagg.grondverbetering	-		71.000m ³	
03.200	Totaal		f 35.945.460		f 19.373.800
03.311	Zeegrind	1.849.000t		1.190.100t	
03.313	Blokkenmat	637.000m ²		-	
03.323	Uitv,vlakken+verd.zeegr.	351.400m ²		-	
03.331	Opschonen zeegrind	563.400m ²		301.000m ²	
03.333	Opschonen blokkenmat	51.000m ²		-	
03.334	Opsch.betonrand pijlervoet	28.150m ²		-	
03.341	Verdichten zeegrind	175.500m ²		-	
03.314	Grofzand	-		858.000t	
03.324	Afwerken laag grofzand	-		293.000m ²	
03.343	Verdichten zeegrind+zand	-		373.000m ²	
03.315	Afdeklaag 2-200 mm	-		312.000t	
03.344	Verdichten afdeklaag	-		258.000m ²	
03.325	Vlakken afdeklaag	-		119.100m ²	
03.335	Opschonen afdeklaag	-		106.900m ²	
03.300	Totaal		f 84.712.170		109.401.595

code vlgs codeboek	Omschrijving	P.G.O. nr. 6		Huidig ontwerp	
		Hoeveel- heid	Kosten prijs- peil 1-4-78	Hoeveel- heid	Kosten prijs- peil 1-8-78
03.410	Vervalspreider van vlies	121.000m ²		-	
03.400	Totaal		f 18.854.050	-	-
03.512	Grind 50 à 200 mm	542.000t		840.600t	
03.513	Vlakken uitvullaag	123.500m ²		-	
03.531	Fosforslakken	471.000t		508.000t	
03.533	Stortsteen 60/300 kg	498.000t		450.000t	
03.534	Stortsteen 10/60 kg	471.000t		160.800t	
03.553	Opschonen uitvullaag	123.500m ²		-	
03.563	Verdichten uitvullaag	123.500m ²		105.500m ²	
03.565	Verd.+vlakken 60/300 kg	23.630m ²		22.300m ²	
03.564	Verd.stortsteen 10/60	-		21.200m ²	
03.500	Totaal		f 36.459.870		f 36.678.630
03.611	Stortsteen 1000/3000 kg	819.000t		742.000t	
03.622	Steen 6/10 ton	729.000t		676.000t	
03.361	Aanstort.1000/3000 kg	320.000t		255.000t	
03.642	Vlakken+uitv.1000/3000 kg	26.000m ²		-	
03.600	Totaal		f 39.919.750		f 40.159.270
-	Vaste kosten blokkenmat	bedr.in fundatie- laag	-		f 2.394.340
16.500	Leveranties Rijk		f 105.922.900		f 106.180.050
-	Prijspeilcorrectie		f 1.992.365		-
	Totaal (prijspeil 1-8-78)		f 334.053.375 =====		f 320.978.940 =====

8.4. Overblijvende vragen

Hoewel thans een drempelontwerp in hoofdlijnen wordt aanbevolen blijven er niettemin nog een aantal zaken de aandacht vragen. Hierbij wordt even voorbijgegaan aan het onderzoek naar en de keuze van werkmethodes en materieel. Voor dit aspect is kort geleden een plan van aanpak opgesteld.

In de ontwerpfase liggen de vragen op de volgende terreinen:

- Morfologie

een nadere analyse van aanzanding en verplaatsing van het cunet blijft gewenst.

- Drempeltoplaag

stabiliteitsonderzoek afronden met huidige geometrie. Hierbij aandacht te besteden aan de volgende aspecten i.v.m. probabilistisch ontwerp:

- invloed (eventuele) verlaging randvoorwaarden op grootte topplagelementen
- effect van duurbelasting
- effect gebroken dorpelbalk (geen steun in sponning)

- Filteronderzoek:

Aftasten van de marge tussen begin van bewegen en meetbaar doorgaand transport.

- Keuring materialen:

Keuringscriteria fundatiebed materiaal en stortsteen nader onderbouwen.

- Gevoeligheidsanalyse:

De gevoeligheid van het ontwerp voor variatie van parameter nagaan. Dit richten op:

- optredende verhangen en drukken
- te realiseren filtereigenschappen
- stabiliteit en deformatie grove korrelskeletten en steenasfaltmengsels
- interactie drempel/dorpelbalk
- afdekking fundatiebed en afdichting rond de pijlervoet:
- verdichtbaarheid grof zand

- Bouwfase:

- nadere verificatie van het rekenmodel voor snelheden en stroombestendigheid
- nader analyse van de randvoorwaarden en schadecriteria
- voorbereiden in alternatieven voor die plaatsen waar bouwfase-stabiliteit marginaal is.
- Geotechnisch.

8.5. Aanbevelingen voor verder onderzoek

In de oorspronkelijke planning van onderzoek en ontwerpactiviteiten t.b.v. de drempel is ervan uitgegaan dat na het totstandkomen van een min of meer definitief ontwerp nog toetsingsonderzoek zou worden uitgevoerd. Het ligt in de bedoeling om voor dit toetsingsonderzoek opnieuw een volledige planning op te stellen. Deze planning zal rond 1 oktober gereed zijn, zodat de per die datum te nemen beslissingen omtrent uitvoeringsmethode en toplaag fundatiebed kunnen worden verwerkt.

Voor het overige wordt verwezen naar 8.4, overblijvende vragen.

