

NOTA STAND VAN ZAKEN

ONTWERP DREMPEL EN

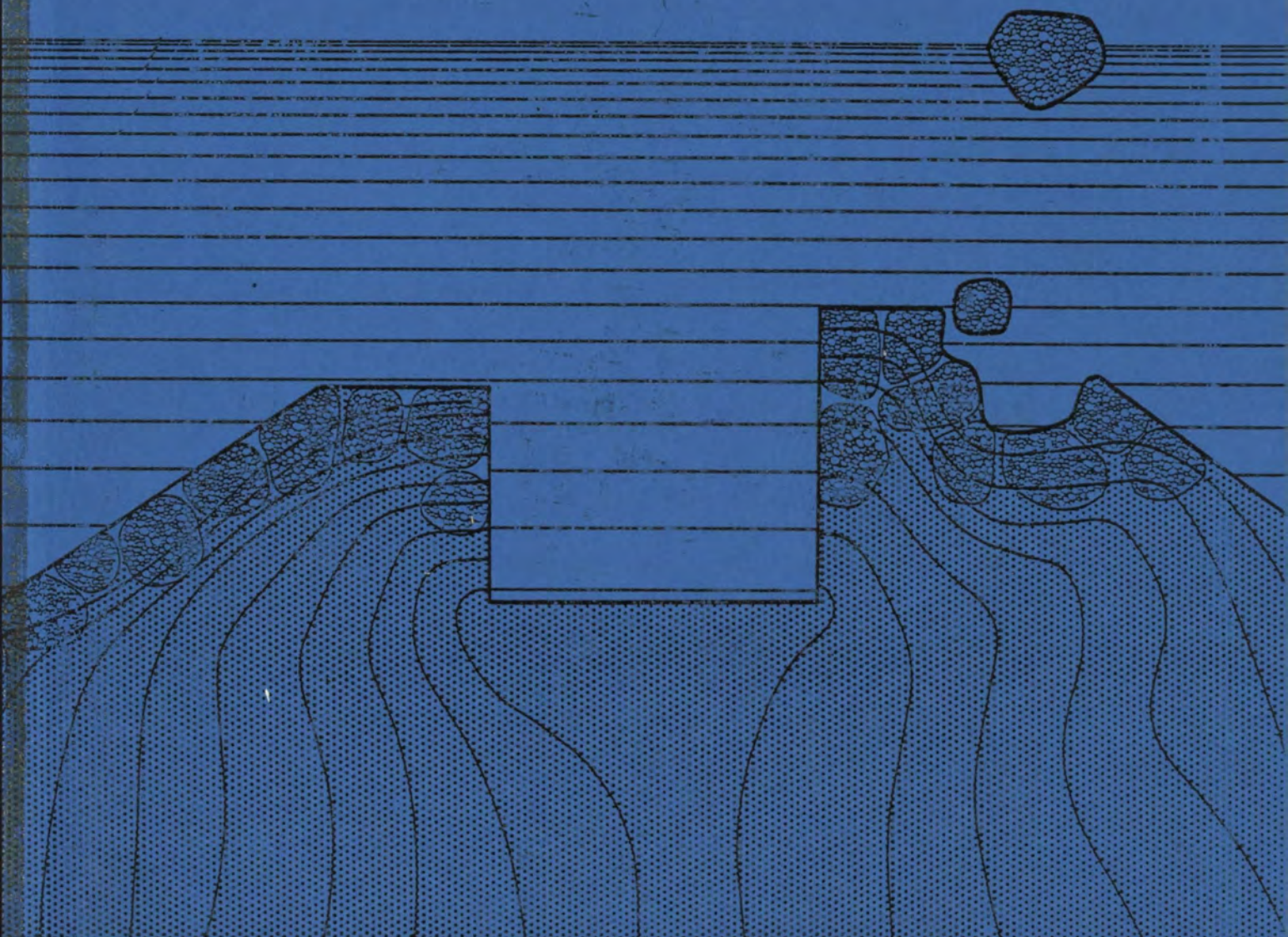
OVERGANGSCONSTRUCTIE

311DRO-N-81017

31DREM-N-81102

24 september 1981

(DEFINITIEF)



oosterscheldekering
drempel

NOTA STAND VAN ZAKEN
ONTWERP DREMPEL EN
OVERGANGSCONSTRUCTIE

311DRO-N-81017

31DREM-N-81102

24 september 1981

(DEFINITIEF)

<u>INHOUD</u>	<u>Bladzijde</u>
1. INLEIDING	4
2. SAMENVATTING, ONTWERPAANPASSINGEN, ONZEKERHEDEN, AANBEVELING	6
2.1. Samenvatting	6
2.2. Ontwerpaanpassingen	11
2.3. Onzekerheden	12
2.4. Aanbeveling	12
3. FUNCTIE-ANALYSE EN ONTWERPFILOSOFIE	13
4. HYDRAULISCHE RANDVOORWAARDEN	17
5. GRONDMECHANISCHE ASPECTEN	19
5.1. Inleiding	19
5.2. Stabiliteit	20
5.3. Drempelzettingen	23
6. HYDRAULISCHE ASPECTEN	24
6.1. Inleiding	24
6.2. Hydraulische stabiliteit toplagen	24
6.3. Filterstabiliteit	33
6.4. Stroombestendigheid in de bouwfase	38
7. RELATIE MET FUNDERINGSMATTEN EN ASFALTMASTIEKSTORTEBEDDEN	43
7.1. Filterlagen op funderingsmatten	43
7.2. Beëindiging overgangsconstructie	43
8. RELATIE MET PIJLERS EN DORPELBALKEN	45
8.1. Pijlers	45
8.2. Dorpelbalken	45
8.3. Vallende stenen	48
9. MATERIALEN, LAAGDIKTEN, TOLERANTIES	49
9.1. Materialen, algemeen	49
9.2. Beschikbare materialen	50
9.3. Afname gewicht tijdens transport en verwerking	51
9.4. Keuze sortering per laag	52
9.5. Laagdikten	62
9.6. Toleranties	64
10. IN TE ZETTEN MATERIEEL	69

LIJST VAN FIGUREN

1. Dwarsprofiel drempel t.p.v. S4
2. Dwarsprofiel drempel t.p.v. R12
3. Steensorteringen drempeltoplaag Hammen en Schaar
4. Steensorteringen drempeltoplaag Roompot
5. Filterlaag op funderingsmat, grind 40-125m, staalslak
6. Tussenlagen 5-40 kg, 10-60 kg
7. Beëindiging overgangsconstructie
8. Steenasfalt langs pijlers
9. Detail aanstortingen dorpelbalk
10. Dorpelbalk varianten
11. Dorpelbalk
12. Grondmechanische toleranties

1. INLEIDING

Op 4 oktober 1979 is, op grond van de in nota 31DREO-N-79166 weergegeven analyse van ontwerp- en uitvoeringsaspecten van een aantal open en dichte drempelvarianten, door de SGO besloten alleen de open drempelconstructie verder uit te werken.

Overeenkomstig het op 24 april 1980, mede op basis van notitie 34FUND-M-80146, door de PGO genomen besluit wordt geen vervalspreider in deze drempel opgenomen.

Uitgaande van de in het Eindrapport Drempelontwerp, nota DREMBU-M-78023 gegeven configuratie is de open drempelconstructie geoptimaliseerd door het steiler opzetten van de taluds en door het weglaten van de tussenberm.

Bij deze optimalisatie zijn de volgende aspecten beschouwd:

- de te leveren steun aan de pijlervoet
- de totaalstabiliteit van de drempel (cirkelvormig glijdvlak)
- de stabiliteit van de toplagen
- de invloed op het geheel van dorpelbalken en schuiven
- de invloed op de stroomweerstand bij geopende kering (μ)

De betreffende beschouwingen, vastgelegd in de nota "Ontwerp-aspecten open drempel- en overgangsconstructie", 31DREO-N-79137, hebben geresulteerd in een drempel met aan de zeezijde taludhellingen 1:3 en aan de Oosterscheldezijde taludhellingen 1:3,5 in de Roompot respectievelijk 1:3 in de Hammen en de Schaar.

In genoemde nota is reeds aangegeven dat de invloed van deze steilere drempeltaluds in vergelijking met het oorspronkelijke profiel op de afvoercoëfficiënt μ slechts gering zal zijn. Beschouwingen ten aanzien van de μ -waarde blijven in de voorliggende nota dan ook achterwege.

Overeenkomstig het door de SGO genomen besluit is bij de dimensionering van de drempeltoplagen geen rekening gehouden met effecten van eventueel in de toekomst te treffen maatregelen voor verbetering van de afvoercoëfficiënt. Wel zijn de dorpelbalken berekend op de hogere belastingen veroorzaakt door eventueel daartoe te realiseren uitbreidingen van de aanstortingen tot een bermbreedte van 12 m aan de Noordzezijde en de Oosterscheldezijde.

Bij het op 4 oktober 1979 door de SGO gekozen drempelontwerp worden ter voorkoming van schade aan de pijlers ca. 5 m brede stroken steenasfalt aangebracht in het gebied waar breuksteensortering 3-6 ton en 6-10 ton in de

omgeving van de pijlers worden verwerkt. Eveneens ter voorkoming van beschadiging van betonconstructies worden in het gebied van de pijlers stenen zwaarder dan de sortering 300-1000 kg en langs de dorpelbalken stenen zwaarder dan de sortering 60-300 kg geconditioneerd aangebracht.

In de voorliggende nota wordt het ontwerp van de open-drempel met overgangsconstructies nader onderbouwd, worden op onderdelen aanpassingen voorgesteld en wordt aangegeven welke onzekerheden er nog zijn.

Aan de hand van deze nota dient de verdere detaillering en de voorbereiding van de uitvoering plaats te vinden. Bij de detaillering van het ontwerp zullen eventuele wijziging echter beperkt moeten blijven, mede gezien de geringe ruimte voor verschuivingen binnen de overeenkomsten voor de levering van breuksteen en het stadium waarin ontwerp en uitvoering van pijlers en dorpelbalk verkeren.

De breukstenen dammen, waarvan het ontwerp is beschreven in 12DALA-M-80025, blijven in deze nota buiten beschouwing. Het onderzoek naar het effect van mosselaangroei in deze dammen zal binnenkort worden afgerond.

In hoofdstuk 2 van de voorliggende nota wordt het ontwerp samenvattend beschreven, worden onzekerheden aangegeven en worden aanbevelingen gedaan. De hoofdstukken 3 en 4 behandelen de gehanteerde ontwerpfilosofie en randvoorwaarden.

In de hoofdstukken 5 en 6 worden de grondmechanische en hydraulische aspecten besproken en wordt aan de hand van berekeningen en modelonderzoek het ontwerp onderbouwd.

De relatie met funderingsmatten en asfaltmastiekstortebedden wordt in hoofdstuk 7 en de relatie van de drempel met pijlers en dorpelbalken in hoofdstuk 8 aangegeven. In hoofdstuk 9 worden de keuze van de materialen, de laagdikten en de toleranties bepaald.

Over de uitvoering van de drempel werd reeds uitvoerig gerapporteerd in nota 31DREM-R-80014. Deze rapportage zal in de komende maanden nog worden uitgebreid. In hoofdstuk 10 wordt daarom slechts een globaal overzicht van het voor de bouw van de drempel in te zetten materieel gegeven.

In verband met recente ontwikkelingen ten aanzien van het tijdwegdiagram en de topplaagstort en de nog te verwerken resultaten van de uitgevoerde stortproeven wordt in deze nota niet of slechts globaal op plannings- en kostenaspecten ingegaan.

2. SAMENVATTING, ONTWERPAANPASSINGEN, ONZEKERHEDEN, AANBEVELINGEN

2.1. Samenvatting

2.1.1. Algemeen

Drempel en overgangsconstructie worden als fysisch praktisch ondoordringbare filters opgebouwd uit granulaire materialen.

De karakteristieke dwarsprofielen met de daarin te verwerken materiaalsorteringen zijn weergegeven in de figuren 1 en 2.

Voor het ontwerp van drempel en overgangsconstructie is uitgegaan van de quasi-probabilistische benadering, waarbij voor de diverse grenstoestanden veiligheidscoëfficiënten worden gezet op de hydraulische ontwerpbelasting met een overschrijdingskans van $2,5 \times 10^{-4}$ /jaar.

In de paragrafen 3, 4, 5 en 6 is een en ander nader uitgewerkt.

2.1.2. Grondmechanische stabiliteit

De drempel geeft zowel in de bouwfase als in de eindfase steun aan de pijlers en vormt daarbij tevens een deel van de waterkering. Bij de beschouwde grenstoestanden zijn ten aanzien van deze grondmechanische functies volgens de quasi-probabilistische ontwerpmethodiek de vereiste veiligheidscoëfficiënten bepaald en zijn met behulp van rekenkundige en/of fysische modellen de veiligheidscoëfficiënten van de constructies berekend. Een overzicht hiervan is gegeven in hoofdstuk 5 - tabel 3. Het effect van mosselaangroei in de drempel is in de stabiliteitsbeschouwingen betrokken, waarbij de kans van voorkomen van de beschouwde aangroeimodellen en van een bepaalde hydraulische belasting zijn gecombineerd tot een situatie met een overschrijdingsfrequentie van $2,5 \times 10^{-4}$ /jaar.

In nota 311DRO-N-81018 zijn de aangroeiaspecten nader uitgewerkt.

Maatregelen zoals besproken in notitie 311DRO-M-81052 en gericht op vermindering van het effect van mosselaangroei blijken niet nodig.

Ten aanzien van de bouwfasestabiliteit van de pijlers R1 t/m R6 kan de oorspronkelijke eis dat de uitvullaag direct na het plaatsen rondom deze pijlers moet worden aangebracht vervallen, onder voorwaarde dat de ondergrond tot een minimale gemiddelde conusweerstand van 150 kgf/m^2 is verdicht.

De recente inzichten met betrekking tot de stroomsnelheden in de bouwfase zijn daarbij in beschouwing genomen.

Zoals in hoofdstuk 5 van deze nota nader is uiteengezet is bij het voorgestelde drempelontwerp voor alle beschouwde grondmechanische grenstoestanden de stabiliteit van de pijler, drempel en aanstortingen voldoende gewaarborgd, met dien verstande dat, in relatie met de stabiliteit van de stenen onder de dorpelbalken, nader moet worden onderzocht in hoeverre de onderste stenen uit de aanstortingen aan de noordzeezijde in de spleet onder de dorpelbalk kunnen worden getransporteerd. Voorstellen voor dit onderzoek zijn in voorbereiding.

2.1.3. Drempelzettingen en aanzanding

De klink van de drempel ten gevolge van uitwendige belastingen en beweging van pijler en dorpelbalk is berekend op 0,15 m en blijft daarmee belangrijk onder de aanvankelijk geschatte waarde. Verdichten van de drempel, waardoor de berekende zetting zou worden gehalveerd, kan gezien deze geringe klink achterwege blijven.

Nader aandacht moet nog worden gegeven aan de zettingen van de drempel door het uitspoelen van ingesloten zandlagen. Met het oog op de aan de hoogteligging van de dorpelbalkaanstortingen te stellen eisen dient aan deze zetting vanuit het ontwerp een grens te worden gesteld, welke ligt in de orde van 0,3 m à 0,5 m. Een eerste aanzet met betrekking tot de te verwachten aanzanding tijdens de opbouw van de drempel is gegeven in notitie 31DREM-M-80061.

Zowel ten aanzien van de voorspelling van mogelijke aanzanding als voor het opschonen en meten van zandlagen tijdens de aanleg van de drempel en overgangsconstructie zijn de onderzoeken echter nog niet afgerond.

2.1.4. Toplagen drempel en overgangsconstructie

De toplagen van drempel en overgangsconstructie beschermen de onderliggende constructies tegen de invloed van verval, golven en stromen. De afzonderlijke elementen van de toplagen moeten daartoe stabiel zijn terwijl de lagen als geheel voldoende gesloten moeten zijn om de onderliggende stenen vast te houden.

De dimensionering is in hoofdzaak aan de hand van fysisch modelonderzoek tot stand gekomen. Na de oriënterende onderzoeken, gericht op het ontwikkelen van de drempelgeometrie en het verkrijgen van inzicht in het bezwijkgedrag van de constructies is voor het in oktober 1979 vastgestelde ontwerp een definitief dimensioneringsonderzoek uitgevoerd.

De resultaten van dit onderzoek zijn vastgelegd in WL-rapport M1451. Voor de verschillende locaties is bij dit onderzoek de relatie tussen bezwijkbelasting en de steenparameter ΔD bepaald.

Bij de dimensionering is een veiligheidscoëfficiënt van 1,5 gezet op de ontwerpbelastingen. Aan de hand van een statistische analyse van de onderzoeksresultaten is de faalkans van de topplaag berekend op 3×10^{-7} per jaar. Deze faalkans is acceptabel, aangezien falen van de topplaag een begingebourtenis is van een reeks van gebeurtenissen leidend tot het onderlopen van delen van Zeeland, waarbij elke gebeurtenis een kans van voorkomen kleiner dan 1 heeft.

Daarbij komt nog dat in het algemeen de toegepaste steenzwaarte, vooral op praktische gronden, een wat hogere ΔD zal hebben, dan op grond van het onderzoek noodzakelijk is.

Voor de stabiliteit van de toplagen blijkt de situatie met weigerende schuif maatgevend te zijn. Wel wordt aan de Oosterscheldezijde de zware steensortering in het drempeltalud doorgezet tot halverwege het talud van de dorpelbalkaanstorting, waardoor de schade door overstaande golven bij gesloten kering aanvaardbaar klein blijft.

De invloed van de weigerende vakwerkschuif is afzonderlijk onderzocht. Daarbij bleek dat de steensorteringen van de toplagen onveranderd kunnen worden gehandhaafd, onder voorwaarde dat de steenasfaltcharges, die ter bescherming van de betonconstructie, langs de pijlers worden aangebracht een grotere stabiliteit hebben dan de aangrenzende topplaagstenen. Naast de grenstoestanden waarbij het bezwijken van de toplagen is beschouwd, is nagegaan in hoeverre onder dagelijkse omstandigheden topplaagstenen kunnen verplaatsen. Als eis is daarbij gesteld dat bij omstandigheden welke zich met een frequentie van 1x/jaar kunnen voordoen geen enkele steen mag verplaatsen. Voor een groot deel van de toplagen van de overgangsconstructie aan de zeezijde is deze eis maatgevend.

De dimensionering van de toplagen resulteert voor breuksteen met een dichtheid $\rho = 3 \text{ t/m}^3$ in sorteringen welke variëren van 60-300 kg in de ondiepe delen aan de Noordzeezijde tot 6-10 ton in de diepe delen aan de Oosterscheldezijde. De figuren 3 en 4 tonen een overzicht van de diverse toplagen.

De steenasfaltcharges krijgen een stukgewicht van 25 ton (figuur 8).

De toplaag, breuksteen 1-3 ton, onder de dorpelbalk heeft onder extreme omstandigheden naar schatting een veiligheidsfactor 1,1 tegen stabiliteitsverlies. De spreiding in de overigens beperkte onderzoekresultaten, is echter groot en mede afhankelijk van de grootte van de spleet onder de dorpelbalk. Daar inmiddels is gebleken dat maatregelen in verband met het effect van mosselaangroei niet nodig zijn, kan nu definitief voor een hoogte van de spleet wordt gekozen. Rekening houdend met de uitvoeringsmogelijkheden en de verwachtingen ten aanzien van de stabiliteit van de aanstorting aan de Noordzeezijde van de dorpelbalk wordt een spleethoogte van 1,5 m voorgesteld. Bij deze spleethoogte wordt de kans, dat stenen verplaatsen en onder de dorpelbalk klem komen te zitten, hetgeen tot onaanvaardbaar hoge puntlasten op de dorpelbalkvloer kan leiden, voldoende klein geschat. Ter verificatie is, zoals reeds onder 2.1.2. gesteld een proef nodig (figuur 9).

2.1.5. Filterstabiliteit

Ter voorkoming van doorgaand materiaaltransport en indringing van de korrels in de bovenliggende lagen worden drempel en overgangsconstructie als filters opgebouwd. De in dit verband maatgevende belastingen variëren met inbegrip van een veiligheidscoëfficiënt van 1,5 van een verhang van circa 20% in de overgangsconstructie aan de Noordzeezijde tot een verhang van 150-200% rondom de dorpelbalk. Aan de Oosterscheldezijde treden bij de weigerende-schuifsituatie aanzienlijke en hoogfrequente verhangen op, tengevolge van turbulente stroming.

Gezien deze belastingen moeten, uitgaande van de korrelverdeling van de bovenste grindlaag in de funderingsmat, de opeenvolgende lagen van drempel en overgangsconstructie fysisch praktisch ondoordringbare filters vormen. De verhouding van de in dit verband relevante korrelparameters van filter- en basismateriaal, $\frac{D_{50f}}{d_{50b}}$, is

$$\frac{D_{50f}}{d_{50b}}$$

voor alle lagen van het voorgestelde ontwerp kleiner dan 5, terwijl uit een berekening volgens een door LGM ontwikkelde statistische methode blijkt dat dan het uitspoelen van kleinere korrels door gaten in bovenliggende lagen praktisch is uitgesloten.

Geconcludeerd kan worden dat de filterstabiliteit van de voorgestelde constructies groot is.

Het is echter niet mogelijk, ook niet voor het minder zwaar belaste gebied aan de noordzeezijde, bijvoorbeeld de grindlaag weg te laten. Daarbij komt nog dat een grindlaag ook nodig is ter voorkoming van schade aan de filterlagen in de funderingsmat door vanaf de waterlijn gestorte breuksteen voor de toplagen. De keuze van de laagdikten is hierop afgestemd. De filterlagen op de mat zijn aangegeven in de figuren 5 en 6. De breuksteenlaag 60-300 kg waarmee de drempelkern wordt afgedekt is voor de filterstabiliteit niet nodig. Het gebruik van deze laag is bepaald door de aanwezige voorraad van deze sortering en het gunstige effect oog op de bouwfasestabiliteit en de uitvoeringstoleranties.

2.1.6. Bouwfasestabiliteit

De in de drempel te verwerken materialen zijn in de bouwfase niet onder alle omstandigheden op alle plaatsen stabiel. De recente ontwikkelingen met betrekking tot het hanteren van veiligheidscoëfficiënten versterken de onzekerheden op dit punt. Daar de filteropbouw ook de verwerking van fijnere materialen nodig maakt en het stabiliteitsprobleem zich het meest doet voelen bij deze lagen, kan slechts zeer beperkt door keuze van andere materialen aan dit probleem het hoofd worden geboden. Het gebruik van staalslakken in de uitvullaag tussen de pijlers is reeds gericht op een zo groot mogelijke stabiliteit tijdens de bouw.

Oplossingen zullen daarom vooral moeten worden gezocht in het aanbrengen bij gunstige omstandigheden (doodtijperiode) en het tijdig afdekken van de lichtere materialen met zwaardere materialen. De consequenties hiervan worden in het kader van de voorbereiding op de uitvoering nader onderzocht.

2.1.7. Relaties met andere werkonderdelen

Het ontwerp van drempel en overgangsconstructies is op de volgende punten afgestemd op andere werkonderdelen.

- de onderlagen van grind, staalslak en breuksteen sluiten in filtertechnisch opzicht aan op de lagen van funderingsmatten, negatieve overlappen en grindzakken rondom de pijlers en beschermen deze constructies tegen beschadiging door vanaf de waterlijn gestorte zwaardere breuksteen.
- de uitvullaag tussen de pijlers sluit zo aan op de afstorting van de negatieve overlap en de grindzak langs de pijlers dat plaatverdichting van de negatieve overlap zonder risico voor deze constructies mogelijk is.

Het verdichten van de negatieve overlap wordt mede in verband hiermee tijdens de aanleg van de drempel uitgevoerd. De aan de verdichting te stellen eisen blijven hier buiten beschouwing.

- de overgangsconstructie sluit in combinatie met de funderingsmatten aan op de asfaltmastiekstortebedden, waarbij de onderlagen zover zijn doorgezet dat de van de waterlijn gestorte zware breuksteen niet direct op de asfaltmastiek valt, figuur 7.

Op plaatsen waar funderingsmatten korter worden dan 200 m of ten opzichte van de as van de kering worden verschoven, moeten de aansluitingen nog afzonderlijk worden beschouwd. De beëindiging van de overgangsconstructie moet nog worden onderzocht op gevoeligheid voor aanzanding.

- voor de relatie met het pijlerontwerp wordt verwezen naar FOP IV-nota.
- de relatie met het dorpelbalkontwerp wordt in hoofdstuk 8 van de voorliggende nota behandeld en is ten aanzien het klemraken van stenen onder de balk in het voorgaande reeds genoemd. De vormgeving van de dorpelbalk is mede afgestemd op het aanbrengen van de stenen in de aanstortingen.
- voor wat betreft het voorkomen van schade aan betonconstructies door vallende stenen zijn de nodige voorzieningen getroffen aan deze constructies zelf, worden stroken steenasfalt langs de pijlers aangebracht en worden de zwaardere steensorteringen rondom deze constructies geconditioneerd aangebracht. De keuze van de toplaagstort voor de verwerking van zware breuksteen heeft hiermee alles te maken.

2.2. Ontwerpaanpassingen

Het thans voorgestelde ontwerp is ten opzichte van de in PGO-nota 10 gepresenteerde constructie alleen gewijzigd voor wat betreft het aanbrengen van een laag grind 40-125 mm op de funderingsmat buiten het gebied van de pijlers. In het oorspronkelijke plan werd een laag breuksteen 5-40 kg, dik 0,50 m direct op de mat gestort.

Nadere beschouwingen ten aanzien van de filterstabiliteit in relatie met de te realiseren samenstelling van het grind boven in de funderingsmat tonen aan dat deze grindlaag 40-125 mm nodig is. Uit recent uitgevoerde proeven blijkt dat deze grindlaag ook met het oog op schade aan filterlagen door van de waterlijn gestorte breuksteen 1-3 ton en 3-6 ton niet kan worden gemist.

Rekening houdend met de resultaten van genoemde valproeven en de recent in het W.L. uitgevoerde stortproeven wordt voor het grind 40-125 mm een gemiddelde laagdikte van 0,35 m en voor de breuksteen 5-40 kg een gemiddelde laagdikte van 0,40 m voorgesteld.

Ter plaatse van de breuksteen 3-6 ton in de toplaag van de overgangsconstructie wordt eveneens met het oog op schade aan de onderliggende constructie de oorspronkelijke laag breuksteen 5-40 kg, dik 0,50 m vervangen door een laag breuksteen 10-60 kg, gemiddeld dik 0,50 m.

Op een aantal plaatsen reikt de asfaltmastiek niet tot de rand van de funderingsmat en moet de overgangsconstructie bestaande uit losgestorte materialen worden doorgezet.

Bovengenoemde ontwerpaanpassingen vergen ongeveer 130.000 ton meer steenachtige materialen.

Overigens liggen de kosten op basis van de te verwerken materiaal hoeveelheden op het niveau van de raming van PGO-nota 10. Gezien onder meer de ontwikkelingen rond de toplaagstorters zijn echter belangrijk hogere kosten te verwachten. De ramingen hiervoor worden buiten het kader van deze nota opgesteld.

2.3. Onzekerheden

Het ontwerp van drempel en overgangsconstructies bevat nog de volgende onzekerheden:

- a. de stabiliteit van de breuksteen 1-3 ton onder de dorpelbalk in relatie met de spleethoogte onder de balk in verband met het risico van klemraken van stenen onder de dorpelbalk.
Een proefvoorstel is ingediend. Eventuele maatregelen kunnen bestaan uit het gebruik van zwaardere stenen of steenasfalt.
- b. door de noodzakelijke filteropbouw van de constructie is een deel van de materialen niet onder alle omstandigheden in de bouwphase stabiel.
- c. in verband met de te verwachten aanzandingen moet de beëindiging van de overgangsconstructie nader worden beschouwd.
- d. de toelaatbare aanzandingen, lokaal of doorgaand, moeten nader worden beschouwd.
- e. De onder b, c en d genoemde facetten zullen in de komende maanden mede in het kader van de voorbereiding moeten worden uitgewerkt.

2.4. Aanbeveling

Aanbevolen wordt het in deze nota gepresenteerde ontwerp, waarbij geen maatregelen worden getroffen ter vermindering van het effect van mosselaangroei vast te stellen. De verdere detaillering en de voorbereiding op uitvoering kunnen, rekening houdend met genoemde onzekerheden in de bouwfasen, dan op dit ontwerp worden gebaseerd.

Voorbehoud zou daarbij moeten worden gemaakt ten aanzien van de constructie onder de dorpelbalk en de beëindiging van de overgangsconstructie op de asfaltmastiekstortebedden.

Bovenstaande aanbeveling is mede gebaseerd op de conclusie dat de onzekerheden met betrekking tot de bouwfasestabiliteit en de aanzandingen vrijwel niet door ontwerpaanpassingen kunnen worden weggenomen en door passende uitvoeringsmethoden zullen moeten worden opgevangen.

3. FUNCTIEANALYSE EN ONTWERPFILOSOFIE

De drempel dient een aantal functies te vervullen, waarbij onderscheidt gemaakt kan worden in grondmechanische- en hydraulische functies.

De grondmechanische functies hebben voornamelijk betrekking op het leveren van steun aan de pijlers:

- ballast voor de pijler en de ondergrond rondom de pijler
- wrijving tussen pijler en drempel
- horizontale steun aan de pijler (passieve weerstand)

De hydraulische functies zijn:

- stroom- en golfbestendigheid van de bodem in bouw- en eindfase
- afsluiting (waterdoorlatendheid van de drempel en van de aansluiting tussen de drempel en andere delen van de kering)
- stroomgeleiding (μ) in combinatie met de vormgeving van de pijler, de dorpelbalk etc.

Het ontwerp van de drempel dient zodanig te zijn dat onder de maatgevende omstandigheden met de beschikbare materialen de genoemde functies vervuld worden, terwijl het ontwerp uitvoerbaar en economisch is.

Om de drempel te kunnen dimensioneren dienen de grenstoestanden bepaald te worden. De grenstoestanden zijn aan de ene kant gerelateerd aan de functionele aspecten van de drempel en aan de andere kant gerelateerd aan diverse hydraulische omstandigheden, waarbij bovendien de positie van de schuiven een belangrijke rol speelt. Er kan onderscheid worden gemaakt in de bouw- en de eindfase.

In onderstaande tabel is voor de diverse functies aangegeven welke omstandigheid maatgevend is.

OMSTANDIGHEDEN		A	B	C	D	E
Functionele aspecten						
1. Hydraulische stabiliteit van toplaag, overgangsconstructie, aanstorting dorpelbalk			X	X	X	X
2. Hydraulische stabiliteit van tussenlagen	X					
3. Filterstabiliteit				X		
4. Grondmechanische stabiliteit van de drempel				X		
5. Grondmechanische stabiliteit van de aanstorting dorpelbalk	X			X		
6. Steun aan de pijler	X			X		
7. Afvoercoëfficiënt			X			

Tabel: Grenstoestanden

A: bouwfase

B: open kering, dagelijkse omstandigheden

C: gesloten kering, extreme omstandigheden

D: sluitende kering, extreme omstandigheden

E: gesloten kering, extreme omstandigheden weigerende schuif

De faalkans van de constructie bij een bepaalde grenstoestand (in relatie tot het falen van de gehele kering) kan bepaald worden met één van de volgende methoden:

1) (semi)probabilistische benadering

Voor die gevallen, waarbij de overdrachtsfuncties van de hydraulische randvoorwaarden naar de belastingen beschikbaar zijn in een analytische vorm en de sterkte van de constructie analytische beschreven kan worden, kan de (semi)-probabilistische benadering volledig analytische worden uitgevoerd. Zijn daarentegen de overdrachtsfuncties en de sterktefuncties onbekend, dan dient de (semi)-probabilistische benadering aangepast te worden door gebruik te maken van een fysisch model. In een dergelijk model worden een aantal combinaties van hydraulische randvoorwaarden en sterkteparameters onderzocht. Elke combinatie heeft een bepaalde kans van voorkomen.

Door de kansen van voorkomen van alle combinaties, waarbij volgens een zeker gedefinieerd criterium falen optreedt, op te tellen kan de faalkans worden vastgesteld.

2) Quasi-probabilistische benadering

In dit geval wordt het ontwerpcriterium gehanteerd, dat de kering, met een zekere veiligheidscoëfficiënt een potentiële bedreiging met een overschrijdingskans van $2,5 \times 10^{-4}$ /jaar dient te weerstaan.

Deze potentiële bedreiging is gebaseerd op hydraulische randvoorwaarden (verval plus golf) die zich manifesteren in de vorm van een hydraulische belasting. Als ontwerpbelasting wordt nu de hydraulische belasting met een overschrijdingskans van $2,5 \times 10^{-4}$ /jaar gedefinieerd. Deze ontwerpbelasting, vermenigvuldigd met een zekere veiligheidscoëfficiënt voor overbelasting leidt tot de extreme belasting. De extreme belasting wordt gerelateerd aan een zekere karakteristieke sterkte in combinatie met een aantal partiële veiligheidscoëfficiënten.

Wordt een fysisch model gebruikt, dan wordt als invoer de combinatie van hydraulische randvoorwaarden met een overschrijdingskans van $2,5 \times 10^{-4}$ /jaar gebruikt, die vermenigvuldigd wordt met de partiële veiligheidscoëfficiënten.

De quasi-probabilistische benadering kan gebruikt worden, als

- aangetoond wordt, dat bepaalde combinaties van hydraulische randvoorwaarden de grootste bijdrage hebben in de overschrijdingskans van $2,5 \times 10^{-4}$ /jaar.
- het belastingspatroon niet essentieel anders wordt bij de, incl. veiligheidscoëfficiënt, ingestelde belastingen in het model.

Voor het ontwerp van de drempel is uitgegaan van de quasi-probabilistische benadering, aangezien aan genoemde voorwaarden wordt voldaan en een volledig analytische benadering niet mogelijk is.

Hierdoor is het noodzakelijk voor de diverse grenstoestanden veiligheidscoëfficiënten toe te passen, die opgebouwd zijn uit een aantal partiële veiligheidscoëfficiënten:

γ_{s1} = coëfficiënt voor overbelasting

γ_{s2} = coëfficiënt die de waarschijnlijkheid van voorkomen van bepaalde belastingcombinaties verdisconteert

γ_{s3} = coëfficiënt voor belasting schematisatie

γ_{m1} = coëfficiënt voor spreiding in materiaaleigenschappen

γ_{m2} = coëfficiënt voor spreiding in sterkte-eigenschappen

γ_{c1} = coëfficiënt om rekening te houden met de aard van de constructie, waarbij de mogelijkheid van herverdeling van inwendige krachten wordt betrokken

γ_{c2} = coëfficiënt, die de ernst van de situatie weergeeft, die door het bereiken van de grenstoestand ontstaat.

$$\gamma_{tot} = \frac{\gamma_s \times \gamma_m \times \gamma_c}{\gamma_{s1}} \quad (Q_e = \gamma_s \times Q_k)$$

Voor de maatgevende grenstoestanden in de eindfase worden onderstaande veiligheidscoëfficiënten in acht genomen.

	γ_s			γ_m		γ_c		$\gamma_{tot.}$
	γ_{s1}	γ_{s2}	γ_{s3}	γ_{m1}	γ_{m2}	γ_{c1}	γ_{c2}	
1. hydraulische stabiliteit toplagen	1,2	1,0	1,1	1,1	1,25	1,0	1,0	1,5
2. filterstabiliteit	1,2	1,0	1,1	1,1	1,25	1,0	1,0	1,5
3. steun aan pijlers	1,2	1,0	1,1	1,1	1,2	1,0	1,15	1,5
4. grondmechanische stabiliteit drempel met of zonder aangroei	1,2	1,0	1,1	1,1	1,1	1,1	1,0	1,45
5. stabiliteit dorpelbalkaanstorting								
5.1. zonder aangroei	1,2	1,0	1,05	1,1	1,2	1,05	1,2	1,7
5.2. met aangroei	1,2	1,0	1,2	1,1	1,0	1,1	1,0	1,45
5.3. met locale extreme aangroei	1,2	1,0	1,1	1,1	1,0	1,0	1,0	1,3
6. hydraulische stabiliteit toplaag onder dorpelbalk	1,2	*	*	1,1	*	*	*	*

* nog nader te bepalen (zie proefvoorstel)

In de hoofdstukken 5 en 6 van deze nota wordt een nadere toelichting op de bepaling van de veiligheidscoëfficiënten gegeven, of wordt verwezen naar de nota's waarin de onderbouwing reeds eerder plaatsvond.

4. HYDRAULISCHE RANDVOORWAARDEN

Voor de in hoofdstuk 3 vermelde grenstoestanden zijn de volgende hydraulische randvoorwaarden te onderscheiden (zie nota "Grenstoestanden", S00C00-N-79174).

a. Eindfase gesloten kering/extreemverval

Verval : 6,2 m
Buitenwaterstand : N.A.P. + 5,5 m
Binnenwaterstand : N.A.P. - 0,7 m
Significante
golfhoogte : 4,0 m

b. Omgekeerd verval gesloten kering

Verval : 3,4 m
Buitenwaterstand : N.A.P. - 1,0 m
Binnenwaterstand : N.A.P. + 2,4 m
Significante
golfhoogte : 0,0 m

c. Eindfase weigerende schuif

Verval : 4,2 m
Buitenwaterstand : N.A.P. + 3,5 m
Binnenwaterstand : N.A.P. - 0,7 m
Significante
golfhoogte : 3,0 m

d. Omgekeerde verval weigerende schuif

Verval : 1,6 m
Buitenwaterstand : N.A.P. + 0,2 m
Binnenwaterstand : N.A.P. + 1,8 m
Significante
golfhoogte : 0,0 m

e. Sluitende kering

open:

Verval : 1,95 m
Buitenwaterstand : N.A.P. + 2,75 m
Binnenwaterstand : N.A.P. + 0,8 m
Significante
golfhoogte : 2,8 m

half_gesloten:

Verval : 3,1 m
Buitenwaterstand : N.A.P. + 3,6 m
Binnenwaterstand : N.A.P. + 0,5 m
Significante
golfhoogte : 3,1 m

gesloten:

Verval : 4,2 m
Buitenwaterstand : N.A.P. + 4,4 m
Binnenwaterstand : N.A.P. + 0,2 m
Significante
golfhoogte : 3,6 m

f. Openende kering (schuiven geheel geheven)

Verval na openen : 1,35 m
Buitenwaterstand : N.A.P. - 0,55 m
Binnenwaterstand : N.A.P. + 0,8 m
Significante
golfhoogte : 0,5 m

g. Open kering ("dagelijkse omstandigheden")

Verval:

Gemiddeld getij : 0,85 m
1 x per jaar : 1,6 m
1 x per 10 jaar : 1,8 m

5. GRONDMECHANISCHE ASPECTEN

5.1. Inleiding

In hoofdstuk 3 zijn de belangrijkste grondmechanische functies van de drempel genoemd. Deze hebben betrekking op het leveren van steun aan de pijlers. De relevante grenstoestanden die hierbij zijn beschouwd zijn samengevat in onderstaande tabel.

Tabel 1 Grondmechanische grenstoestanden

Functionele aspecten \ Omstandigheid	A	C			
		C1	C2	C3	C4
(6) Steun aan de pijler	2	1	-	-	-
(4) Stabiliteit drempel	-	3	4	5	6
(5) Stabiliteit aanstorting:					
- tegen opbarsten	-	7	8	9	10
- tegen uitspoelen in spleet	12	11	-	-	-

A = bouwfase

C = eindfase gesloten kering, extreme omstandigheden

C1 = normaal verval, geen aangroei

C2 = normaal verval, mosselaangroei

C3 = omgekeerd verval, geen aangroei

C4 = omgekeerd verval, mosselaangroei

(4)= nummer van tabel 3 op blz. 21

Naast bovengenoemde stabiliteit van de pijler en de drempel zelf legt de aanwezigheid van de drempel ook randvoorwaarden op aan het pijlerontwerp (maattoleranties van de schuiven, spanningsverdeling op de beton) en het dorpelbalkontwerp (totaal krachten en locale puntlasten).

Voor wat betreft de randvoorwaarden voor het pijlerontwerp wordt verwezen naar de FOP IV-nota (hoofdstuk 6 deformaties en - hoofdstuk 7 spanningsverdeling op de betonconstructie). De consequenties voor het dorpelbalk ontwerp komen in hoofdstuk 8 van deze drempelnota aan de orde. Om zowel aan de stabiliteitseis als aan de belastingrandvoorwaarden te voldoen moet de drempel behalve een minimale geometrie (zie hoofdstuk 9) ook bepaalde vervormings- en sterkte eigenschappen bezitten.

In dit verband is met het oog op het zettingsgedrag de noodzaak voor het eventuele verdichten van de drempel beschouwd. Dit is in par. 5.3. beschreven.

5.2. Stabiliteit

De in tabel 1 genoemde grenstoestanden zijn m.b.v. analytische, numerieke of fysische modellen onderzocht. Als uitgangspunt zijn de sterkte parameters in tabel 2 gehanteerd: (ϕ = interne wrijvingshoek; δ = wrijvingshoek tussen 2 media; γ' = effectief volumegewicht stenen)

Tabel 2 Sterkte eigenschappen

	Karakteristieke ondergrens	Gemiddeld	Karakteristieke bovgrens
- verdicht zand + fundatiemat ($\gamma_1 = 10\text{kN/m}^3$)	$\phi = 36^\circ$	$\phi = 41^\circ$	$\phi = 46^\circ$
* bij strengere verdichtings- eis R1 t/m R6	$\phi^* = 37^\circ$	-	-
- wrijving voetplaat-fundatiemat	$\delta = \arctg 0.56$	$\delta = \arctg 0.67$	$\delta = \arctg 0.78$
- drempelmateriaal t/m 60-300kg ($\gamma_1 = 10\text{kN/m}^3$)	$\phi = 36^\circ$	$\phi = 40^\circ$	$\phi = 44^\circ$
- wrijvings drempel-pijlerkop- vlak	$\delta = 20^\circ$	$\delta = 25^\circ$	$\delta = 30^\circ$
- aanstortingen v.a. 300-1000kg ($\gamma_1 = 11\text{kN/m}^3$)	$\phi = 40^\circ$	$\phi = 45^\circ$	$\phi = 50^\circ$
- wrijving aanstortingen dorpel- balk	$\delta = 15^\circ$	$\delta = 20^\circ$	$\delta = 25^\circ$

Volgens het quasi-probabilistisch spoor is voor elke grenstoestand c.q. bezwijkmechanisme middels partiële veiligheidsfactoren de vereiste veiligheidscoëfficiënt bepaald.

In tabel 3 zijn deze waarden voor alle grenstoestanden samengevat alsmede de berekende uitkomst van het gehanteerde reken c.q. fysisch model. Het type model en de nota of notitie waarin dit is vastgelegd is ook in de tabel opgenomen.

Tabel 3

Samenvatting veiligheidscoëfficiënten

Grenstoestand	vereist				resultaat		METHODE	ONDERBOUWING IN:
	γ_s	γ_m	γ_c	tot γ	O.S.	N.Z.		
1	1.1	1.2	1.15	1.50	1.58 à 1.84	nvt	Horizontaal afschuiven + passieve weerstand	FOP IV nota
2	1.1	1.1	1.05	1.30	1.30 à 2.0	nvt	Brinch Hansen	FOP IV nota + DDWT-80426
3,5	1.1	1.2	1.1	1.45	2.71	3.00	Bishop	CO-407066/2
4a,6a	1.1	1.2	1.1	1.45	1.47	1.96	Bishop	CO-407066/2
4b,6b	1.1	1.2	1.1	1.45	1.93	1.91	Bishop	CO-407066/2
7,9	1.05	1.3	1.25	1.7	2.0	3.7	WL-proeven	311DRO-N-79011
8a,10a	1.2	1.1	1.1	1.45	1.95	1.62	Opbarstmodel	311DRO-N-81018
8b,10b	1.2	1.1	1.1	1.45	1.92	2.97	Opbarstmodel	311DRO-N-81018
8c,10c	1.2	1.1	1.0	1.30	1.67	nvt	Opbarstmodel	311DRO-N-81018
11	?	?	?	?	nvt	?	WL-proeven	proefvoorstel volgt
12	?	?	?	?	nvt	?	WL-proeven	proefvoorstel volgt

- a = meest waarschijnlijk aangroei
- b = systematische extreme aangroei
- c = locale extreme aangroei

Enige toelichting van tabel 3 is op z'n plaats:

.ad grenstoestand 1

De uitwendige drempelgeometrie is gebaseerd op een economische optimalisatie. Hiertoe is voor grenstoestand 1 een probabilistische benadering gevolgd, waarin zowel de belastingen als ook de materiaaleigenschappen en de drempelgeometrie als stochastisch variabelen zijn opgevat.

Dit is nader omschreven in notities 31DRE0-N-79109 en 79111 en samengevat in de FOP IV-nota.

.ad grenstoestand 2

In de bouwfase, d.w.z. pijler geplaatst op fundatiemat en gevuld met waterballast, is de stabiliteit voor de 6 zuidelijke Roompot pijlers het meest kritisch. Daarom is overwogen om de uitvullaag, die extra passieve steun aan de pijler levert, "direct" na het plaatsen van de pijler aan te brengen. In notitie DDWT-80.426 is evenwel aangetoond dat ook zonder deze uitvullaag de stabiliteit voldoende wordt gewaarborgd. Wel dient daarbij extra aandacht te worden besteed aan het verdichten. (verdichtingseis minimale conusweerstand van 150 kgf/cm^2 i.p.v. 130 kgf/cm^2 , zijnde het gemiddelde van vier gewogen sonderingen. Voor de planning van de drempeluitvoering vervalt hiermee de eis om de uitvullaag voor R1 t/m R6 zo spoedig mogelijk na plaatsen pijler aan te brengen.

Bij één en ander is rekening gehouden met de laatste inzichten in de bouwfase stroomsnelheden.

.ad grenstoestand 3 t/m 6

De drempelstabiliteit is onderzocht met behulp van cirkelvormige glijvlakken door het bovendee van de drempel. In tegenstelling tot vroeger onderzochte glijvlakken zijn alleen die glijvlakken beschouwd die in de spleet onder de dorpelbalk beginnen of helemaal aan een zijde van de dorpelbalk liggen. Een glijvlak dat doorloopt van de N.Z. naar de O.S. aanstorting, zonder tegenreactie vanuit de dorpelbalk, is niet realistisch en is daarom buiten beschouwing gebleven.

Aangezien definitief wordt afgezien van de vervalspreider als extra bescherming van de negatieve overlap (zie Onderloopsheidnota 34FUND-N-81194) is een recht glijvlak door de drempel niet meer maatgevend.

.ad grenstoestand 8 en 10

Bij de analyse van het effect van mosselaangroei in de drempel, zoals uitvoerig is gerapporteerd door de MOSSEL-werkgroep in 311DR0-N-81018, is de kans van voorkomen van de onderzochte aangroeiconfiguratie verdisconteerd in een verlaging van de hydraulische belasting. Naar analogie van de "weigerende schuif situatie" is dit gebeurd zodanig dat de totale overschrijdingsfrequentie van deze conditie 2.5×10^{-4} /jaar is. Uit deze aangroeianalyse is gebleken dat de stabiliteit van de aanstortingen bij zowel waarschijnlijke als extreme aangroeiscenario's voldoende is. Om deze reden kunnen de in notitie 311DR0-M-81052 omschreven alternatieve oplossingen aangeduid met respectievelijke "ondergroute dorpelbalk", "steenafalt in de N.Z. aanstorting" en "zware steen $\rho = 34 \text{ kN/m}^3$ in de O.S. aanstorting" vervallen.

.ad grenstoestand 11 en 12

De mogelijkheid tot uitspoelen van de onderste stenen van de N.Z. aanstorting in de spleet wordt thans onderzocht. Dit mechanisme is van belang zowel in verband met een vermindering van de resterende hoogte van de N.Z. aanstorting als met het oog op klemzitten van stenen tegen de onderzijde van de dorpelbalk.

De verwachting is dat de kans op transport van stenen uit de N.Z. aanstorting voldoende klein is. Middels fysische-modelproeven zal dit dienen te worden geverifieerd. Een proefvoorstel hieromtrent is in voorbereiding.

conclusie

Uit tabel 3 blijkt dat voor alle tot dusver onderzochte grenstoestanen de stabiliteit van de pijler, drempel en aanstortingen van het in deze nota beschreven drempelontwerp voldoende gewaarborgd is.

5.3. Drempelzettingen

Onder invloed van de verval- en golfstromingsdrukken in de drempel en de beweging van de pijler en dorpelbalk zal de drempel zetten. Deze klink is in hoofdzaak van belang voor het hoogteverlies van de aanstortingen, welke om stabiliteitsredenen binnen bepaalde marges moet blijven. Anderzijds is een grotere klink, gepaard gaande met horizontale drempelvervormingen plezierig voor het krachtenspel op de dorpelbalk. Aanvankelijk was verondersteld dat de zetting van een niet verdichte drempel aanzienlijk kan zijn (orde $0,50 \pm 0,25$ m).

Dit was gebaseerd op een pessimistische vertaling van de schuifproeven te Kats zoals die in de studieperiode voor het caisson ontwerp waren uitgevoerd.

Evenwel is uit latere triaxiaalproeven op onverdicht grofkorrelig materiaal (uitgevoerd in Karlsruhe en Grenoble) voor meer realistische spanningsveranderingen gebleken (zie LGM rapport CO 40660518) dat een klink van ca 1% over de drempelhoogte een bovengrens is. Ter plaatse van de aanstortingen kan door de beweging van de dorpelbalk eveneens 1% zetting optreden, zodat in dit gebied de totale zetting $1\% \times 10 \text{ m} + 1\% \times 5 \text{ m} = 0,15 \text{ m}$ wordt.

Verdichten zou de klink tot de helft reduceren.

Gelet op de geringe klink van de onverdichte drempel kan worden afgezien van verdichten van de drempelkern. Te meer daar in werkelijkheid mogelijke zettingen door het uitspoelen van aanzandlagen in de drempel ruimschoots groter kunnen zijn dan genoemde klink. In de toleranties van par. 9.6.1. is de drempelklink verwerkt.

6. HYDRAULISCHE ASPECTEN

6.1. Inleiding

In hoofdstuk 3 van deze nota is reeds aangeduid, dat de hydraulische functies betrekking hebben op een drietal zaken, te weten:

- stroom- en golfbestendigheid in bouw- en eindfase
- afsluiting (doorlatendheid drempel en aansluiting drempel op andere constructieonderdelen)
- stroomgeleiding

In de volgende paragrafen worden de eerste twee aspecten nader uitgewerkt. De stroomgeleidende functie van de drempel dient in samenhang met de vormgeving van de pijler, de dorpelbalk etc. beschouwd te worden. Als uitgangspunt voor het ontwerp van de drempel worden derhalve de eisen m.b.t. de vormgeving (evt. de ruwheid) gehanteerd, zoals die geformuleerd zijn vanuit de functie van stroomgeleiding.

6.2. Hydraulische stabiliteit toplagen

6.2.1. Inleiding

Voor de open toplaag van de drempel en de overgangsconstructie zijn twee omstandigheden maatgevend, nl. de situatie met de weigerende schuif onder extreme omstandigheden en de situatie met de gesloten kering onder extreme omstandigheden. Deze laatste situatie dient voornamelijk voor de toplaag aan de Noordzee-zijde (mede) in beschouwing genomen te worden, omdat de inkomende golfenergie voor een groot deel tegen de gesloten kering wordt gereflecteerd.

Hierdoor wordt aan de Oosterschelde-zijde een golfklimaat t.g.v. golfoverslag ontwikkeld, waarvan de (geschematiseerde) golfhoogte een orde kleiner is dan aan de Noordzee-zijde.

De situatie met de gesloten kering onder extreme omstandigheden is voor de Oosterschelde-zijde alleen relevant voor de zône direct achter de schuif (aanstorting), omdat t.g.v. golfoverslag in dit gebied periodiek een hoeveelheid water van een hoogte van vele meters op het Oosterschelde bekken komt.

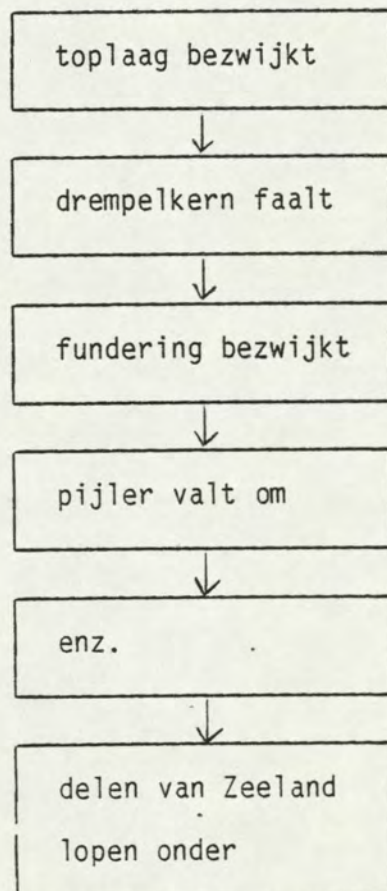
6.2.2. Aanpak

De stabiliteit van de toplaag is grotendeels in een fysisch model onderzocht (Pentagoot, WL de Voorst, verslag M1451).

Voor de situatie met de weigerende schuif is het stroombeeld dermate complex, dat fysisch modelonderzoek onontbeerlijk is, terwijl door de gekozen opstelling in de Pentagoot (drie compartimenten, waarvan het middelste met de weigerende schuif) de gesloten kering situatie tegelijk onderzocht kon worden (Ter ondersteuning van het modelonderzoek is literatuuronderzoek verricht naar het stroombeeld bij weigerende schuif). Het modelonderzoek is zodanig ingericht, dat met de resultaten per dorpelbalknivo voor de verschillende locaties, (t.o.v. de as van de kering) voor de diverse in het model onderzochte waarden van ΔD de schade (= aantal verplaatste stenen en schadeconcentratie) als functie van het verval kan worden uitgezet, terwijl bovendien de relatie tussen bezwijkverval en benodigde ΔD bepaald kan worden. Voor deze relatie is een bezwijkkriterium nodig dat op grond van de evaluatie van eerder verricht onderzoek bepaald is op een verplaatsing van 100 stenen per vak met een breedte van 15 m in de stroomrichting.

Dit criterium houdt in, dat bij een verplaatsing van circa 100 stenen per vak uit de toplaag deze lokaal verdwenen is en derhalve de drempelkern zichtbaar wordt (schadeconcentratie 1).

Een geringe opvoering van het verval leidt tot het volledig bezwijken van de drempel met als gevolg de kettingreactie met het onderlopen van delen van Zeeland als eindresultaat.



Opgemerkt dient te worden, dat het bezwijkcriterium van 100 stenen met name geldt voor de toplaag van de drempel. Voor de overgangsconstructie blijkt na evaluatie van de proefresultaten, dat verplaatsing van 100 stenen met name voor de relatief fijne toplagen (60-300 kg, 300-1000 kg) niet direct tot bezwijken leidt (schadeconcentratie 1).

Pas bij een verplaatsing van orde 200 stenen kan in dat geval van volledig bezwijken worden gesproken.

6.2.3. Faalkans bepaling

In het kader van de quasi-probabilistische benadering is een veiligheidscoëfficiënt gehanteerd, die op de belastingen (buitenwaterstand) is gezet. De grootte van de veiligheidscoëfficiënt wordt als volgt bepaald:

γ_{s1} : brengt de kans in rekening op overbelasting t.o.v. de karakteristieke belasting. De SVKO wordt op een extreme belasting Q_e met een overschrijdingsfrequentie van $2,5 \times 10^{-4}$ per jaar ontworpen. Wordt echter uitgegaan van een karakteristieke belasting Q_k met een overschrijdingskans van $0,5 \times 10^{-2}$ per jaar (conform PG0-nota 6) dan geldt $Q_e = \gamma_{s1} \times Q_k$.

Uit de belastingoverschrijdingsfrequentieslijn volgt $\gamma_{s1} = 1,2$.

γ_{s2} : verrekent kans dat bepaalde belastingscombinaties optreden. Het drempelontwerp wordt steeds bij een ongunstige combinatie van golven en verval beproefd zodat $\gamma_{s2} = 1,0$.

γ_{s3} : verrekent onzekerheden in de belastingsberekening. Gezien de mate van onnauwkeurigheid bij de bepaling van de natuurrandvoorwaarden verdient het aanbeveling $\gamma_{s3} = 1,10$ te stellen.

γ_{m1} : heeft betrekking op de mogelijke reductie in karakteristieke sterkte t.g.v. ongunstiger materiaaleigenschappen dan verondersteld. Voor de sterkte van de toplaag zijn twee parameters bepalend het soortelijk gewicht der stenen en de diameter.

$$\Delta = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} = \frac{3,0 \text{ à } 2,90 - 1,0}{1,0} = 2,0 \text{ à } 1,90 \quad (1,05)$$

$$D = \sqrt[3]{\frac{8 \text{ à } 9,5}{\rho_s}} = 1,39 \text{ à } 1,46 \quad (1,05)$$

Gezien de variatie in beiden kan $\gamma_{m1} = 1,10$ gesteld worden.

γ_{m2} : brengt alle overige oorzaken van vermindering in sterkte in rekening zoals maatafwijkingen en de betrouwbaarheid van het rekenmodel. Deze factor wordt in het drempelontwerp benut om de onnauwkeurigheden

- bij vertaling van model naar prototype (1,05)
- in de uitkomst van de modelproeven zelve 1,05
- in de uitvoering van de beton geometrie (dorpelbalk etc.) (1,1)
- in de realisatie van de drempel geometrie (1,05)

te verdisconteren.

Dit leidt tot de vaststelling van $\gamma_{m2} = 1,25$.

γ_{c1} : heeft betrekking op de aard van de constructie, waarbij de mogelijkheid van herverdeling van inwendige krachten betrokken wordt. Aangezien in het geval van de drempeltoplaag, na het bereiken van het schadecriterium, de schade geleidelijk toeneemt, zonder dat het weerstandsvermogen o.i.v. herschikking der stenen toeneemt, kan gesteld worden $\gamma_{c1} = 1,0$.

γ_{c2} : geeft de ernst van de situatie weer, die door het bereiken van de grenstoestand ontstaat.

De kans, dat een aantasting van de drempeltoplaag via een "progressive collapse" van de SVK0 tot een overstroming van Zeeland leidt moet gering worden geacht, daar het gaat om één van de 63 pijlervakken (weigerende schuif).

Derhalve $\gamma_{c2} = 1,0$

De totale opstelling wordt nu: $\gamma_{tot} = \frac{\gamma_{S1} \gamma_{S2} \gamma_{S3} \gamma_{m1} \gamma_{m2} \gamma_{c1} \gamma_{c2}}{\gamma_{S1}} = 1,5$

Deze veiligheidscoëfficiënt γ_{tot} dient op het verval te worden betrokken op grond van de veronderstelling dat ruwweg geldt

$$\gamma \cdot \Delta h = \alpha \cdot \Delta d$$

waarin α = in modelproeven te bepalen coëfficiënt.

Zodoende bedraagt de grootte van het bezwijkerverval met bijbehorende golf:

weigerende schuif vloedverval	$\Delta h_{bezw} = 6,3 \text{ m}, H_S = 4,0 \text{ m}$
weigerende schuif ebverval	$\Delta h_{bezw} = 2,4 \text{ m}, H_S = 0,0 \text{ m}$
gesloten kering	$\Delta h_{bezw} = 9,5 \text{ m}, H_S = 5,0 \text{ m}$

Op grond van een statistische analyse van de onderzoekresultaten kan achteraf worden nagegaan, of het met behulp van het onderzoek verkregen ontwerp de faalkans van de toplaag voldoende laag is.

De faalkans kan gedefinieerd worden als de kans op bezwijken van de top-laag, vermenigvuldigd met de kans op een weigerende schuif (uit de proeven blijkt dat de weigerende schuif situatie maatgevend is).

De kans op het bezwijken wordt bepaald door het product van de kansdichtheidsfuncties van de optredende belastingen $B(\text{verval})$ en de sterkte te integreren.

De kans dat een vloed verval Δh overschreden wordt kan worden afgeleid uit de hoogwater frequentielijn en de kansdichtheidsfuncties der binnenwaterstanden.

$$\Pr\{\Delta h > \Delta h\} = 1 - e^{-16,13e^{\frac{-\Delta h - 2,93}{0,303}}} = \int_0^{\infty} f_b(B) dB$$

Bij de aanname van een normale verdeling voor de sterkte S , met het ontwerpbezwijkverval als verwachtingswaarde μ en een bepaalde standaardafwijking σ , kan de kansdichtheidsfunctie van de sterkte geschreven worden als:

$$f_S(S) = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{\Delta h - \mu}{\sigma} \right)^2}$$

Er vanuit gaande dat S iedere positieve waarde kan hebben wordt dan de totale faalkans:

$$\Pr\{B > S, \text{ weigerende schuif}\} = \Pr\{\text{weigerende schuif}\} * \int_0^{\infty} \int_S^{\infty} f_b(b) dB * f_S(S) dS$$

$$\Pr\{B > S_{\text{weigerende schuif}}\} = \Pr\{\text{weigerende schuif}\} * \int_0^{\infty} (1 - e^{-16,13e^{\frac{-\Delta h - 2,93}{0,303}}}) d(\Delta h) \quad (1)$$

$$\frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{\Delta h - \mu}{\sigma} \right)^2} d(\Delta h) \quad (1)$$

Hierbij is dus impliciet aangenomen dat de schade voornamelijk wordt bepaald door het verval (sec) en niet door de combinatie van een bepaalde buiten waterstand met een bepaalde binnenwaterstand.

De standaardafwijking wordt bepaald door de volgende factoren:

- afwijking in de karakteristieke steen parameters
- variatie en schematisatie in de randvoorwaarden
- reproduceerbaarheid
- schaaleffecten (vertaling van model naar prototype)
- uitvoeringssonauwkeurigheden

ad a.

De relatie tussen het bezwijkverval en de karakteristieke steenparameters kan blijken het onderzoek geschreven worden als:

$$h = a \times \Delta D + c$$

Voor de standaardafwijking geldt dan:

$$\begin{aligned}\sigma_{\Delta D} &= \sqrt{\frac{(\text{bezwijkverval})^2 \sigma_{\Delta}^2}{\Delta^2} + \frac{(\text{bezwijkverval})^2 \sigma_D^2}{D^2}} \\ &= \sqrt{a^2 (D^2 \sigma_{\Delta}^2 + \Delta^2 \sigma_D^2)}\end{aligned}$$

waarin:

a = "constante" (die volgt uit de relatie tussen bezwijkverval en ΔD) = f (dorpelbalkniveau, vak)

D = nominale diameter steen = $(M_{50}/\rho_s)^{1/3}$

Δ = relatieve dichtheid = $\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$

σ_{Δ} = standaardafwijking relatieve dichtheid

σ_D = standaardafwijking nominale diameter

Hoewel $\sigma_{\Delta D}$ dus in feite een functie is van de plaats in het sluitgat en de toegepaste steensortering is, kan als bovengrens de waarde voor basalt 6-10 ton (toplaag drempel midden delen Roompot OS-zijde) worden gehanteerd:

$$\sigma_{\Delta D} = 0,22 \text{ m.}$$

De minimale waarde voor $\sigma_{\Delta D}$ bedraagt 0,10 m (basalt 60-300 kg, overgangsconstructie ondiepe delen NZ-zijde).

ad b.

Ten behoeve van het onderzoek zijn een aantal schematisaties uitgevoerd, die voor een deel betrekking hebben op de geometrie (pijler, schuif) en voor een deel op de in het model toegepaste hydraulische randvoorwaarden (permanent verval met een bepaalde belastingsduur i.p.v. getij). De invloed hiervan is slechts globaal af te schatten.

$$\sigma_{rvw} = 0,2 \text{ m}$$

ad c.

Alle proeven zijn drie maal uitgevoerd. Uit een analyse van de resultaten van de proeven volgt:

$$\sigma_{\text{reproductie}} = 0,14 \text{ m}$$

ad d.

Bij de opzet van het onderzoek is ruime aandacht besteed aan de verschaalingsproblematiek. Op grond van deze beschouwing is gekozen voor een lengteschaal 30 ($n_1 = 30$). Het is echter niet reëel om te veronderstellen, dat de optredende stroom- en shadebeelden in het model exact gelijk zijn aan die in het prototype (Reynoldseffecten, invloed van de watertemperatuur etc.)

Veiligheidshalve wordt aangehouden:

$$\sigma_{\text{model}} = 0,5 \text{ m}$$

ad e.

Uit enige oriënterende proeven is gebleken, dat voor de toplaag van de drempel de invloed van uitvoeringson nauwkeurigheden (het zeer lokaal ontbreken van één of zelfs twee lagen) zeer beperkt is.

Het is dan ook reëel om aan te nemen:

$$\sigma_{\text{uitv}} = 0,1 \text{ m}$$

Onder de aanname van het volledige ongekorreleerd zijn van het proces kan

σ tot worden berekend uit:

$$\sigma_{\text{tot}} = \sqrt{\sigma_{\Delta D}^2 + \sigma_{rvw}^2 + \sigma_{repr}^2 + \sigma_{\text{model}}^2 + \sigma_{\text{uitv}}^2} = 0,61$$

Rekening houdend met de kans op het weigeren van een of meerdere schuiven (dubbel uitgevoerde bewegingswerken) kan de faalkans van de toplaag bij een weigerende schuif worden vastgesteld:

$$\Pr \{B > S, \text{ weigerende schuif}\} = 3 \times 10^{-7} \text{ keer per jaar}$$

Deze faalkans is acceptabel, omdat voor het onderlopen van delen van Zeeland na het bezwijken van de toplaag een kettingreactie nodig is, bestaande uit een aantal deelreacties (drempel bezwijkt, fundering bezwijkt, pijler valt om enz.) ieder met een kans van voorkomen kleiner dan 1.

Bovendien zal gezien de beschikbare steenzwaarten ΔD de toegepaste ΔD in het algemeen hoger zijn dan de vereiste ΔD .

Hierdoor zal de faalkans van de toplaag nog kleiner worden.

Geconcludeerd kan worden, dat het ontwerp van de met de quasi-probabilistische benadering (veiligheidscoëfficiënt 1,5) gedimensioneerde toplaag van de drempel en de overgangsconstructie een voldoende lage faalkans heeft.

6.2.4. De benodigde ΔD

Uit de resultaten van het onderzoek kan worden geconcludeerd, dat voor de stabiliteit van de topplaag de situatie met een weigerende schuif maatgevend is. Bij de gesloten kering treedt bij extreem hoge golven ($H_s = 6$ m) aan de NZ-zijde geen schade op, terwijl aan de OS-zijde de schade beperkt blijft tot de teen van de aanstorting.

Voor een aanstorting bestaande uit 1-3 ton is deze schade zeer groot. Om deze reden is besloten de topplaag van de drempel door te trekken tot halverwege het talud van de aanstorting. Voor de rest van de aanstorting dient basalt 1-3 ton toegepast te worden.

De benodigde ΔD voor de OS-zijde is in onderstaande tabel weergegeven (vaknummering identiek aan vaknummering Pentagoot).

	Vak \ NAP	-4,5	-5,5	-6,5	-7,5	-8,5	-9,5	-10,5
teenaan- storting	1	1,6	1,7	1,8	2,4	2,6	2,4*	2,5*
drempel	2	1,6	1,7	1,8	2,4	2,6	2,4*	2,5*
	3	1,4	1,6	1,7	2,3	2,5	2,3	2,2
overgangs- constructie	4	1,15	1,4	1,8	1,8	1,8	1,6	1,6
	5	1,1	1,3	1,4	1,6	1,6	1,6	1,6
	6	0,9	1,1	1,1	1,3	1,4	1,5	1,6
	7	0,8	0,9°	1,1°	1,2°	1,4°	1,8° (1,6+)	2,2° (1,6+)

* binnenwaterstand - 1,70 maatgevend (w.s. -0,70 gunstiger)

o zonder steun langs rand

+ met steun langs rand

De invloed van de vakwerkschuif is afzonderlijk onderzocht (311DRO-M-80036). Hoewel voor de diepe locaties de aanval op de topplaag enigszins groter is dan bij de plaatliggerschuif is de stabiliteit van de toplagen volgens het huidige ontwerp voldoende. Voorwaarde is daarbij dat de stabiliteit van de steenasfaltcharges langs de pijlers groter is dan die van de aangrenzende breuksteen. Aan de gestelde voorwaarde wordt met steenasfaltcharges van 25 ton ($\Delta D = 2,6$ à $3,2$) voldaan, zonder rekening te houden met onderlinge hechting van de charges. In hoofdstuk 9 wordt dit verder uitgewerkt (figuur 8).

De benodigde ΔD voor de NZ-zijde is in onderstaande tabel weergegeven:

	Vak \ NAP	-4,5	-5,5	-6,5	-7,5	-8,5	-9,5	-10,5
aan- storting	11	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
drempel	12	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	13	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
overgangs- constructie	14	0,6	0,6	0,6	0,7	0,75	1,0	1,05
	15	0,45	0,45	0,5	0,55	0,8	0,95	1,05
	16	0,3	0,3	0,55	0,55	0,9	1,0	1,05
	17	0,3	0,35	0,55	0,55	0,7	0,8	0,9

Gezien de relatief lage waarde van het ontwerpverval tijdens eb ($\Delta h = 1,60$) zal in het prototype, afhankelijk van de toegepaste bestor-tingszwaarten meer of minder (geen) schade optreden onder dagelijkse om-standigheden bij een volledig geopende kering. De grootte van de optredende schade onder dagelijkse omstandigheden kan slechts bij benadering worden vastgesteld. Afhankelijk van onder meer de onderhoudsfilosofie kan een be-paalde schade onacceptabel zijn. Hierop wordt nader ingegaan in hoofdstuk 9.

De toplaag 1-3 ton onder de dorpelbalk heeft blijkens het onderzoek onder extreme omstandigheden een veiligheidsfactor 1,1 tegen stabiliteitsver-lies. Stabiliteitsverlies van deze steen heeft echter niet het bezwijken van de drempel tot gevolg, terwijl eventueel verplaatsen van de steen mede wordt bepaald door de grootte van de spleet onder de dorpelbalk. Ook speelt daarbij de vraag in hoeverre verplaatste stenen onder de dorpelbalkvloer kunnen klemraken en hoge puntlasten op deze vloer veroorzaken ingeval de zetting van pijler en dorpelbalk groter is dan die van de drempel. Oriënterende berekeningen tonen aan dat voor een spleethoogte van 1,5 m of meer zowel de instabiliteit van de steen als het risico van klemraken van stenen onder de dorpel aanzienlijk afnemen ten opzichte van kleinere spleethoogten.

Een grote spleethoogte is ook uitvoeringstechnisch aantrekkelijk (figuur 8). Een definitieve keuze kan echter nog niet worden gemaakt daar door de grote spreiding in de resultaten van het tot nu toe op dit punt verrichte onderzoek. Zowel ten aanzien van de stabiliteit van de stenen onder de dorpelbalk als die van de onderste stenen in de aanstorting aan de Noordzeezijde bestaat daarvoor nog onvoldoende inzicht.

Voor wat betreft de dorpelbalk staat vast dat de vloer niet bestand is tegen hoge puntlasten en dat aanpassing van de vloer hiervoor tot zeer hoge kosten zal leiden.

In verband met bovenstaande is het noodzakelijk aanvullende onderzoek te doen naar de stabiliteit van de stenen onder en voor de dorpelbalk. Mocht dit onderzoek niet voldoende resultaat opleveren dan zijn de volgende maatregelen mogelijk

- verhoging van de ΔD van de stenen door verhoging van de steenafmetingen (D) of door het gebruik van steen met hogere dichtheid (Δ). In verband met het risico van schade aan beton is er een bovengrens van 4,5 ton voor het stukgewicht van de stenen.
- het gebruik van steenasfaltcharges. Deze oplossing heeft het bezwaar dat eventueel te hoog liggende steenasfalt zeer moeilijk is op te ruimen.

6.3. Filterstabiliteit

De opbouw van de drempel dient zodanig te zijn, dat indringing van "korrels" van een bepaalde laag in de direct bovenliggende laag tot een minimum beperkt blijft. Dit in verband met de hiermee gepaard gaande zetting van de drempel. Voor de overgangsconstructie is enige zetting niet bezwaarlijk. De constructie moet echter zo zijn opgebouwd, dat geen doorgaand materiaaltransport door de opeenvolgende lagen mogelijk is.

Indringing zal bij geometrisch niet ondoordringbare filters optreden bij overschrijding van een bepaalde waarde van het verhang.

De verhangen in de drempel zijn opgebouwd uit een stationnair deel ten gevolge van het verval en uit een cyclisch deel ten gevolge van golfdoordringing in de drempel. De invloed van het cyclisch bewegen van de pijler is in de drempel vrijwel nihil. Berekeningen tonen aan, dat de grootste verhangen optreden bovenin de drempel en wel rondom de dorpelbalk. Inclusief een veiligheidscoëfficiënt van 1,5 bedraagt ter plaatse van de onderhoeken van de dorpelbalk de maximale waarde 150-200%.

Ter plaatse van de overgangsconstructie aan de Noordzeezijde bedraagt het maximum verhang, inclusief een veiligheidscoëfficiënt 1,5 circa 20%, bij de situatie gesloten kering en een golfperiode van circa 10 sec. Daarentegen is blijkens recent onderzoek aan de Oosterschelde-zijde de weigerende schuifsituatie maatgevend. In deze situatie treden hoogfrequente verhangen op die kunnen leiden tot uitspoelen van filtermateriaal, bij onvoldoende filterstabiliteit.

De bepaling van de vereiste veiligheidscoëfficiënt 1,5 voor de filterstabiliteit is gebaseerd op gelijkkluidende argumenten als die voor de toplagen.

Voor grove materialen is in de literatuur vrijwel niets bekend over de relatie tussen de grootte van verhang en de vereiste verhouding van de relevante korreLPARAMETERS (bijvoorbeeld D_{50f}/d_{50b}) van basis- en filtermateriaal.

De reden hiervan is, dat laboratoriumonderzoek vrijwel niet mogelijk is vanwege de grootte van de "korrels".

Daarom gaat men uit van de eis van fysische ondoordringbaarheid voor deze materialen, waarbij de verhouding $D_{50f}/d_{50b} = 4$ à 5. Deze regel geldt voor min of meer bolvormige materialen.

Uitgaande van materiaal 8-40 mm met een minimale d_{50b} van 0,018 m in de bovenste laag van de funderingsmat kan onderstaande tabel worden samengesteld.

$$d_{50,b} = 0,018 \text{ m}$$

D_{50f}/d_{50b}	= 4	5
1e laag	0,07 m	0,09 m
2e laag	0,29 m	0,45 m
3e laag	1,2 m	2,25 m

Uit deze tabel blijkt dat een onderlaag van breuksteen 5-40 kg, met $D_{50f} = 0,18 \text{ m}$, welke direct op de funderingsmat zou worden aangebracht, gezien de belasting met name aan de Oosterschelde-zijde in filtertechnisch opzicht niet voldoet. Hoewel de belasting aan de zeezijde lager is, moet ook daar aan de filterstabiliteit worden getwijfeld. Daarom wordt een laag grind 40-125 mm tussengevoegd.

De filteropbouw wordt dan als volgt:

drempel (tussen de pijlers)

laag	d ₅₀	D _{50f} /d _{50b}
(mat)grind 8-40 mm	0,018 m	
staalslak 40-160 mm	0,07 à 0,09 m	4,5
breuksteen 10-60kg	0,23 m	3
breuksteen 300-1000kg	0,59 m	2,6
breuksteen 6-10 ton	1,4 m	2,3

overgangsconstructie (a)

laag	d ₅₀	D _{50f} /d _{50b}
(mat)grind 8-40 mm	0,018	
grind 40-125 mm	0,06 m	3,3
breuksteen 5-40 kg	0,18 m	3
breuksteen 1-3 ton	0,84 m	4,7

overgangsconstructie (b)

laag	d ₅₀	D _{50f} /d _{50b}
(mat)grind 8-40 mm	0,018 m	
grind 40-125 mm	0,06 m	3,3
breuksteen 10-60 kg	0,23	3,8
breuksteen 3-6 ton	1,16 m	5

Bovenstaande is uitsluitend gebaseerd op de verhouding van de gemiddelde korrelafmetingen. In hoeverre ook de kleinere korrels uit de sortering kunnen worden vastgehouden, wordt nagegaan aan de hand van een door LGM ontwikkelde statistische methode. Hierbij is uitgaande van een bepaalde gradatie van het filtermateriaal, opgebouwd uit bollen de kans berekend, dat een bepaalde gatgrootte tussen de korrels niet wordt overschreden.

Voor steil gegradeerde mengsels is de gatgrootte, waarvoor deze kans gelijk is aan nul (dus geen enkel gat groter dan het beschouwde gat) gelijk aan 0,15 - 0,2 maal de maximale korreldiameter. Wordt de diameter van een dergelijk gat gelijk gesteld aan de minimale diameter van de korrels van het basismateriaal, dan is de minimale afmeting van de korrels van het basismateriaal, waarbij indringing in de bovengelegen laag fysisch onmogelijk, is, bekend. Toegepast op de hiervoor vermelde filteropbouw levert deze methode het volgende op:

sortering	d max.	0,15 d max à 0,2 d max	conclusie
<u>drempel Oosterscheldezijde</u>			
6-10 ton (1,25 à 1,6)	1,6 m	0,24 à 0,32 m	geen transport mogelijk
300-1000 kg (0,48 à 0,75)	0,75 m	0,11 à 0,15 m	geen transport mogelijk
10-60 kg (0,15 à 0,35)	0,35 m	0,05 à 0,07 m	geen transport mogelijk
5-40 kg (0,12 à 0,24)	0,24 m	0,04 à 0,05 m	geen transport mogelijk
grind 40-125 mm	0,125 m	0,018 à 0,025 m	alleen fijne korrels
grind 8-40 mm (mat)	0,04 m		uit 8-40 mm kunnen weg
<u>onder dorpelbalk</u>			
1-3 ton (0,75 à 1,00)	1,00 m	0,15 à 0,20 m	geen transport mogelijk
60-300 kg (0,35 à 0,48)	0,48 m	0,07 à 0,10 m	geen transport mogelijk
10-60 kg (0,15 à 0,35)	0,35 m	0,05 à 0,07 m	geen transport mogelijk
staalslak 40-160 mm	0,16 m	0,024 à 0,032 m	alleen fijne korrels
grind 8-40 mm (mat)	0,04 m		kunnen weg
<u>drempel zeezijde</u>			
zie drempel Oosterscheldezijde (toplaag 300-1000 kg)			
<u>overgangsconstructie</u>			
<u>Oosterscheldezijde</u>			
3-6 ton (1,00 à 1,26)	1,26 m	0,10 à 0,25 m	enig transport mogelijk
5-40 kg (0,12 à 0,24)	0,24 m	0,04 à 0,05 m	geen transport mogelijk
grind 40-125 mm	0,125 m	0,018 à 0,025 m	alleen fijne korrels
grind 8-40 mm (mat)	0,04 m		uit 8-40 mm kunnen weg
<u>overgangsconstructie zeezijde(a)</u>			
60-300 kg (0,35 à 0,48)	0,48 m	0,07 à 0,10 m	alleen fijne korrels kunnen weg
staalslak 40-160 mm	0,16 m	0,02 à 0,03 m	alleen fijne korrels uit
grind 8-40 mm (mat)	0,04 m		8-40 mm kunnen weg
<u>overgangsconstructie zeezijde (b)</u>			
1-3 ton (0,75 à 1,00)	1,00 m	0,15 à 0,20 m	geen transport mogelijk
5-40 kg (0,12 à 0,24)	0,24 m	0,04 à 0,05 m	geen transport mogelijk
grind 40-125 mm	0,125 m	0,018 à 0,025 m	alleen fijne korrels uit
grind 8-40 mm (mat)	0,04 m		8-40 mm kunnen weg

Opgemerkt dient te worden, dat:

1. het aantal gaten gelijk aan de maximale diameter beperkt is;
2. de kans, dat alle kleine korrels juist voor grote gaten zitten, klein zal zijn;
3. bij enig transport van fijn materiaal pantsring zal optreden, dit temeer daar de interne stabiliteit van de steil gegradeerde mengsels groot is;
4. voor de grensvlakken tussen grind en lichte breuksteen uit proeven is gebleken dat bij $D_{50f}/d_{50} = 7$ het kritieke verhang 40% bedraagt. (WL-publicatie nr. 73, M905) . In dit ontwerp liggen voor de betreffende grensvlakken de verhoudingen D_{50f}/d_{50b} tussen 3 en 4,5. De kritieke verhangen zullen dan nog hoger liggen.

De bovenlaag van de afstorting op de negatieve overlap bestaat uit basalt 40-200 mm, met $D_{50} = 120$ mm en sluit aan op grind 8-40 mm, met $d_{50} = 18$ mm. De verhouding D_{50f}/d_{50} bedraagt voor deze lagen 7. Met inbegrip van een veiligheidscoëfficiënt van 1,5 bedraagt het verhang in het betreffende grensvlak ca. 30%.

Geconcludeerd kan worden dat met name aan de Noordzee-zijde waar de verhangen op de diverse grensvlakken beperkt zijn de veiligheid ruim voldoende is.

Aan de Oosterscheldezijde, waar bij weigerende schuif situatie hogere belastingen optreden, kan weliswaar theoretische transport van enig fijn materiaal optreden, doch de kans dat dit tot een doorgaand proces leidt, moet uitgesloten worden geacht, gezien de zeer strenge gehanteerde filterregels.

6.4. Stroombestendigheid in de bouwfase

N.B. In deze paragraaf zijn de op basis van de bouwvolgorde volgens de PGO-nota's 9 en 10 bepaalde stroomsnelheden zonder veiligheidscoëfficiënt gehanteerd. De bijzondere invloed die de dam aanzetten blijken te hebben is hierin nog niet verwerkt. Conclusies moeten daarom nog niet worden getrokken.

6.4.1. Opbouw drempel

Tengevolge van de pijlerplaatsingen en de opbouw van de drempel zal de debietverdeling over een sluitgat veranderen. De stroomsnelheid in het nog niet geblokkeerde deel van het sluitgat zal steeds toenemen naarmate meer pijlers worden geplaatst. In feite neemt deze stroomsnelheid toe met de lokale toename van de weerstand als gevolg van de bouwactiviteiten in de overige delen van het sluitgat. De lokale stroomsnelheid is dus een functie van de mate van vordering van de bouwactiviteiten en de afvoereigenschappen van de reeds geplaatste constructie (pijlers alléén of pijlers + drempel). De grootte van de lokale stroomsnelheid tijdens de diverse bouwstadia is aan de ene kant een afgeleide van de gekozen constructie en bouwvolgorde en aan de andere kant een randvoorwaarde ten aanzien van de stabiliteit van de drempellagen tijdens een bouwfase.

In de laatste fase van de bouw van de Stormvloedkering, als de dorpelbalken voor een deel zijn geplaatst, wordt het verval dat over de kering staat groter, waardoor relatief grote stroomsnelheden onder de dorpelbalken ontstaan, indien aanstortingen nog niet zijn aangebracht. Hierdoor kan de stabiliteit van de toplaag onder de dorpelbalk in gevaar komen. Aangezien het optredende mechanisme enigszins afwijkt van de situatie zonder dorpelbalk worden beide gevallen apart behandeld.

In de situatie zonder dorpelbalken treedt bij het voortschrijden van de uitvoering een herverdeling van het debiet per sluitgat op. Het totale debiet dat het sluitgat passeert neemt nagenoeg niet af, terwijl de vervallen klein zijn. De herverdeling van het debiet per sluitgat wordt veroorzaakt doordat de weerstandsverdeling over het sluitgat wordt gewijzigd. Lokaal neemt het doorstroomprofiel af (pijlers of pijlers en drempel aangebracht) zodat het debiet voor een relatief groot deel het nog niet geblokkeerde deel van het sluitgat passeert, waardoor ter plaatse de snelheden groter worden.

Voor de bepaling van de optredende snelheden tijdens de diverse bouwfasen is uitgegaan van Databankgegevens gebaseerd op de plannings van PGO-nota's 9 en 10. Deze zijn gebaseerd op de resultaten van metingen in M1000/M1001, en deels gebaseerd op (relatief grove) berekeningen.

De aldus bepaalde stroomsnelheden \bar{u} zijn ongestoorde stroomsnelheden. Met de diverse invloedsfactoren k (invloed, scheve aanstroming, geometrische vernauwing/verwijding) kunnen de locale snelheden \bar{u}_k ter plaatse van de drempel worden berekend ($\bar{u}_k = \frac{\bar{u}}{k}$).

k

Voor een bepaald getij (gemiddeld getij, 1 * jaar getij) kan de benodigde bestortingszwaarte per vak en opbouwphase worden berekend. De benodigde bestortingszwaarte per vak en opbouwphase wordt bepaald uit de vergelijking:

$$\bar{u}_k = C \sqrt{\Delta D \Psi}$$

waarin

\bar{u}_k = kritieke optredende snelheid ter plaatse van de drempel (m/s)

C = coëfficiënt = $18 \log \frac{6 \cdot h}{D_n}$ (-)

h = waterdiepte (m)

D_n = nominale diameter steen (m)

Δ = relatieve dichtheid = $\frac{\rho_{st} - \rho_w}{\rho_w}$ (-)

Ψ = stabiliteitscoëfficiënt (-)

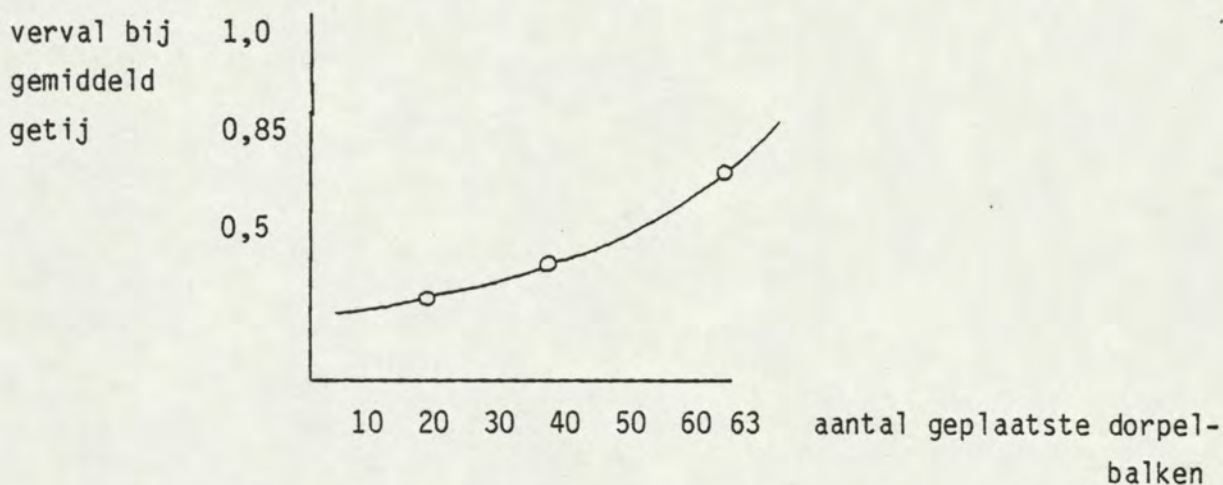
In onderstaande tabel is een samenvatting gegeven van de vereiste zwaarte van de bestorting voor de omstandigheden die met een frequentie van eenmaal per jaar kunnen voorkomen, echter zonder veiligheidscoëfficiënt en zonder de inmiddels bekend geworden bijzondere invloed van de damaanzet.

uitvullaag	
locatie	bestorting
R 1-15	staalslakken
R 16-29	5-40 kg
R 30-33	staalslakken
S 1-8	staalslakken
S 9-17	5-40 kg
H 1-8	5-40 kg
H 9-16	staalslakken

6.4.2. Toplaag onderdorpelbalk

De hierboven omschreven methode is niet direct van toepassing voor de situatie met (voor een deel) geplaatste dorpelbalken (bij afwezigheid van de aanstortingen). In deze situatie bepaalt de optredende stroomsnelheid onder de dorpelbalk de stabiliteit van de drempeltoplaag onder de dorpelbalk. De snelheid onder de dorpelbalk wordt bepaald door de grootte van het verval, dat over de kering staat.

Dit verval is weer sterk afhankelijk van het aantal geplaatste dorpelbalken in het sluitgat (zie onderstaande figuur).



De t.g.v. een zeker verval optredende stroomsnelheden zijn het grootst, als de schuif naar beneden is gelaten, maar de afwijking t.o.v. de situatie met geheven schuiven is niet zo groot. Op grond van metingen, die in het kader van M1451 in de Tussenpadgoot zijn uitgevoerd is de relatie tussen optredend Δh en stroomsnelheid \bar{u} te bepalen:

$$\Delta h = 1,41 \frac{\bar{u}^2}{2g}$$

De benodigde ΔD van de steen onder de dorpelbalk kan niet direct m.b.v. uit de literatuur bekende stabiliteitsformules worden bepaald gezien de extreem lage spleethoogte/diameter verhouding onder de dorpelbalk (~ 2 à 3). Hiervoor is de toepassing van een correctiefactor noodzakelijk.

Teneinde de stabiliteit van de steen onder de dorpelbalk vast te kunnen stellen is in de Pentagoot onderzoek uitgevoerd, waarvan de resultaten bevestigen, dat de gangbare stabiliteitsrelaties ook na correctie niet volledig eenduidig zijn. Tevens blijkt, dat tussen begin van bewegen en volledig bezwijken van de toplaag onder de dorpelbalk een ruime marge aanwezig is.

Door nu als criterium het begin van bewegen aan te houden wordt een relatief grote veiligheid ingebouwd.

Uitgaande van de relatie tussen het verval en het aantal geplaatste dorpelbalken kan worden gesteld, dat de stabiliteit van 300-1000 kg pas bij de laatste 10 à 15 poortjes kritiek wordt.

Dan neemt het verval onder gemiddelde (getij) omstandigheden toe tot waarden groter dan 0,70 m, het geen voor 1 * jaar omstandigheden leidt tot waarden groter dan 1,40 m (= kritieke verval). Dit verval staat dan wel over de gehele kering. Porfier 1-3 ton is onder vrijwel alle omstandigheden volledig stabiel.

Opgemerkt dient nog te worden, dat na het aanbrengen van de aanstortingen de stroomsnelheden in de spleet sterk gereduceerd worden, zodat in die situatie geen stabiliteitsproblemen zijn te verwachten.

In verband met de stabiliteit in de eindfase bestaat de toplaag over de gehele kering uit basalt 1-3 ton, zodat de bouwfasestabiliteit gunstiger wordt.

6.4.3. Tussenlaag 5-40 kg in overgangsconstructie

In de Roompot en de Schaar is de tussenlaag afgedekt met toplaagmateriaal, voordat met het plaatsen van de dorpelbalken wordt begonnen. In de Hammen is dit niet zo (planning 501 d.d. 16-12-'80).

Hammen

Aanbrengen toplaag zeezijde vangt aan bij begin plaatsen dorpels en is gereed na ca. 50% geplaatste dorpels.

Aanbrengen toplaag Oosterscheldezijde vangt aan bij ca. 50% geplaatste dorpels en is gereed als alle dorpels zijn geplaatst.

De tussenlaag bestaat uit 5/40 kg m.u.v. de dorpels -4,5 en -5,5 waar aan de zeezijde staalslakken liggen.

staalslakken $\Delta D = 0,18$ \bar{u}_{kr} , ongestoord $\approx 3,8$ m/s (diepte 20 m: $\psi = 0,03$)

5/40 kg (basalt) $\Delta D = 0,36$ \bar{u}_{kr} , ongestoord $\approx 5,3$ m/s (idem)

De in de Databank opgenomen bouwfasen zijn niet in overeenstemming met PL 501. Dit uit zich in hogere snelheden in het zuiden van de Hammen, dan in de Databank is aangegeven.

Als bovengrens kan genomen ~ 2 m/s bij gemiddeld getij omstandigheden (is $\sim 2,8$ m/s bij 1 * jaar omstandigheden).

Deze snelheden manifesteren zich in het "dorpelbalkloze" gebied. Achter de dorpels zijn de snelheden ongeveer 1,5 à 2 * zo laag. De turbulentie intensiteit is hier echter hoger. Ook in het "dorpelbalkloze" zal gerekend worden op een verhoogde turbulentie intensiteit (wervels etc.) Globaal dienen de volgende waarden gehanteerd te worden.

dorpelbalkloze gebied $\bar{u}_1 * \text{jaar} \approx 4,5 \text{ m/s}$

achter de dorpelbalken $\bar{u}_1 * \text{jaar} \approx 3,8 \text{ m/s}$

Uit deze waarden kan geconcludeerd worden, dat staalslakken aan de zuidzijde van de Hammen afgedekt moeten worden, voordat met het plaatsen van de dorpels wordt begonnen. 5/40 kg zou stabiel zijn.

Een en ander stemt niet overeen met de noodzakelijk geachte verzwaring van de toplaag aan de Noordzeezijde voor de eindsituatie: open kering.

Daarvoor zijn de schade-vervallijnen uit M1451 geextrapoleerd naar het 1 * jaar verval (oude 1,40 m). De eis is nul schade. Dit is een zeer strenge eis ($\Psi \leq 0.03$).

Daarbij zal de verlaging van \bar{u}_{kr} waarschijnlijk groter zijn dan een factor 2, nl. 3 à 4 (situatie weigerende schuif ongestoorde situatie).

Wordt de eis van nul schade verlaten ($\Psi = 0,03$ is enkele stenen weg) dan lijkt 5/40 kg toch wel acceptabel. Bovendien is gevoelsmatig de open kering situatie gunstiger dan de weigerende schuif situatie bij hetzelfde verval.

Een en ander is berekend zonder veiligheidscoëfficiënten, en dient daarom nader te worden beschouwd.

7. RELATIE MET FUNDERINGSMATTEN EN ASFALTSTORTEBEDDEN

7.1. Filterlagen op funderingsmatten

Bij de bepaling van de filterstabiliteit is uitgegaan van grind 8-40 mm, met $d_{50} = 18$ mm in de bovenste laag van de funderingsmat en in de grindzak langs de pijlervoet.

Op deze lagen sluiten nu de volgende lagen aan:

- * Staalslak 40-160 mm in het gebied tussen de pijlers en onder een deel van de overgangsconstructie aan de Noordzezijde
- * Grind 40-125 mm voor de overige gebieden buiten de pijlers. Deze grindlaag beslaat per pijlervak een breedte.

De staalslakken tussen de pijlers worden in tweelagen aangebracht. De onderste laag met een gemiddelde dikte van 1 m vult de ruimte tussen pijler en de afstorting op de negatieve overlap, zodat een vlak ontstaat waarop verdichting van de negatieve overlap met behulp van een plaat mogelijk is, zonder risico voor het grind in de negatieve overlap en de grindzak langs de pijlervoet. De tweede laag staalslakken tussen de pijlers met een gemiddelde laagdikte van 0,9 m loopt door over de negatieve overlap en beschermt de onderliggende lagen tegen beschadiging van met de splijtbak geklapte breuksteen voor de drempelkern.

De grindlaag 40-125 mm wordt in principe alleen, over een strookbreedte van 37,5 m, tussen de negatieve overlappen aangebracht. Uitgegaan is daarbij van een breedte van gemiddelde 9 m voor de afstorting van de negatieve overlap. Afhankelijk van de uitvoeringsmethode en de uitvoeringstoleranties van de afstorting negatieve overlap en de positionering bij het storten van de grindlaag moet de strookbreedte van 37,5 m nader worden beschouwd.

7.2. Beëindiging overgangsconstructie

De funderingsmatten overlappen in het algemeen de asfaltmastiek met gemiddeld 10 m.

De grindlaag 40-125 mm loopt tot gemiddeld 7,5 m voorbij de matrand, de tussenlaag tot gemiddeld 9 m. De toplagen van de overgangsconstructie lopen door tot gemiddeld 4 m voorbij de matrand.

Op een aantal plaatsen zullen funderingsmatten worden verschoven ten opzichte van de as van de kering of zullen kortere matten worden gebruikt. Ook zijn er enkele plaatsen waar de asfaltmastiek niet tot op 90 m uit de as van de kering is aangelegd. Op bedoelde plaatsen zal de overgangsconstructie moeten worden aangepast. De opbouw blijft daarbij in principe gelijk aan die van de aansluitende gebieden. Een en ander wordt in samenhang met de plannen voor het leggen van de funderingsmatten nader uitgewerkt.

Nader moet nog worden onderzocht in hoeverre de beëindiging van de overgangsconstructie moet worden aangepast in verband met eventuele insluiting van zandlagen.

8. RELATIE MET PIJLERS EN DORPELBALKEN

8.1. Pijlers

8.2. Dorpelbalken

1. Randvoorwaarden voor het ontwerp.
2. Dorpelbalkvarianten.

8.3. Vallende stenen

8.1. Pijlers

Ten aanzien van de pijlers hebben zich geen nieuwe ontwikkelingen met betrekking tot de drempel voorgedaan, die op het pijlerontwerp van invloed zijn geweest. De uitgangspunten zijn vastgelegd in de FOP-IV nota en hoofdstuk 5 "Grondmechanische aspecten van deze nota".

8.2. Dorpelbalken

8.2.1. Randvoorwaarden voor het ontwerp

8.2.1.1. Algemeen

De dorpelbalk vormt een belangrijke schakel in de kering. Enerzijds heeft de balk, opgelegd in de pijlers een kerende functie, anderzijds vormt de balk met aanstortingen de overgangsconstructie naar de drempel (figuur 9).

Deze dubbele functie levert de primaire randvoorwaarden. De overige randvoorwaarden worden in een onderlinge wisselwerking afgeleid uit het plaatsingsmaterieel van de balk en de drempelconstructie.

8.2.1.2. Hydraulische randvoorwaarden

Zie: - notitie DDWT - 80.296 d.d. 9-4-1980.

Belastingen op dorpelbalk.

- notitie CO. 406606/29 d.d. april 1981.

Mosselaangroei in de drempel van de stormvloedkering (zie ook hoofdstuk 5).

8.2.1.3. De dorpelbalkvorm in hydraulisch onderzoek

De dorpelbalkvorm volgens figuur 10, type A is toegepast in hydraulisch onderzoek naar

- .A (effectief doorstroomoppervlak)
- beschadiging drempeltoplaag
- dorpelbalkbelastingen
- transport dorpelbalk met Taklift IV.

De invloed van een afwijkende vorm op de resultaten van dit onderzoek dient bij de beoordeling van alternatieve vormen meegewogen te worden.

8.2.1.4. Grondmechanische randvoorwaarden

Zie: notitie CO 406564/4 d.d. juli 1979.

"Dorpelbalkkrachten".

: notitie DDWT 81/324 d.d. 14-4-1981.

Grondmechanische randvoorwaarden dorpelbalk.

: notitie P.M.

Puntlasten op dorpelbalk.

Opm. Er is in het ontwerp van de dorpelbalken rekening gehouden met toekomstige -verbeterende maatregelen in de vorm van een bermbreedte van 12 m van de aanstortingen aan N.Z. en O.S. zijde.

8.2.1.5. Plaatsingsmaterieel dorpelbalk

- Hefcapaciteit

De planning voorziet in transport en plaatsing van de balken met de in aanbouw zijnde Taklift IV. Deze bok heeft een hijscapaciteit van 24000 kN. Hydraulisch onderzoek naar het plaatsen van de dorpelbalk levert een dynamische coëfficiënt van 1,3 op het natte gewicht van de balk (zie rapport WL M1685).

- Oppak- en geleidevoorzieningen

Het vigerend plan voorziet in het heffen van de balk d.m.v. een "klauw"constructie.

De balk dient ten behoeve hiervan te worden voorzien van hijsnokken aan de bovenzijde.

Voor het transport en afvieren van de balk zijn geleide"stijlen" aan de O.S.-zijde noodzakelijk.

8.2.1.6. Plaatsingsmaterieel drempelconstructie

De aanstortingen van de drempel tegen de dorpelbalk worden aangebracht met de z.g. "drempeltoplaagstorter".

Hiervoor is in principe gekozen voor een kraan, uitgerust met een onderlossende bak, die het drempelmateriaal, 300-1000 kg en 1-3 t, gecontroleerd op de plaats brengt.

Deze gebufferde onderlossende bak manoeuvreert derhalve in de onmiddellijke nabijheid van de balk, die bestand moet zijn tegen de daarbij incidenteel optredende bufferkrachten.

Vanuit het betonontwerp is, uit economische overwegingen, om een "kleine" bufferkracht gevraagd, orde 600 kN.

In verband met het "vrij" manoeuvreren van de onderlossende bak nabij de dorpelbalk zijn uitsteeksels aan de balk ongewenst.

8.2.2. Dorpelbalkvarianten

Vijf alternatieve dorpelvormen (figuur 10) zijn beoordeeld op een aantal belangrijke ontwerpaspecten die uit de randvoorwaarden voor het ontwerp zijn afgeleid.

Typen B t/m E zijn afgeleid uit A, daar dit type ten gevolge van een verticale OS-wand ontoelaatbaar hoge puntlasten uit de OS-aanstorting opleverde. Bij typen B t/m E is getracht hieraan tegemoet te komen door een hellende OS-wand.

Voor een overzicht van de beoordeling zie figuur 10. Het blijkt dat vier van de vijf typen dorpelbalken een ontoelaatbaar ontwerpaspect vertonen, zodat gekozen is voor het overblijvende type C (figuur 11).

Tenslotte is nog een alternatief bekeken, namelijk een dunwandige dorpelbalk zonder tussenvloer, met groutvulling.

De voordelen hiervan zijn: licht in transportgewicht, stabiel in eindfase en puntlastbestendig. Dit alternatief blijkt niet acceptabel te zijn daar het zwelgedrag van de vulling ontoelaatbare scheurvorming in de wanden veroorzaakt.

In verband met het "vrij" manoeuvreren van de kraanbak nabij de dorpelbalk zijn uitsteeksels aan de balk ongewenst. Daar het hydraulisch onderzoek geen andere bovenbreedte van de balk dan 5 m toestaat, is het overstek aan de onderzijde sterk afgeschuind (figuur 11).

8.3 Vallende stenen

Het risico van en de bescherming tegen schade aan pijlers en dorpelbalken door vallende stenen is uitvoerig onderzocht door de werkgroep "Vallende stenen" van projectbureau 5, nota MO-OW/R.KB.1668A, februari 1980.

Dit onderzoek heeft geresulteerd in:

- a. beschermende constructies, aangebracht op de pijlers en dorpelbalken. Ten aanzien van deze maatregelen zijn reeds beslissingen genomen. Dit aspect blijft hier dan ook buiten beschouwing.
- b. toepassing van stroken steenasfalt langs de pijlers op plaatsen waar breuksteen met een stukgewicht boven 3 ton wordt aangebracht.
- c. voorwaarden ten aanzien van de verwerkingsmethode van breuksteen met een stukgewicht boven 1 ton.

In hoofdstuk 10 wordt hierop nader ingegaan.

In onderzoek is nog in hoeverre een maximum stukmassa van 1500 kg in de sortering 300-1000 kg en een maximum stukmassa van 4,5 ton in de sortering 1-3 ton aanvaardbaar zijn met het oog op beschadiging van betonconstructies.

9. MATERIALEN, LAAGDIKTEN, TOLERANTIES

9.1. Materialen, algemeen

De keuze van de materialen in drempel en overgangsconstructie wordt in hoofdzaak bepaald door de volgende factoren.

- stabiliteit in de eindfase;
- stabiliteit in de bouwfase;
- filter-eigenschappen (vorm en afmetingen);
- grondmechanische-eigenschappen;
- sterkte-eigenschappen;
- levensduur;
- leverbaarheid;
- verwerkbaarheid;
- kosten.

Op basis van deze aspecten is na een uitvoering onderzoek vastgesteld, welke materialen voor verwerking uit drempel- en overgangsconstructie in aanmerking komen en welke parameters voor het ontwerp kunnen worden gehanteerd. Mede aan de hand van proefleveringen zijn voor deze materialen keuringseisen ontwikkeld.

Een aantal leveringsovereenkomsten is inmiddels afgesloten. Leveringsaspecten, opslag en dergelijke blijven in deze nota buiten beschouwing. Wel zullen in het vervolg van dit hoofdstuk de opgestelde keuringseisen de te verwachten veranderingen van steenafmetingen tijdens transport en verwerking, de laagdikten en de toleranties met elkaar in verband worden gebracht.

Uiteindelijk zullen de resulterende materiaal-eigenschappen worden getoetst aan de gehanteerde partiële veiligheidscoëfficiënt voor spreiding in materiaal-eigenschappen.

9.2. Beschikbare materialen

De volgende materialen kunnen in drempel en overgangsconstructie worden verwerkt.

materiaal	sortering (nominale grenzen)	gemiddelde dichtheid (kg/m ³)	sterkte AIV	grenzen gemiddelde massa(groeve) kg
grind	40-125 mm	2700 à 2750	-	-
staalslak	40-160 mm	3100	-	-
basalt	5-40 kg	2750	ca. 25%	10-20
	10-60 kg	2750		20-35
	60-300 kg	2700		130-190
	60-300 kg	2750		130-190
	60-300 kg	2950	ca. 25%	130-190
	300-1000 kg	2750		540-690
	300-1000 kg	2980	ca. 25%	540-690
	1000-3000 kg	2980	ca. 25%	1700-2100
	3000-6000 kg	2980	ca. 25%	4200-4800
	6000-10000 kg	2980	ca. 25%	7500-8500

(eventueel komt nog steen met een dichtheid van 3350 à 3400 kg/m³ beschikbaar)

Op het werkeiland zijn een beperkt aantal betonkubussen met een ribbe van 1 m en een stukgewicht van 2,5 ton aanwezig.

Deze kubussen kunnen worden verwerkt in de aanstorting aan de Oosterschelde-zijde van de dorpelbalken.

Eerder is al gebleken, dat zowel in technisch als financieel opzicht het gebruik van breukstenen voorkeur heeft boven nog te vervaardigen betonelementen. Ongesorteerde fosforslak is wegens onvoldoende interne filterstabiliteit niet bruikbaar in drempel en overgangsconstructie. Het gebruik van gesorteerde fosforslak kan worden overwogen.

9.3. Afname gewicht tijdens transport en verwerking

Naarmate de steengewichten groter worden, moet meer aandacht worden geschonken aan mogelijke afname van de gemiddelde afmetingen ten gevolge van breuk tijdens transport en verwerking.

Inzicht in deze afname is reeds verkregen door vergelijking van keuringen in de groeve en na aanvoer in depot. Voor de breuksteensortering 6-10 ton zijn valproeven uitgevoerd ter bepaling van de gewichtsafname. Het gemiddelde massaverlies bedroeg daarbij 5 à 10% afhankelijk van de steensoort (rapport ONW-V-80146). Op grond van de tot nu toe beschikbare informatie moet voorlopig worden gerekend met een totale gewichtsafname van 15% voor transport en verwerking.

Verder is, uit onder meer de proefleveringen gebleken dat de M_{50} voor de sorteringen lichter dan 1 ton ca. 10% en voor de sorteringen zwaarder dan 1 ton ca. 5% hoger is dan de gemiddelde massa \bar{M} (M_{50} = gemiddelde massa naar massa en \bar{M} = gemiddelde massa naar aantal).

De minimale gemiddelde massa wordt dan:

sortering	<u>ondergrens</u> gemiddelde massa na 15% afname door transport c.a.	<u>ondergrens</u> M_{50} ()
5-40 kg	8,5 kg	9
10-60 kg	17 kg	19
60-300 kg	110 kg	121
300-1000 kg	459 kg	505
1-3 ton	1445 kg	1517
3-6 ton	3570 kg	3749
6-10 ton	6375 kg	6694

9.4. Keuze sortering per laag

9.4.1. Toplagen

Basis voor de bepaling van de steensortering voor de toplagen van drempel en overgangsconstructie is de uit modelproeven bepaalde karakteristieke steen parameter

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

waarin

ρ_{st} = dichtheid steen

ρ_w = dichtheid water

$$D = \left(\frac{M_{50}}{\rho_{st}} \right)^{1/3}$$

M_{50} = gemiddeld stukgewicht van de betreffende steensortering.

In hoofdstuk 6 zijn de aspecten ter bepaling van de ΔD -waarden nader besproken.

Voor de toplagen wordt uit technisch en financieel oogpunt de voorkeur gegeven aan materialen met hoge dichtheid.

Hierbij wordt overwogen:

- a. bij een vereiste waarde ΔD wordt de steen kleiner bij hogere dichtheid.
- b. een kleine steenafmeting is filtertechnisch gunstig. Het aantal lagen kan eventueel minder worden.
- c. de dikte van de toplagen is evenredig met de gemiddelde steen afmeting, waardoor een hoge dichtheid vooral in de overgangsconstructie tot minder materiaalgebruik leidt.
- d. de prijs per eenheid gewicht van steen met hoge dichtheid is niet wezenlijk hoger, dan die van steen met lage dichtheid.

Voor de toplagen van drempel en overgangsconstructie worden de volgende steensorteringen toegepast, waarbij de nominale waarden zijn gebaseerd op de in 9.2. en 9.3. genoemde gegevens.

	gemiddelde dichtheid	nominale waarden		
sortering	ρ t/m ³	M ₅₀ kg	D _n	ΔD_n
60-300 kg	2980	160	0,38	0,73
300-1000 kg	2980	615	0,59	1,14
1-3 ton	2980	1805	0,84	1,63
3-6 ton	2980	4275	1,13	2,17
6-10 ton	2980	7600	1,36	2,63

In onderstaande tabellen zijn voor de diverse dorpelbalkniveaus achtereenvolgens aangegeven de vereiste ΔD -waarde, de steensortering in de toplaag en de ΔD_n -waarde van deze sortering. De vakken corresponderen met de indeling in het model (vak 1 is teen aanstorting).

Oosterscheldezijde

niveau dorpelbalk t.o.v. N.A.P.	drempeltalud		overgangsconstructie (4 x ca. 15 m)			
	vak 1/2	vak 3	vak 4	vak 5	vak 6	vak 7
- 4,5 m	1,6 1-3 ton (1,63)	1,4	1,15	1,1	0,9	0,8 300 - 1000 kg (1,14)
- 5,5 m	1,7 3-6 ton (2,17)	1,6	1,4	1,3 1-3 ton (1,63)	1,1	0,9 300-1000 kg (1,14)
- 6,5 m	1,8 3-6 ton (2,17)	1,7	1,8	1,4 3-6 ton (2,17)	1,1	1,1 * 1-3 ton (1,63)
- 7,5 m	2,4 6-10 ton (2,63)	2,3	1,8	1,6 3-6 ton (2,17)	1,3	1,2 1-3 ton (1,63)
- 8,5 m	2,6 6-10 ton (2,63)	2,5	1,8	1,6 3-6 ton (2,17)	1,4	1,4 1-3 ton (1,63)
- 9,5 m	2,4 6-10 ton (2,63)	2,3	1,6	1,6	1,5 1-3 ton (1,63)	1,8 3-6 t(2,17)
- 10,5 m	2,55 6-10 ton (2,63)	2,2	1,6	1,6 1-3 ton (1,63)	2,2	3-6 t(2,17)

* aansluiting en overgang naar ander steen maatgevend

Zeezijde

niveau dorpelbalk t.o.v. N.A.P.	drempeltalud		overgangsconstructie			
	vak 11/12	vak 13	vak 14	vak 15	vak 16	vak 17
- 4,5 m	1,0 300-1000kg(1,14)	1,0 300-1000kg(1,14)	0,6 300-1000kg(1,14)*	0,45 300-1000kg(1,14)*	0,3 60-300kg(0,73) *	0,3 60-300kg(0,73) *
- 5,5 m	1,0 300-1000kg(1,14)	1,0 300-1000kg(1,14)	0,6 300-1000kg(1,14)*	0,45 300-1000kg(1,14)*	0,3 60-300kg(0,73) *	0,35 60-300kg(0,73) *
- 6,5 m	1,0 300-1000kg(1,14)	1,0 300-1000kg(1,14)	0,6 300-1000kg(1,14)*	0,5 300-1000kg(1,14)*	0,55	0,55
- 7,5 m	1,0 300-1000kg(1,14)	1,0 300-1000kg(1,14)	0,7 300-1000kg(1,14)*	0,55 300-1000kg(1,14)*	0,55	0,55
- 8,5 m	1,0 300-1000kg(1,14)	1,0 300-1000kg(1,14)	0,75 300-1000kg(1,14)*	0,8 300-1000kg(1,14)*	0,9	0,7
9,5 m	1,0 300-1000kg(1,14)	1,0 300-1000kg(1,14)	1,0 1-3 ton(1,63) *	0,95 1-3 ton(1,63) *	1,0	0,8
- 10,5 m	1,0 300-1000kg(1,14)	1,0 300-1000kg(1,14)	1,05 1-3 ton(1,63) *	1,05 1-3 ton(1,63) *	1,05	1,05

* "dagelijkse" omstandigheden maatgevend (blz. 55)

Aan de zeezijde zijn de in de tabel aangegeven vereiste ΔD -waarden bepaald voor de grenstoestand omgekeerd verval met weigerende schuif ($2,5 \times 10^{-4}$ keer per jaar).

Het ontwerp eb-verval behorende bij deze situatie is 1,6 m (bezwijkverval 2,4 m).

De in de tabel voor de zeezijde voorgestelde steensorteringen hebben een belangrijk hogere ΔD -waarde dan op grond van bovengenoemde grenstoestand vereist is.

Het ontwerp eb-verval is namelijk zo laag, dat de situatie bij geopende ke-ring maatgevend wordt voor de dimensionering van een groot deel van de top-laag in de overgangsconstructie aan de Noordzeezijde.

De optredende vervallen onder dagelijkse omstandigheden zijn:

gemiddeld getij: $\Delta h = 0,85 \text{ m}$

1 x per jaar : $\Delta h = 1,6 \text{ m}$

1 x per 10 jaar: $\Delta h = 1,8 \text{ m}$

In onderstaande tabel is voor de maatgevende vakken het verband tussen schade, uitgedrukt in aantallen verplaatste stenen en verval aangegeven in-dien in deze vakken de naastgelegen lichtere steensortering wordt gebruikt, 60-300 kg i.p.v. 300-1000 kg, respectievelijk 300-1000 kg i.p.v. 1-3 ton.

dorpelbalk-niveau		basalt 60/300 kg				basalt 300/1000 kg	
		NAP-4,5 vakken 14 en 15	NAP-5,5 vakken 16 en 17	NAP-6,5 vak 16	NAP-7,5 ¹⁾ vak 17	NAP-10,5 ¹⁾ vak 14	NAP-10,5 ¹⁾ vakken 15, 16 en 17
	Δh						
gem.	(0,85)						
	1,0	0	0	0	0	0	0
	1,4	5	0	5	20	0	0
1xjaar	1,6	20	5	20	30	10	10
1x10j.	(1,8)						
	2,0	30	15	50	70	30	30
	2,4	50	25	100	150 ²⁾	50	50
	Δh_{kr}	2,8	3,2	3,2	3,1	2,7	2,7
	schade beeld	geconcentreerd	verspreid			gecon- cen- treerd	verspreid

1) In de vakken 14 en 15 en 15 bij dorpelbalkniveau NAP-7,5 m en in de vak-ken 14, 15, 16 en 17 bij dorpelbalkniveau NAP-8,5 m treedt geen schade op aan de breuksteen 300-1000 kg.

Bij dorpelbalkniveau NAP-9,5m is de schade iets lager dan bij NAP-10,5m.

- 2) Voor breuksteen 60/300 kg geldt als bezwijkcriterium het verplaatsen van meer dan ca. 200 stenen; voor zwaardere steen is dit criterium 100 stenen. Dit verschil vloeit voort uit de corresponderende schadeconcentratie.

Afgezien van vak 14 bij N.A.P.- 4,5 m, waar $\Delta D = 0,73$ in het model is doorgemeten, zijn de aantallen verplaatste stenen zeer grof geschat aan de hand van onderzoek bij hogere vervallen.

De betrouwbaarheid van de getallen is daardoor niet groot, in verband waarmee een factor 2 op de schade ware te hanteren.

Bij het verval van 1,6 m dat met een frequentie van 1 * per jaar voorkomt is de schade op basis van boven weergegeven cijfers over de gehele kering ca. 1500 ton steen.

Indien er vanuit wordt gegaan, dat de veelal verspreid optredende schade opgespoord zou kunnen worden, dan dient voor het herstel een veelvoud van de verdwenen steen te worden verwerkt. Wordt hiervoor een factor 4 aangehouden, dan zou gemiddeld per jaar ca. 6000 ton steen nodig zijn voor herstel.

De verwerkingskosten van deze hoeveelheid, verdeeld over drie sluitgaten, zijn uiteraard zeer hoog. Naar schatting zouden de herstelkosten tenminste f. 500.000,-- bedragen.

De investering ad. f. 3.000.000,-- voor zwaardere steen in de betreffende gebieden is gezien de kosten voor onderhoud, zo dit al uitvoerbaar is, zeker verantwoord.

Hoewel bovenstaande voor het drempeltalud aan de zeezijde in veel mindere mate geldt, wordt hier ook steen 300-1000 kg in plaats van steen 60-300 kg gebruikt.

Daarbij is overwogen, dat anders dan in de overgangsconstructie, toepassing van deze lichtere steen in het drempeltalud niet tot kostenbesparing leidt.

Daar aan de Oosterscheldezijde de steenzwaarten in de toplaag worden bepaald door het veel hogere ontwerpverval van 4,2 m bij weigerende schuif leidt de belasting bij geopende kering daar niet tot schade.

Stortbreedte/overgang steensorteringen

Bij de bepaling van de overgangen tussen de diverse sorteringen voor de toplagen is, mede om hydraulische- en uitvoeringstechnische redenen, met de volgende aspecten rekening gehouden:

- afgezien van de aanstortingen komt per dwarsprofiel langs de taluds slechts één sortering in de toplaag voor.
- uitgaande van de teen van de langste taluds worden de sorteringen in, langs de gehele kering doorgaande, stroken van gelijke breedte verdeeld. De strookbreedte in de overgangsconstructie wordt afgestemd op de breedte van het laaddek van de steenstorters en zal in het algemeen 28m bedragen.

In Schaar en Hammen wordt de totale breedte van de toplaag in de overgangsconstructie ca. 70 m, zodat hier met een halve strookbreedte moet worden gewerkt.

Voor de dorpelbalkniveaus N.A.P.- 9,5 m en - 10,5 m komt aan de Oosterschelde-zijde langs de rand van de overgangsconstructie over een halve strookbreedte een "afwijkende" steensortering voor. Het betreffende gebied is zo groot dat het financieel niet verantwoord is, hier een volle strookbreedte aan te houden. De "afwijkende" steensortering is nodig ter verzwaring van de rand, welk in het onderzoek maatgevend bleek voor de stabiliteit.

Daar in het algemeen de vereiste ΔD -waarden geleidelijk afnemen, naarmate de afstand tot de as van de kering groter wordt, zal een groot deel van de stroken enigszins overgedimensioneerd zijn.

Ook zullen de overgangen tussen de sorteringen daardoor geprononceerder uitkomen dan op grond van de ontwerpeisen nodig is. Dit aspect doet zich met name voor bij de dorpelbalkniveaus N.A.P.- 9,5 m en - 10,5 m, waar aan de Oosterschelde-zijde de steen 6-10 ton op het talud overgaat in steen 1-3 ton op de overgangsconstructie.

De verhouding van de gemiddelde steengewichten is dan ca. 4 en de verhouding van de steenafmetingen 1,8.

Bij deze verhouding zullen de zware stenen in de toplaag van het drempeltaalud voldoende worden gesteund.

Toetsing te verwachten eigenschappen aan ontwerpeisen

In hoofdstuk 6 is voor spreiding in materiaaleigenschappen van de toplagen een partiële veiligheidscoëfficiënt $\gamma_m' = 1,1$ gezet op het verval.

Toetsing van deze coëfficiënt aan de materiaaleigenschappen vindt plaats door voor de maatgevende vakken de zonder deze veiligheidscoëfficiënt vereiste ΔD -waarde en de daarbij behorende vereiste minimale materiaaleigenschappen te bepalen.

In onderstaande tabel is dit weergegeven, waarbij de relatie tussen bezwijkverval en steenparameter is bepaald uit de resultaten van het modelonderzoek $[h = a (\Delta D) + C]$

Vergelijking met de in hoofdstuk 9.3 vermelde te verwachten ondergrens.

Sortering	vereiste ΔD inclusief $m'=1,1$	vereiste ΔD exclusief $m'=1,1$	minimum vereiste M_{50} bij verschillende dichtheden ρ_{st}				te verwachten ondergrens M_{50} volgens 9.3
			$\rho = 3020$ kg/m ³	$\rho = 3000$ kg/m ³	$\rho = 2980$ kg/m ³	$\rho = 2950$ kg/m ³	
60-300kg	0,35	0,35	18	18	18	19	110
300-1000kg	1,15	1,07	502	513	526	545	505
1-3 ton	1,6	1,5	1382	1415	1450	1503	1517
3-6 ton	2,2	2,10	3793	3884	3977	4124	3749
6-10 ton	2,6	2,45	6023	6167	6316	6549	6694

Bovenstaande vergelijking leidt tot de volgende conclusies:

<u>Sortering</u>	<u>Conclusie</u>
60-300 kg	Geen probleem, dagelijkse omstandigheden zijn maatgevend.
300-1000 kg	De ondergrens is aan de lage kant. De vereiste ΔD waarde komt echter maar over een zeer beperkt gebied voor, zodat hiermee bij de keuze uit de verschillende leveringen rekening mee kan worden gehouden.
1-3 ton	Mits de dichtheid goed wordt bewaakt kan zeker aan de eis worden voldaan.
3-6 ton	De te verwachten ondergrens is aan de lage kant. De gestelde eis geldt voor het gebied in de Roompot voor dorpelbalk-niveau N.A.P.-10,5 m vak 7. Bij keuring moet grote aandacht aan de ondergrens worden besteed. De inrichting van een afzonderlijk depot met ca. 20.000 ton steen van hoge kwaliteit is gewenst.

6-10 ton Mits de dichtheid niet te veel spreiding vertoont kan ruim aan de gestelde eis worden voldaan.

Voor geen van de sorteringen is ruimte voor verlaging van de tot nu toe gehanteerde ondergrenzen.

Uit onderzoek op de tot nu toe geproduceerde steen blijkt dat de steen uit Duitsland zowel qua dichtheid als gemiddelde stuksmassa ruim aan de gestelde eisen voldoet. Bovendien is deze steen minder gevoelig voor breuk bij transport en verwerking.

Het ligt voor de hand juist deze steen te reserveren voor de zwaarst belaste delen van drempel en overgangsconstructie.

Deze delen zijn:

sortering	<u>plaats</u> dorpelbalkniveau	vakken
300-1000kg	NAP-4,5 en -5,5m	4 en 5
1-3 ton	NAP-9,5 en -10,5m	5 en 6
3-6 ton	NAP-10,5m	7
6-10 ton	NAP-8,5m	1, 2 en 3

In het kader van de voorbereiding uitvoering wordt een en ander nader uitgewerkt.

9.4.2. Toplaag onder de dorpelbalk

Zoals in hoofdstuk 6 is gemeld, heeft de steen 1-3 ton in de toplaag onder de dorpelbalk slechts een veiligheidsfactor 1.1. tegen stabiliteitsverlies. Definitieve keuze van de sortering is pas mogelijk na aanvullend onderzoek.

9.4.3. Tussenlagen, drempelkern en uitvullagen

De keuze van de materialen en de sorteringen voor de tussenlagen, drempelkern en uitvullagen worden bepaald door:

- filterstabiliteit;
- stabiliteit in de bouwfasen;
- verwerkingsmethode;
- kosten.

Filterstabiliteit

In hoofdstuk 6.3. is aangegeven dat de keuze van de materialen, met name voor de tussenlagen, wordt bepaald door de filterstabiliteit.

Bij wijziging in de uitvoeringsvolgorde kan hierin in verband met de bouwfasestabiliteit echter aanpassing nodig blijken. Binnen de geplande materiaalhoeveelheden tussen de diverse sorteringen kan hierop in beperkte mate worden ingespeeld.

Uitvoeringsmethode

Bij de bepaling van de overgang tussen de materialen in de uitvullaag is rekening gehouden met de werkbreedte van de steenstorters. Mede in verband hiermee worden de breuksteen 5-40 kg en de grind 40-125 mm tot aan de pijlers doorgezet.

Een deel van de drempelkern zal worden aangebracht met de splijtbak in verband waarmee het materiaal bij voorkeur niet te grof moet zijn. Alle overige lagen worden aangebracht met steenstorters. De verwerkingsmethode is dan niet bepalend voor de materiaalsortering.

Kosten

Voorzover uitvullagen, drempelkern en tussenlagen uit breuksteen bestaan is het economisch materiaal met lage dichtheid te gebruiken. De belasting in de bouwfase stelt hierraan echter grenzen.

Voor de sorteringen 5-40 kg, 10-60 kg en 60-300 kg, zullen de dichtheden over het algemeen 2600 à 2750 kg/m³ bedragen.

Een deel van de drempelkern kan ook worden uitgevoerd in goedkopere staal-slak en grind 40-125 mm, alsmede breuksteen 60-300 kg uit bestaande depots. Mede in het kader van beschouwingen over bouwfasenstabiliteit en de afsluiting van leveringsovereenkomsten wordt dit nader geoptimaliseerd.

9.4.4. Aanstortingen dorpelbalk

Op grond van hydraulische modelonderzoek is voor de aanstorting aan de zeezijde breuksteen 300-1000 kg met een dichtheid van 3000 kg/m³ voorgesteld. De aanstorting aan de Oosterscheldezijde bestaat uit steen 1-3 ton met een dichtheid van 3000 kg/m³.

Een deel van deze aanstorting bestaat uit de in depot aanwezige betonkubussen met een stukgewicht van 2,5 ton.

9.4.5. Steenasfalt tegen de pijlers

Uit het modelonderzoek is gebleken dat bij toepassing van een vakwerkschuif de stabiliteit van de steenasfalt tegen de pijlers essentieel is voor de stabiliteit van de steen 6-10 ton in de drempeltoplaag.

Om die reden wordt voor de steenasfaltcharges een hogere ΔD waarde (2,75 in plaats van 2,6) aangehouden dan voor de breuksteen 6-10 ton.

Voor asfaltcharges met een massa van 25 ton en $p = 2,2 \text{ t/m}^3$.

- bol : $\Delta D \text{ } 3,2$

- kubus : $\Delta D \text{ } 2,6$

Naar het gedrag van de steenasfaltcharges is een onderzoek ingesteld waaruit ondermeer bleek dat de charges vervormen tot een verhouding $d/l = 0,2$ à $0,3$ en charges die bij lage temperatuur worden gestort bij benadering de bolvorm behouden. Uit bovenstaand kan worden geconcludeerd dat de steenasfaltstroken opgebouwd uit charges van 25 ton een grotere stabiliteit zullen hebben dan breuksteen 6-10 ton.

9.5. Laagdikten

9.5.1. Algemeen

De dikten voor de diverse lagen in drempel en overgangsconstructie worden bepaald door:

- filtereisen
- stabiliteitseisen
- bescherming onderliggende laag (mat) tegen vallende stenen
- uitvoeringsmethode
- geometrie
- kosten

9.5.2. Toplagen en tussenlagen

Zoals in hoofdstuk 9.4.2. is aangegeven, hebben de toplagen en de tussenlagen uit een oogpunt van filterwerking een zeer grote veiligheid. De tussenlagen in de drempel hebben hoofdzakelijk een stroombestendigheidsfunctie in de bouwfase. Ook zonder deze lagen is al een vrij goed filter aanwezig. In de overgangsconstructie treden geen grote verhangen op zodat daar de filterwerking een minder grote rol speelt.

Een en ander betekent, dat de toplagen uit een oogpunt van filterwerking een minimale dikte kunnen hebben. Mits goed aaneengesloten aangebracht, zou een enkele laag steen al voldoende zijn.

Daar dit uitvoeringstechnisch niet haalbaar is wordt voor de toplagen de volgende laagdikte aangehouden:

- drempel : $2 * D_n$
- overgangsconstructie : $1,5 * D_n$
- tussenlagen : $1,5 * D_n$

Bij deze keuze is er vanuit gegaan dat het aantal gangen waarin de stenen worden gestort, zo groot kan zijn dat geen kans bestaat dat de lagen plaatselijk te dun worden. Bij de in het WL uitgevoerde stortproef is de haalbaarheid hiervan bevestigd.

Voor de overgangsconstructie geldt nog de overweging dat de kosten evenredig met de laagdikten variëren.

De gekozen laagdikten sluiten aan bij de gangbare praktijk bij de constructie van golfbrekers e.d.

9.5.3. Uitvullagen en onderlagen

De dikte van de uitvullaag tussen de pijlers bedraagt ca. 1m. Met deze dikte wordt ongeveer het niveau van de afstorting van de negatieve overlap bereikt, waardoor een wat breder vlak voor de verdichtingsplaat ontstaat. Ook voor de afdekking en bescherming van de grindzak langs de pijlervoet is een wat royale afdekking gunstig.

Daar deze uitvullaag geheel binnen de drempel valt en staalslakken relatief goedkoop zijn, is er geen van reden van een dunnere laag uit te gaan.

De onderlaag van staalslak tussen de pijlers, welke dient als bescherming van uitvullaag, grindzak en negatieve overlap wordt 0,9m dik. Deze dikte is afgestemd op de grootte van de scheepslading.

De dikte van de onderlagen buiten de pijlers bedraagt 0,35m voor het grind 40-125mm tussen de afgestorte negatieve overlappen en 0,40m voor de breuksteen 5-40kg. Op plaatsen waar breuksteen 3-6 ton in de toplaag van de overgangsconstructie wordt verwerkt, wordt een laag breuksteen 10-60kg, dik 0,50m op de grindlaag aangebracht.

Er is echter rekening gehouden met de invloed van vallende stenen uit de toplaag. De keuze van de laagdikte is gebaseerd op de resultaten van het daartoe uitgevoerde onderzoek (31DREM-M-81085). Bij deze keuze is er, mede op grond van de uitgevoerde stortproeven, vanuit gegaan dat de lagen in tenminste 3 gangen worden gestort.

9.5.4. Het meten van laagdikten

Het is met name voor de maatvoering van de drempel van belang, dat nauwkeurig bekend is, welke metrieke laagdikten corresponderen met de in het voorgaande vermelde lagen van $2 \times D_n$ en $1,5 \times D_n$, waarin $D_n = \frac{M_{50}}{\rho}^{1/3}$

Bij de aanvoer van de verschillende sorteringen zullen in de steendepots metingen worden uitgevoerd voor het vaststellen van de in dit verband benodigde informatie.

9.6. Toleranties

9.6.1. Toleranties vanuit grondmechanisch oogpunt

De toleranties welke van belang zijn voor de vervulling van de grondmechanische functies hebben betrekking op de gewenste totaal geometrie van (onderdelen) van de kering.

Dit geldt voor zowel de aanstorting als de drempel aan de kopse zijde van de pijler. De geometrie wordt bepaald door:

- minimale en maximale afmeting (en spreiding) welke als ontwerpuitgangspunt voor de berekeningen heeft gediend.
- invloed zetting drempel
- invloed uitspoeling zandlenzen

Voor de aanduiding van de maten wordt verwezen naar figuur 12.

De in deze paragraaf en in figuur 12 aangegeven maten en toleranties hebben, met uitzondering van laagdikten, betrekking op de gemiddelde ligging van de steenlagen (macro).

Plaatselijk (micro) gelden afzonderlijke eisen. Voor de aansluiting op de dorpelbalken zijn de micro toleranties aangegeven.

Voor de drempeltaluds zullen mede aan de hand van de resultaten van de stortproeven nog vlakheidseisen moeten worden bepaald.

9.6.1.1 Aanstortingen

Hoogte (t.o.v. niveau onderkant dorpelbalk)

OS : gem: $h_2 = 5.0$ (ontwerp) + 0.10 (zetting) + d(zandlenzen)
min: $h_2 = 4.5$ (ontwerp) + 0.2 (zetting) + d(zandlenzen)
max: $h_2 = 5.5$ (ontwerp) + 0.01 (zetting) + 0,0(zandlenzen)
 $4.7 + d < h_2 < 5.5m$ (macro)
 $4,0 + d < h_2 < 6,0m$ (micro)

De max. toelaatbare dikte van de zandlenzen wordt mede bepaald door de eis dat de NZ-aanstorting niet in de spleet mag verdwijnen.

Dit dient nader onderzocht te worden.

NZ : gem: $h_1 = 3.0$ (ontwerp) + 0.1 (zetting) + d(zandlenzen)
min: $h_1 = 2.5$ (ontwerp) + 0.2 (zetting) + d(zandlenzen)

max: $h_1 = 3.5$ (geen grondmechanische eis)
 $2.70 + dm < h_1 < 3,5 m$ (macro)
 $2.2 + dm < h_1 < 3,8 m$ (micro)

De max. toelaatbare zandlaagdikte d wordt mede bepaald door de eis t.a.v. het verdwijnen van de NZ aanstorting in de spleet (zie bovenstaande).

Bermbreedte t.p.v. bovenkant aanstorting i.v.m. stabiliteit:

NZ $b_1 \geq 2.5$ m macro; micro $\pm 0,85$ m

OS $b_2 \geq 2.5$ m macro; micro ± 1 m

Taluds

OS: de minimaal vereiste taludhelling β wordt bepaald door de hoogte h_2 , de bermbreedte b_2 , de minimale inbeddingsdiepte t.p.v. de rand pijler voetplaat d_{\min}

Roompot: $\beta_{\text{gem}} = 3.5$

$\beta_{\min} = 3.0$

Hammen/Schaar : $\text{gem} = 3.0$

$\text{min} = 2.7$

NZ Grondmechanisch is met het oog op de stabiliteit toelaatbaar: gehele tracé : $\alpha \geq 2.0$

9.6.1.2. Drempelgeometrie

Hoogte : ter plaatse van de kopse zijden van de pijlervoet.

OS de minimale hoogte is van belang voor de passieve steun aan de pijler met het oog op beperking van de eindfase deformaties en ter verzekering van voldoende stabiliteit.

Uitgedrukt in het maximale niveau verschil h_3 tussen onderkant dorpelbalk gelden de eisen:

Roompot: $h_3 \leq 1.5$ m geen aanzanding

of $h_3 \leq 1.5 - d$ m; bij aanzanding d (m)

Hammen/

Schaar : $h_3 \leq 2.5$ m geen aanzanding

of $h_3 \leq 2.5 - d$ m; bij aanzanding d (m)

NZ de minimale hoogte is vanuit grondmechanische stabiliteit (gewichtsfunctie voor de pijler) niet kritisch.

Taluds

OS i.v.m. passieve steunfunctie:

Roompot: $\gamma_{\text{gem}} = 3.5$

$\gamma_{\text{min}} = 3.0$

Hammen/Schaar : $\gamma_{\text{gem}} = 3.0$

$\gamma_{\text{min}} = 2.7$

NZ Vanuit grondmechanisch oogpunt is toelaatbaar: $\alpha \geq 2.0$

9.6.2. Toleranties vanuit hydraulisch oogpunt

De toleranties, die van belang zijn voor de vervulling van de hydraulische functies hebben betrekking op de stroomgeleidingsfunctie en de benodigde laagdikte i.v.m. stroombestendigheid en de filterstabiliteit.

9.6.2.1. Aanstortingen

Hoogte (t.o.v. niveau onderkant dorpelbalk)

Zowel aan de NZ als de OS-zijde zijn de grondmechanische aspecten maatgevend.

Taluds

OS De stroombestendigheid van de toplaag wordt marginaal beïnvloed door de taludhelling.

Voor de stroomgeleiding dient de taludhelling β minimaal 1:3,2 te bedragen in de Roompot en minimaal 1:2,7 in Hammen en Schaar. In verband met de stroombestendigheid van de aanstorting dient de toplaag van de drempel doorgetrokken te worden tot halverwege het talud van de aanstorting:

$9.5 < b_3 < 12\text{m}$ (volgt uit h_2 , b_2 en β)

NZ Evenals bij de OS-zijde is de stroomgeleiding maatgevend. De taludhelling β dient minimaal 1:2,7 te bedragen.

9.6.2.2. Toplaag

a. onder dorpelbalk

minimale spleet: 0,1 m (geen contact steen-dorpelbalk)

gemiddelde spleet: 1,5 m

maximale spleet: 2,5 m

- laagdikte d
 - gemiddelde $2 D_n$ (stroombestendigheid, filterwerking)
 - maximaal volgt uit de eis niveau bovenkant
 - minimaal $1 D_n$

- b. drempel
 - laagdikte d
 - gemiddeld $2 D_n$
 - minimaal $1 D_n$

- c. overgangsconstructie
 - gemiddeld $1,5 D_n$
 - minimaal $1,0 D_n$

9.6.2.3. Filterlagen drempelkern

- gemiddeld $1,5 D_n$
- minimaal $1,0 D_n$

9.6.2.4. Filterlagen overgangsconstructie

- gemiddeld $1,5 \times D_n$
- minimaal $1,0 D_n$

9.6.2.5. Beëindiging overgangsconstructie t.p.v. stortebed

De filterlaag boven de funderingsmat dient de mat minimaal 1 m te overlappen.

De beëindiging op de overgangsconstructie moet rekening houdend met mogelijke aanzanding tussen de lagen nog nader worden beschouwd.

9.6.3. Samenvatting toleranties

Voor de definities van de diverse parameters wordt verwezen naar figuur 12.

Aanstorting Oosterscheldezijde

$4.7 + d < h_2 < 5.5 \text{ m}$ ($d =$ zandlaagdikte) (macro)

$4.0 + d < h_2 < 6.0 \text{ m}$ (micro)

$b_2 \geq 2.5 \text{ m}$ macro; micro $\pm 1 \text{ m}$

Roompot: $\beta_{\min} = 3.2$

$\beta_{\text{gem}} = 3.5$

Schaar/

Hammen : $\beta_{\min} = 2.7$

$\beta_{\text{gem}} = 3.0$

Aanstorting Noordzeezijde

$2,7 + d < h_1 < 3,5 \text{ m (macro)}$

$2,2 + d < h_1 < 3,8 \text{ m (micro)}$

$b_1 \geq 2.5 \text{ m macro; micro } \pm 0,85 \text{ m}$

$\alpha \geq 2.7$

Drempelgeometrie Oosterscheldezijde

Roompot: $h_3 \leq 1.5 - d \text{ m (d= zandlaagdikte)}$

$\gamma_{\min} = 3.2$

$\gamma_{\text{gem}} = 3.5$

Schaar/

Hammen: $h_3 \leq 2.5 - d \text{ m}$

$\gamma_{\min} = 2.7$

$\gamma_{\text{gem}} = 3.0$

Drempelgeometrie Noordzeezijde

$\alpha \geq 2.7$

Filterlagen drempelkern/overgangsconstructie

dikte minimaal $1,0 D_n$

gemiddeld $1,5 D_n$

Echter geldt voor de onderlagen i.v.m. schade aan andere constructies:

- uitvullaag staalslak dikte minimaal 0,5m, gemiddeld 1,0m
- grind 40-125 mm: dikte minimaal 0,2m, gemiddeld 0,35m
- breuksteen 5-40kg: dikte minimaal 0,25m, gemiddeld 0,40m
- breuksteen 10-60 kg: dikte minimaal 0,35m, gemiddeld 0,50m

De laagdikten van het grind 40-125 mm en van de breuksteen 5-40 kg, respectievelijk 10-60 kg, zijn i.v.m. het beschadigingsaspect aan elkaar gekoppeld.

Toplaag drempel onder dorpelbalk

dikte minimaal 1,0 d_n

gemiddeld 2 D_n

spleet onder dorpelbalk minimaal 0,5 m
gemiddeld 1,50 m
maximaal 2,00 m

Toplaag drempel Noordzeezijde

dikte minimaal 1 D_n

gemiddeld 2 D_n

Toplaag drempel Oosterscheldezijde

dikte minimaal 1 D_n

gemiddeld 2 D_n

9.5 < b_3 < 12 m

10. IN TE ZETTEN MATERIEEL

In nota 31DREM-R-80014 is uitvoerig ingegaan op de uitvoeringsaspecten van de drempel. Hier wordt volstaan met een globale aanduiding van werkwijze en te ontwikkelen materieel. Voor de opbouw van de drempel wordt zoveel mogelijk van conventioneel materieel (steenstorters, splijtbakken) gebruik gemaakt. Bij de begrenzingen van de diverse steenlagen is rekening gehouden met de lengten van de laaddekken (28 m) en ruimen van deze vaartuigen. Alleen daar waar dit om technische (bereikbaarheid) of veiligheids redenen (beschadiging pijler) niet mogelijk is moet gebruik gemaakt worden van speciaal te ontwikkelen materieel.

Uit de toegestane toleranties blijkt reeds dat een hoge nauwkeurigheid vereist is. Dit stelt hoge eisen aan de uitrusting van het te gebruiken equipment en aan de werkwijze.

Voor de opbouw van de kern van de drempel (10-60 kg) wordt gedacht aan het gebruik van splijtbakken.

Voor de uitvullaag, afwerken van de kern en de afdeklaag (60-300/300-1000) zijn steenstorters het aangewezen materieel.

De laag direct onder de dorpelbalk (1-3 ton), de toplaag aan de Oosterscheldezijde en de aanstortingen aan de dorpelbalken zullen met speciaal materieel aangebracht moeten worden. Hierbij spelen de veiligheidseisen een zeer grote rol.

Belangrijkste punt hierbij is dat deze steen niet van de oppervlakte gestorte mag worden, maar op één of andere manier onder water geleid moet worden, i.v.m. mogelijke beschadigingen van de pijler.

Een extra moeilijkheid bij de aanstortingen is nog de aanwezigheid van verkeerskoker en schuif.

Daar de zwaarste klasse steen (3-10 ton) ook niet rollend of kantelend de pijler mag raken, wordt op die plaatsen rond de pijler een strook steen vervangen door steenasfaltpakketten. De breedte van deze strook bedraagt ca. 5 m. De asfaltpakketten met een gewicht van 25 ton zullen aangebracht worden met hetzelfde equipment als voor de zware steen ingezet wordt (toplaagstorter).

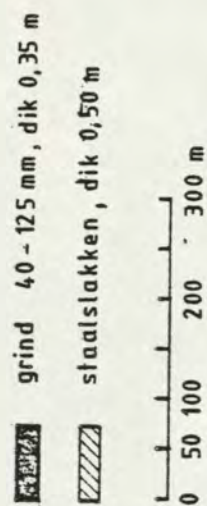
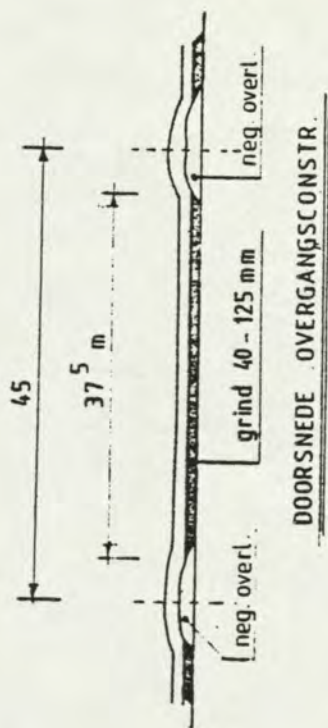
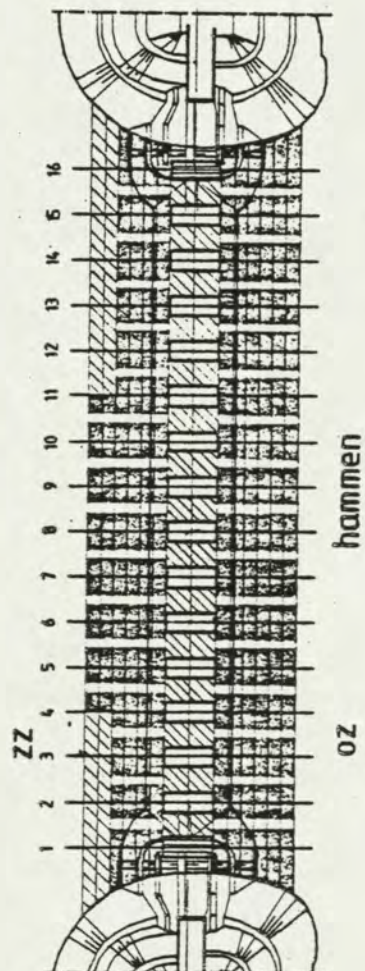
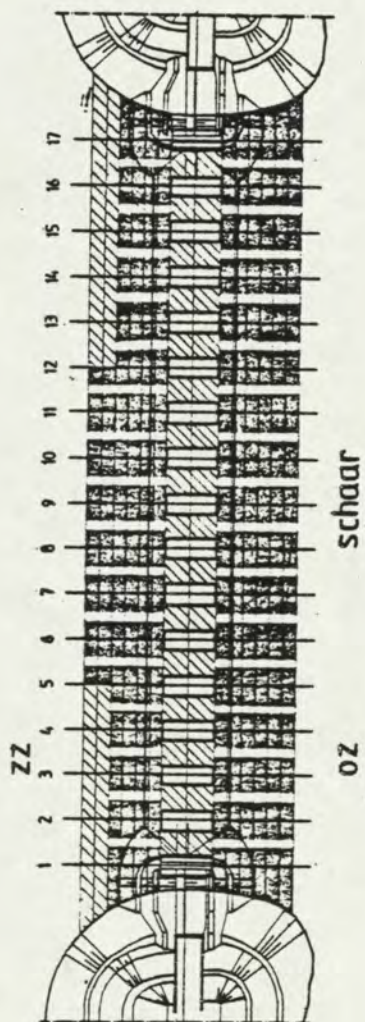
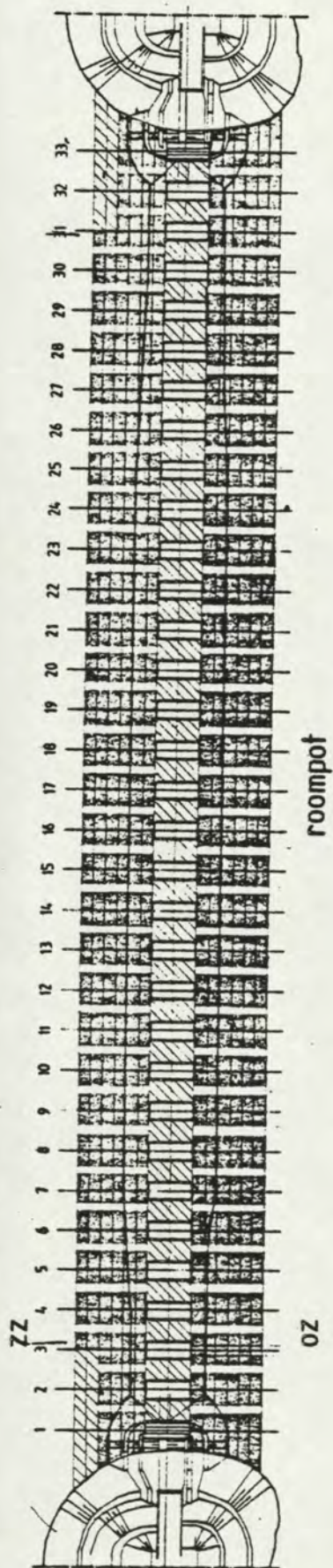


fig. 5 Filterlaag op funderingsmat

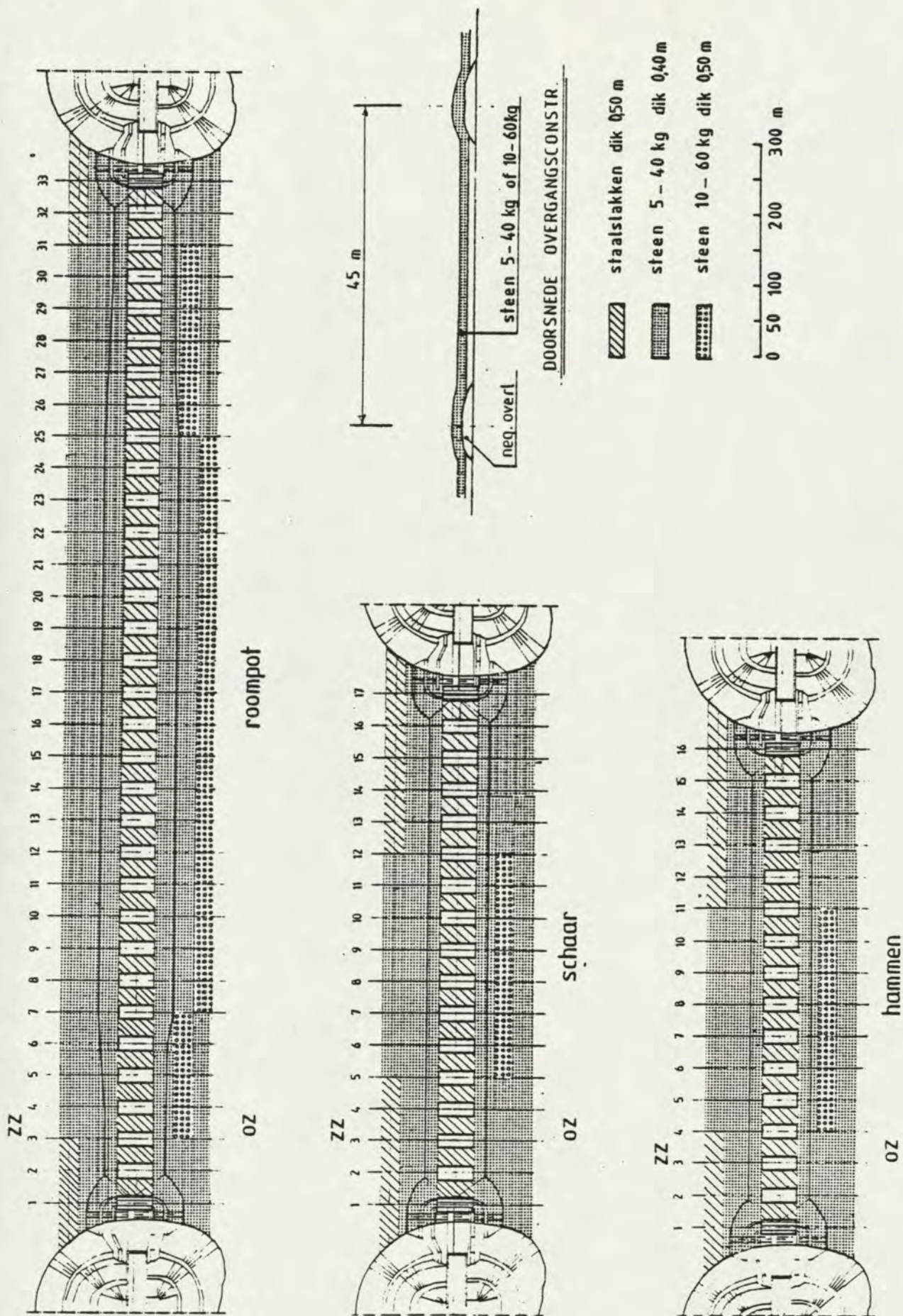


fig. 6 Tussenlagen 5-40 kg, 10-60 kg

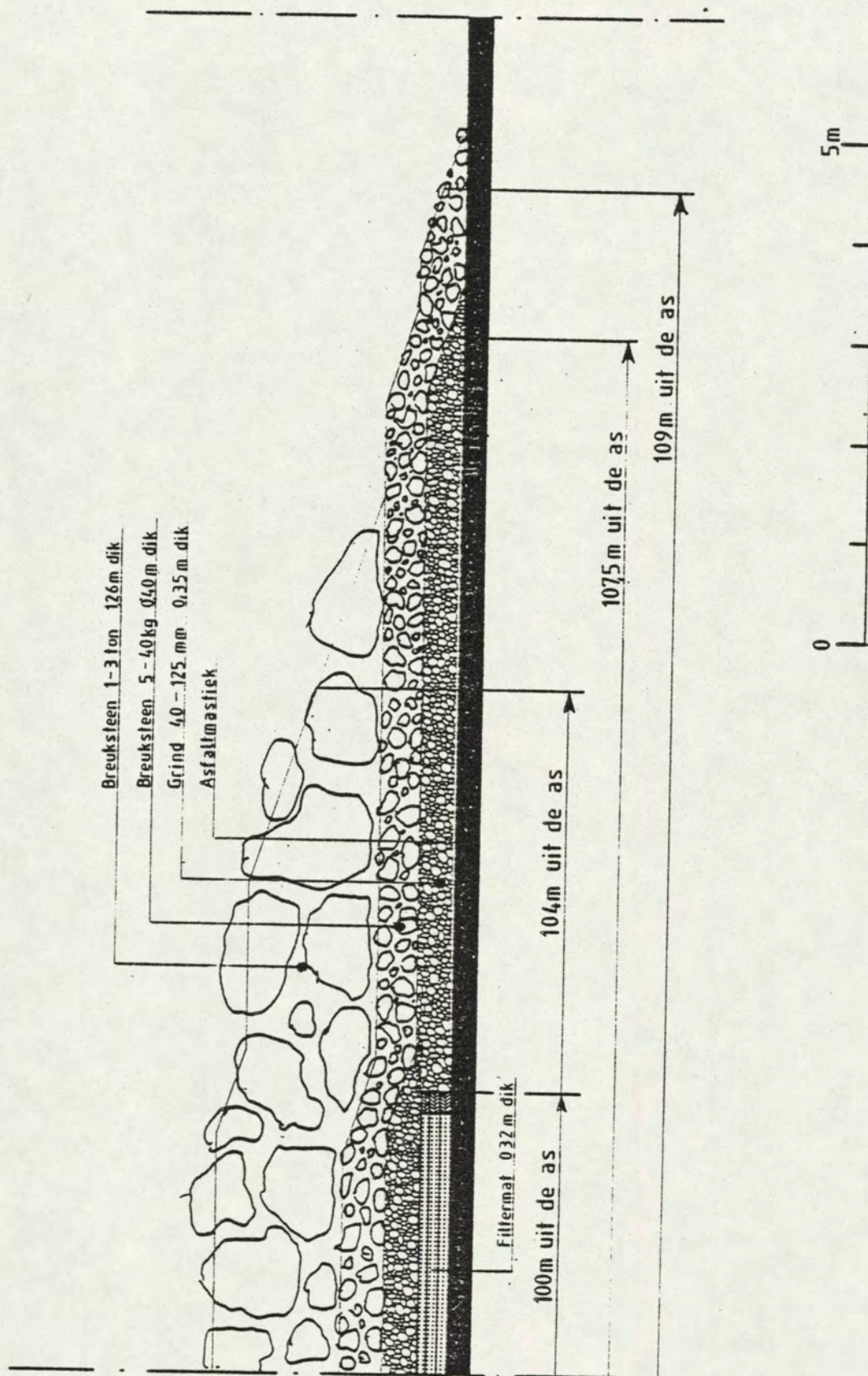


fig. 7 Beeindiging overgangsconstructie

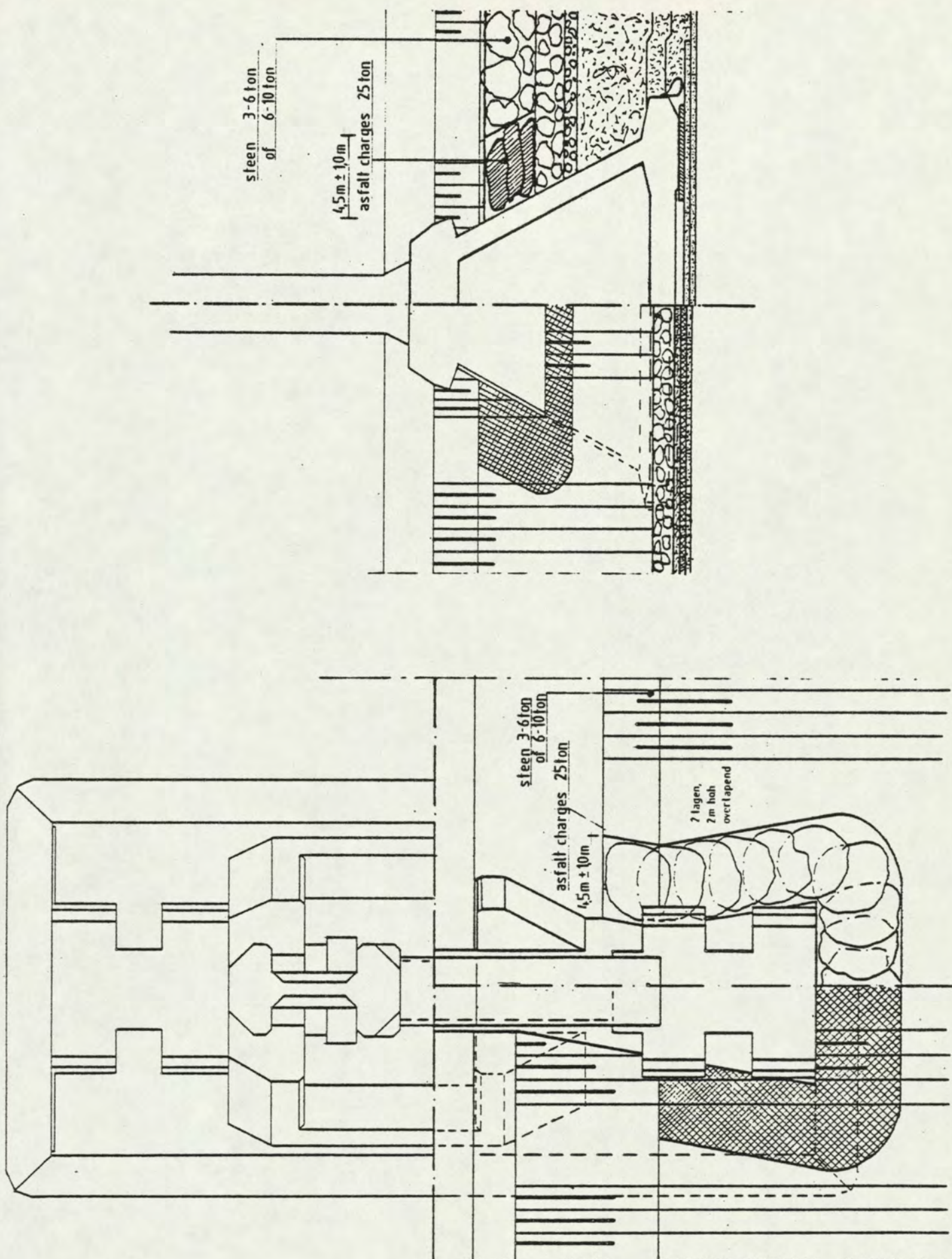


fig. 8 Steenasfalt langs de pijler

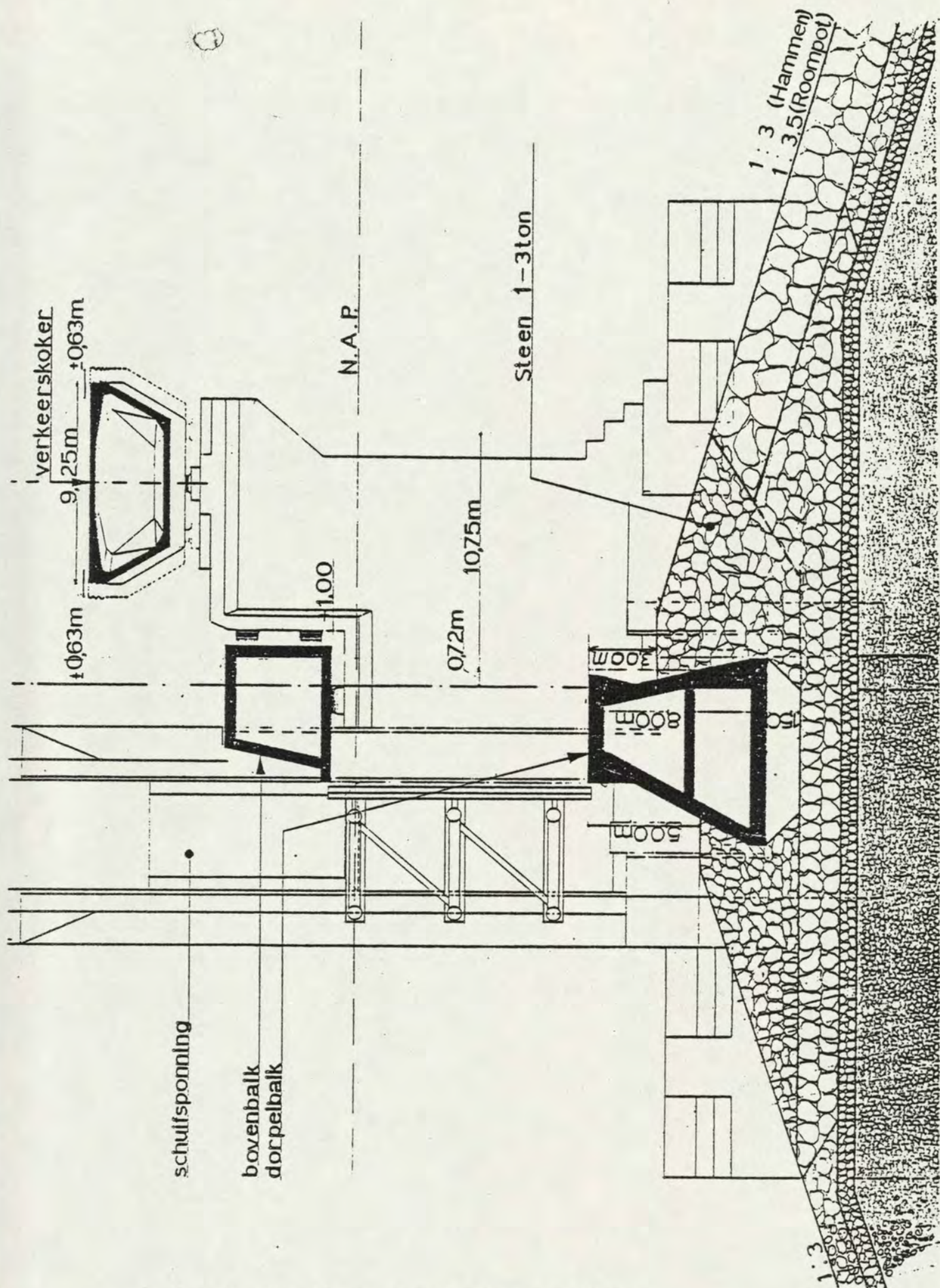


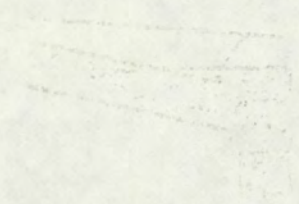
fig. 9 Detail aanstortingen dorpelbalk

Beoordeling alternatieve dorpelbalkvormen op de belangrijkste ontwerpaspecten.

Ontwerp- aspecten	Dorpelbalk type					Opmerkingen:
	A	B	C	D	E	
Stabiliteit eindfase	-	+-	+	+	+	+
Puntlast ult drempelaanstorting	--	--	+	+	+	+
Wijsgewicht	+	+	+	+	+	+
Vormgeving m.b.t. hydraulisch onderzoek	++	++	+	+	--	--
Vormgeving i.v.m. Plaatsingsmateriaal drempel	++	-	+	-	+	+

fig. 10 Dorpelbalk varianten

1000



500



500



1000

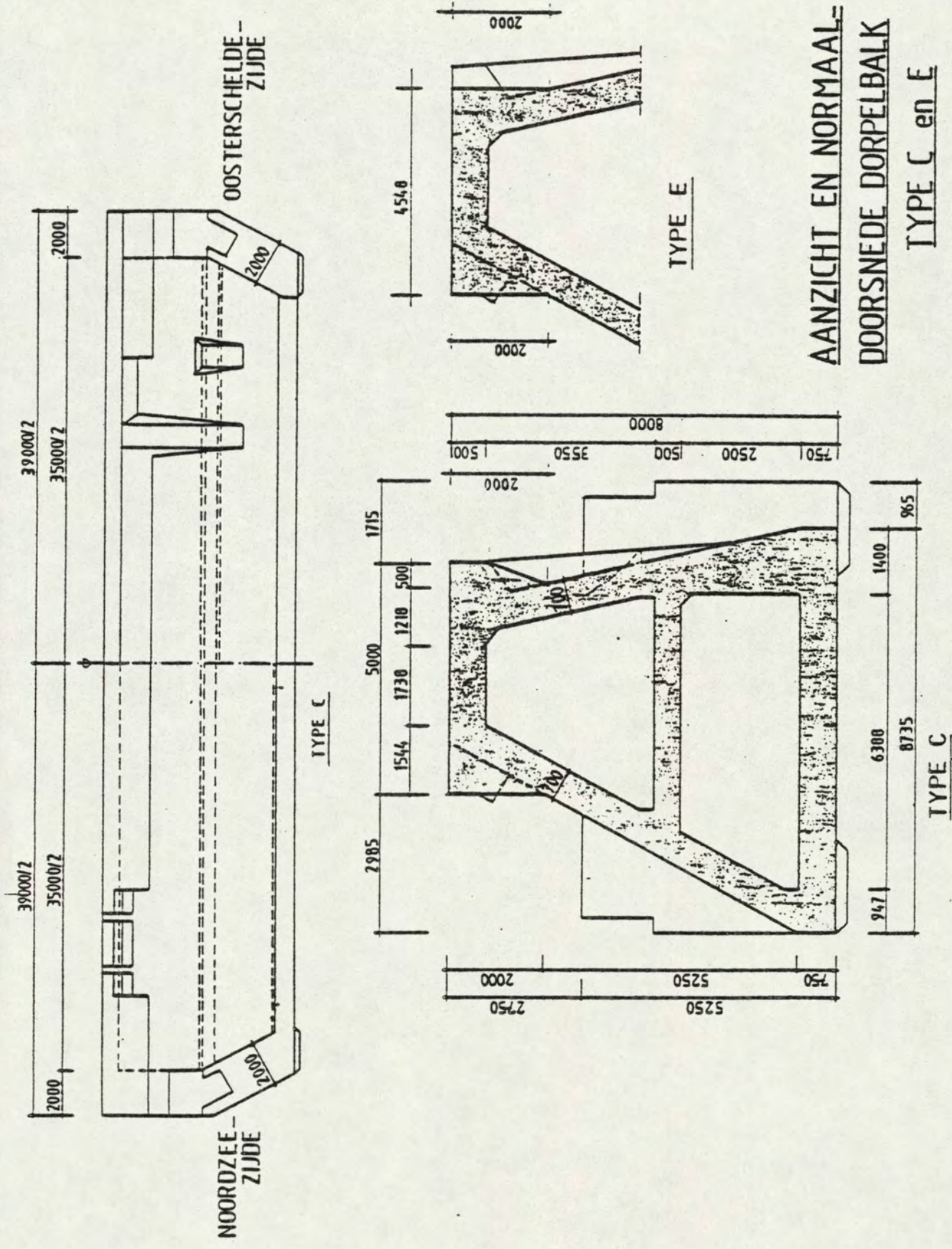
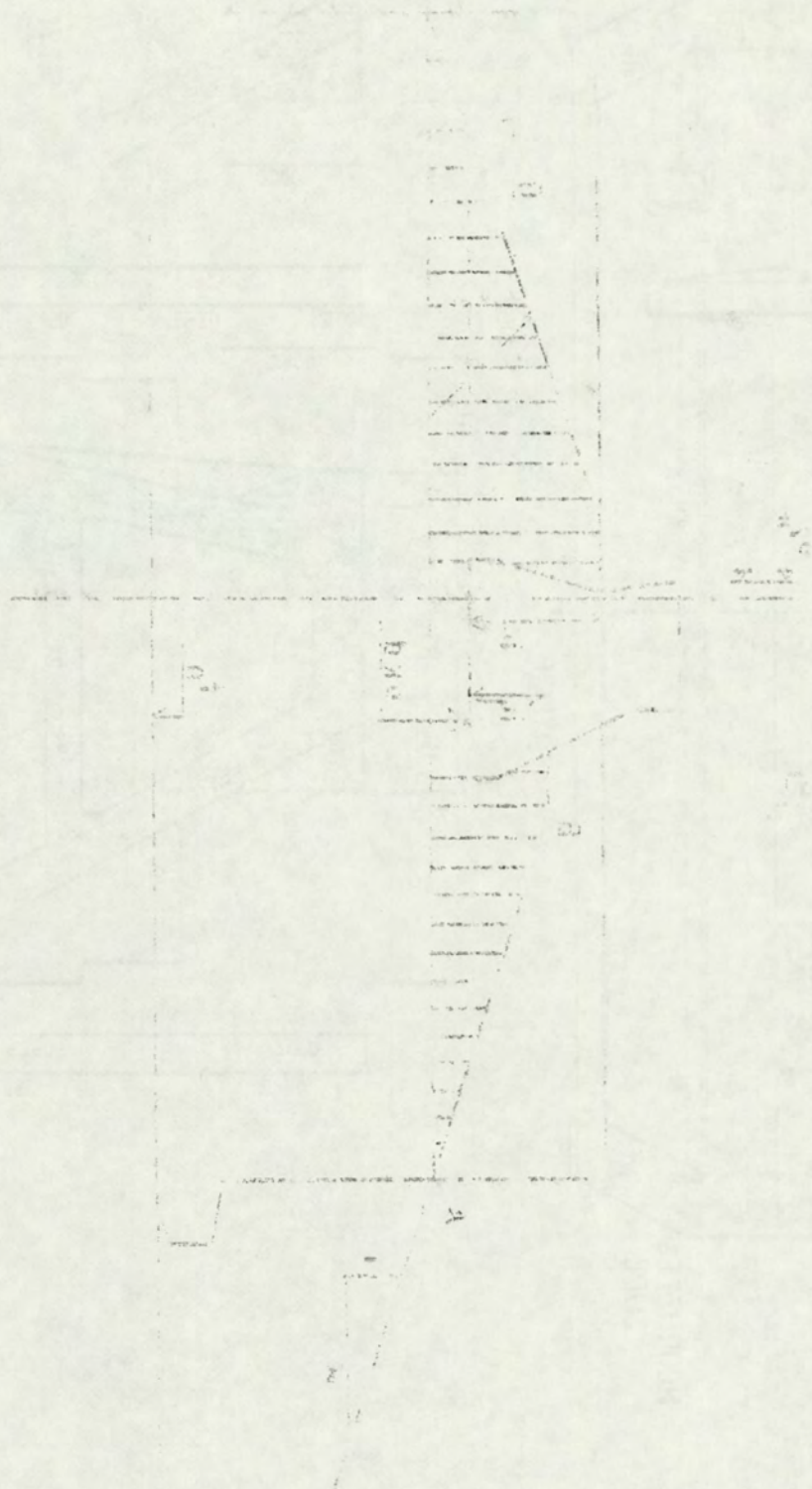


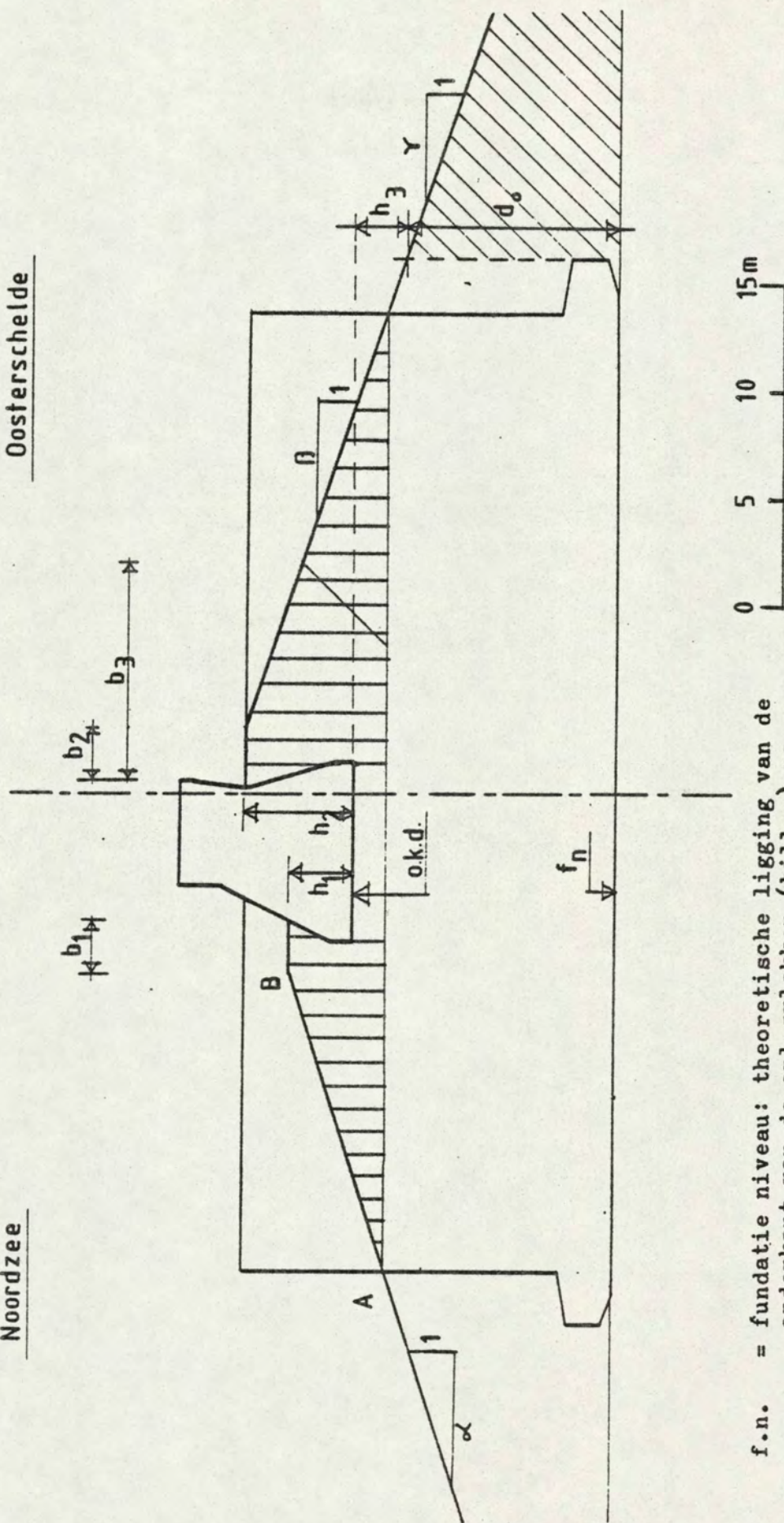
fig. 11 Dorpelbalk

1. Үлгісіз жинақталған
 2. Үлгісіз жинақталған
 3. Үлгісіз жинақталған
 4. Үлгісіз жинақталған
 5. Үлгісіз жинақталған
 6. Үлгісіз жинақталған
 7. Үлгісіз жинақталған
 8. Үлгісіз жинақталған
 9. Үлгісіз жинақталған
 10. Үлгісіз жинақталған



Noordzee

Oosterschelde



f.n. = fundatie niveau: theoretische ligging van de onderkant van de oplegvlakken (billen) na plaatsen pijler.

o.k.d. = niveau onderkant dorpelbalk

d_0 = drempel inbeddingsdiepte

//// = gebied passieve steun pijler

||||| = gebied aanstortingen

fig. 12 Grondmechanische toleranties