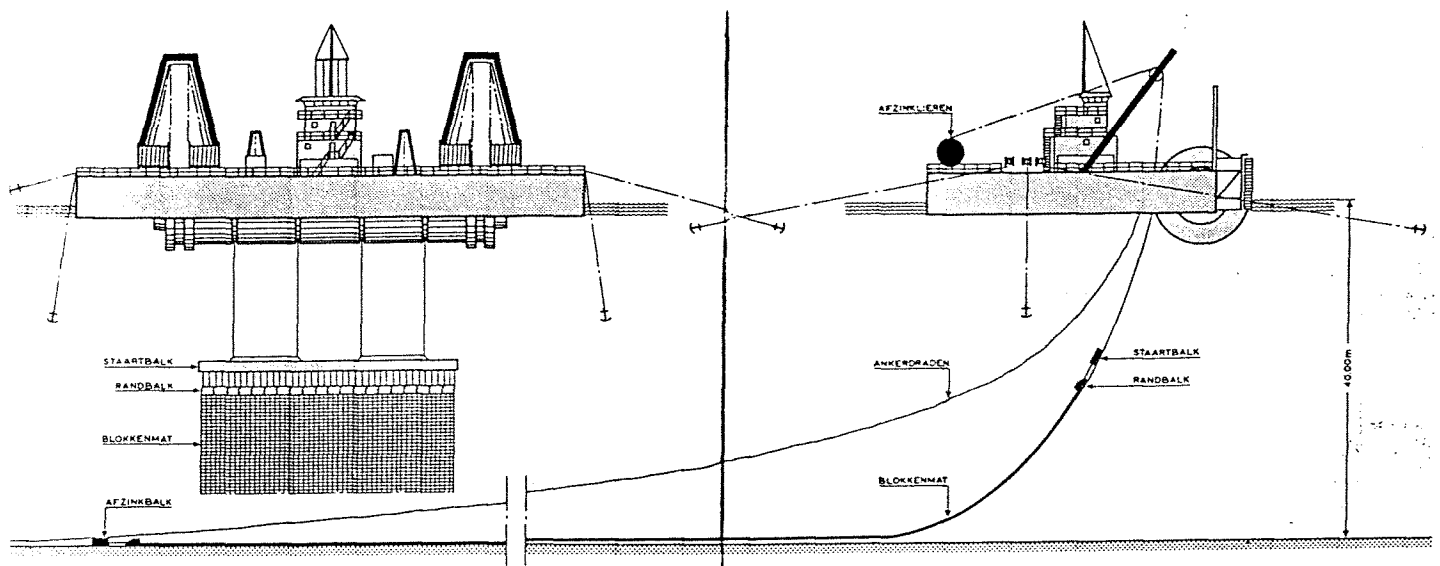


Bodemverdediging onder zware ontwerpomstandigheden



Eindverslag

Afstudeerder: Bob van Bree

Technische Universiteit Delft
Faculteit der Civiele Techniek

Delft, augustus 1997



Voorwoord

Het laatste onderdeel van de studie Civiele Techniek aan de Technische Universiteit in Delft bestaat uit het voltooien van een afstudeerwerk. Onder uw ogen bevindt zich het verslag van dit afstudeerwerk, dat is uitgevoerd bij de Bouwdienst van de Rijkswaterstaat. Deze organisatie creëert verschillende mogelijkheden voor studenten om, met het werk van haar dienst kennis te maken, meestal in de vorm van een stage of een afstudeeropdracht. Het voor u liggende rapport is tot stand gekomen bij de Hoofdafdeling Waterbouw, afdeling Ontwikkeling Technieken van de Bouwdienst te Utrecht. De afdeling Ontwikkeling Technieken houdt zich bezig met de mogelijkheden tot innovatie bij waterbouwkundige projecten van allerlei aard.

Een aantal waterbouwers wil ik dan ook graag bedanken voor hun hulp bij het tot stand komen van dit afstudeerwerk, te beginnen bij Egon Ariëns die de dagelijkse begeleiding voor zijn rekening heeft genomen. Hiernaast kon ik ook altijd met vragen terecht bij de heren Hans Uit het Broek en Kees Dorst, die dan niet te beroerd waren om er even de tijd voor te nemen. Ook Eddie Smit verdient dank voor het oplossen van de nodige software-matige problemen.

Naast de begeleiding vanuit de Rijkswaterstaat mag ik ook de begeleiding vanuit de faculteit Civiele Techniek niet vergeten. Voor het geven van aanwijzingen en sturing op de commissie-bijeenkomsten bedank ik prof. ir. K. d'Angremond, ir. G.J. Schiereck en ir. W.H. Tutuarima.

Aan het eind van dit bedankblok wil ik de vele vrienden en bekenden waarmee ik de afgelopen jaren aangenaam converserend vele liters koffie heb mogen consumeren hartelijk danken voor de gezelligheid. Speciale dank ben ik tot slot mijn ouders verschuldigd, zonder wiens steun mijn studietijd een stuk minder aangenaam zou zijn verlopen.

Bob van Bree
Augustus 1997

Bodemverdediging onder zware ontwerpomstandigheden

Eindverslag

Afstudeerder: Bob van Bree
Technische Universiteit Delft
Faculteit der Civiele Techniek
Studienummer 121065

Afstudeercommissie: Prof. ir. K. d'Angremond
Ir. E.E. Ariëns (Bouwdienst Rijkswaterstaat)
Ir. G.J. Schiereck
Ir. W.H. Tutuarima

Delft, augustus 1997

Samenvatting

Waterbouwkunde is, zeker in Holland, al een eeuwenoud vakgebied. In de loop van de tijd hebben de uitgevoerde waterbouwkundige werken echter een steeds grootschaliger en gecompliceerder karakter gekregen. Ook de ontwikkeling van de bij deze gecompliceerde waterbouwkundige kunstwerken horende bodemverdedigingen heeft niet stil gestaan.

Een van de meest gecompliceerde waterbouwkundige werken tot op heden uitgevoerd is de stormvloedkering in de Oosterschelde, onderdeel van de fameuze Deltawerken. Aan de bodembescherming die aan weerszijden van deze stormvloedkering is toegepast, werden dermate zware eisen gesteld dat het toentertijd nodig bleek een aantal nieuwe bodemverdedigingsalternatieven toe te passen.

Momenteel wordt onderzocht of het technisch haalbaar is de Golf van Khambhat, een zee-arm in het noordwesten van India, af te sluiten. Bij de afsluiting van dit estuarium treden, door het enorme reservoiroppervlak en het grote getijverschil, enorm hoge stroomsnelheden op. Uit deze haalbaarheidsstudie kwam de meer algemene vraag naar voren of het mogelijk is onder zwaardere omstandigheden dan in het Oosterschelde-project (waarbij met name gedacht moet worden aan grotere waterdiepten en hogere stroomsnelheden in zowel uitvoerings- als gebruiksfase van de bodemverdediging) de bodemverdediging te realiseren met bestaande methoden en technieken of dat een nieuw concept toegepast moet worden. Het beantwoorden van deze vraag is het doel van dit afstudeerwerk.

Om deze vraag te beantwoorden is een uitvoerig literatuuronderzoek gedaan naar de bodemverdedigingsalternatieven die zijn toegepast bij de stormvloedkering in de Oosterschelde, te weten de betonblokkenmat, de steenasfaltmat en de asfaltmastiemat. Hiernaast is ook gekeken naar gabions en Reno-matrasen.

De betonblokkenmat bestaat uit een geotextiel dat de zanddichtheidsfunctie vervult, waaraan met kunststofpennen de betonblokken bevestigd zijn die de mat na het aanbrengen op de bodem houden. In het Oosterschelde-project is de ruimte tussen de betonblokken nog afgestort met staalslakken, om klapperen van het geotextiel tussen de blokken te voorkomen. De blokkenmatten worden gefabriceerd in een fabriek op de wal, waarbij het gedeelte dat gereed is op een grote cilinder wordt gerold die in het water ligt (de zogenaamde zinkrol).

Het waarborgen van de zanddichtheid van de blokkenmat bleek ook in een situatie waarin hoge stroomsnelheden in de gebruiksfase van de bodemverdediging optreden geen problemen op te leveren indien gebruik gemaakt wordt van een geometrisch dicht geotextiel. De dimensies van de staalslakken bleken in deze situatie echter onrealistisch groot te worden, zodat een bestorte blokkenmat in deze situatie niet toepasbaar is. Wel toepasbaar in deze situatie is een blokkenmat zonder bestorting waarvan de blokken wat grotere afmetingen hebben.

In het Oosterschelde-project zijn de blokkenmatten, evenals de steenasfaltmatten, afgezonken met behulp van een zinkrol vanaf de waterlijn. Deze methode is ook toepasbaar bij grotere waterdiepten en hogere stroomsnelheden in de uitvoeringsfase, zij het tegen hogere kosten. Indien deze kosten niet acceptabel zijn, verdient het aanbeveling een methode uit te werken waarbij de mat op de bodem wordt afgerold in plaats van vanaf de waterlijn.

De steenasfaltmat heeft eenzelfde opbouw als de betonblokkenmat en bestaat uit een geotextiel waarop twee lagen steenasfalt zijn gestort. Steenasfalt is een mengsel van kalksteen en asfaltmastiemat en is door zijn grote porositeit waterdoorlatend. Tussen de lagen steenasfalt bevinden zich stalen kabels om de optredende krachten in de uitvoeringsfase op te nemen.

De steenasfaltmat is bijzonder stroombestendig, wat er in combinatie met de grote waterdoorlatendheid voor zorgt dat in een situatie met hoge stroomsnelheden de dikte van de mat beperkt kan blijven. Door deze geringe dikte blijven de krachten tijdens het afzinken beperkt, zodat de steenasfaltmat in een situatie met hoge stroomsnelheden in zowel uitvoerings- als gebruiksfase de

voorkeur verdient boven de betonblokkenmat. Nadeel van de steenasfaltmat is dat in het gedeelte grenzend aan de ontgrondingskuil speciale maatregelen genomen moeten worden om de mat een grotere hydraulische ruwheid te geven. Hierbij kan gedacht worden aan het afdekken van de steenasfaltmat in dit gedeelte met stortsteen, gabions of Reno-matrassen.

Asfaltmestiek is een mengsel van asfaltbitumen, zand en vulstof en is zand- en waterdicht, zodat de zanddichtheid van de asfaltmestiekmat onder alle omstandigheden gewaarborgd is. De asfaltmestiekmat wordt aangelegd met behulp van een drijvende asfaltfabriek waar de mestiek gemengd wordt en met behulp van een stortpijp en een verdeelapparaat op de bodem wordt aangebracht. Ook deze methode is, met slechts geringe aanpassingen, toepasbaar bij grotere waterdiepte en hogere stroomsnelheden in de uitvoeringsfase.

Door de waterdichtheid kunnen echter overdrukken optreden onder de asfaltmestiekmat, welke gecompenseerd moeten worden door het eigen gewicht van de mat onder water. Deze overdrukken zijn rechtvenredig met het verval en worden in een situatie met een groot verval over de kering (wat met grote stroomsnelheden gepaard gaat) dermate groot dat de asfaltmestiekmat dan geen reële optie meer is.

Uit de analyse van de literatuurgegevens is gebleken dat de stabiliteit van de randen van bovenstaande matconstructies bij hoge stroomsnelheden alleen bereikt kan worden door deze af te storten met gabions of Reno-matrassen. Dit zijn staaldraadkorven die gevuld worden met steen, waarbij de gabions ongeveer gelijke hoogte, breedte en lengte hebben en bij Reno-matrassen de dikte aanzienlijk kleiner is dan de lengte en breedte. Beide kunnen gebruikt worden om de randen te verzwaren en kunnen, door de veel grotere stabiliteit ten opzichte van losgestorte steen, een aanzienlijke reductie in de kosten van het ballastmateriaal geven.

De huidige methoden van aanbrengen van gabions en Reno-matrassen schieten echter tekort als grote oppervlakten bedekt moeten worden bij grote waterdiepten en hoge stroomsnelheden, zodat het uitwerken van een alternatieve uitvoeringsmethode aanbevolen wordt.

De opgedane kennis is tenslotte toegepast in een case-study, de bodemverdediging van de Golf van Khambhat. Hieruit is naar voren gekomen dat het inderdaad mogelijk is de bodemverdediging aldaar aan te leggen met dezelfde methoden en technieken zoals deze in het Oosterschelde-project toegepast zijn. Hiermee is de doelstelling van het afstudeerwerk bereikt.

Inhoudsopgave	
Voorwoord	i
Samenvatting	iii
1 Kader van het afstudeerwerk	1
1.1 Inleiding	1
1.2 Historisch perspectief	1
1.3 Overzicht constructies en stromingssituaties	4
1.4 Doelstelling, randvoorwaarden en uitgangspunten	7
1.4.1 Doelstelling	7
1.4.2 Randvoorwaarden en uitgangspunten	7
1.5 Referenties	9
2 De betonblokkenmat	11
2.1 Inleiding	11
2.2 Opbouw betonblokkenmat	11
2.3 Functie-analyse	12
2.3.1 Functie bodembescherming in het algemeen	12
2.3.2 Falen van de bodembescherming	12
2.3.3 Functionele eisen	12
2.3.4 Overige eisen	12
2.3.5 Kosten	13
2.4 Ontwerpeisen betonblokkenmat	13
2.4.1 Faalmechanismen en functionele eisen	13
2.4.2 Overige eisen	15
2.4.3 Kosten	15
2.5 Functionele eisen	15
2.5.1 Inleiding	15
2.5.2 Stabiliteit van het middendeel van de mat	15
2.5.3 Stabiliteit van de randen	17
2.5.4 Stabiliteit van de zijrand van de blokkenmat	19
2.5.5 Stabiliteit van de rand van de blokkenmat t.p.v. de aanzethelling van de ontgrondingskuil	20
2.5.6 Stabiliteit van het stortmateriaal	20
2.5.7 Zanddichtheid	21
2.5.8 Duurzaamheid	22
2.6 Uitvoeringstechnische eisen	23
2.6.1 Mechanische sterkte van de materialen in de maatgevende uitvoeringsfase	23
2.6.2 Maakbaarheid	26
2.7 Beheer- en onderhoudseisen	28
2.7.1 Bestendigheid tegen beschadiging	28
2.7.2 Herstel beschadigde constructie	28
2.8 Kosten	29
2.9 Referenties	29
3 De steenasfaltmat	31
3.1 Inleiding	31
3.2 Opbouw steenasfaltmat	31
3.3 Ontwerpeisen	32
3.3.1 Faalmechanismen en functionele eisen	32
3.3.2 Overige eisen	33
3.3.3 Kosten	34
3.4 Functionele eisen	34
3.4.1 Stabiliteit van het middendeel	34

3.4.2	Stabiliteit van de randen	34
3.4.3	Stabiliteit van de randbalken	35
3.4.4	Duurzaamheid	35
3.5	Uitvoeringstechnische eisen	36
3.5.1	Mechanische sterkte van de materialen in de maatgevende uitvoeringsfase	36
3.5.2	Maakbaarheid	36
3.6	Beheer- en onderhoudseisen	38
3.6.1	Bestendigheid tegen beschadiging	38
3.6.2	Herstel beschadigde constructie	38
3.8	Referenties	39
4	De asfaltmastiekmat	41
4.1	Inleiding	41
4.2	Opbouw asfaltmastiekmat	41
4.3	Ontwerpeisen	41
4.3.1	Faalmechanismen en functionele eisen	41
4.3.2	Overige eisen	43
4.3.3	Kosten	44
4.4	Functionele eisen	44
4.4.1	Weerstand tegen omhoogkomen van de gesloten laag	44
4.4.2	Omklappen overlappende strook	46
4.4.3	Stabiliteit van de buitenrand	46
4.4.4	Omklappen of omhoogkomen bij een gat in de laag	49
4.4.5	Duurzaamheid	49
4.5	Uitvoeringstechnische eisen	50
4.5.1	Maakbaarheid	50
4.6	Beheer- en onderhoudseisen	51
4.6.1	Reparatie van schade	51
4.7	Kosten	51
4.8	Referenties	52
5	Gabions en Reno-matrassen	53
5.1	Inleiding	53
5.2	Stabiliteit van gabions en Reno-matrassen	54
5.2.1	Algemeen	54
5.3	Dimensionering van gabions en Reno-matrassen	56
5.3.1	Verificatie van de stabiliteit met behulp van wrijvingskrachten	56
5.3.2	Verificatie van de stabiliteit met behulp van stroomsnelheden	57
5.3.3	Schatting van vervormingseffecten	58
5.3.4	Stroomsnelheden onder de bekleding - gebruik van filters	59
5.3.5	Stabiliteit van zandasfaltgepenetreerde Reno-matrassen en gabions	60
5.3.6	Verschillen tussen Reno-matrassen en stortsteenbekledingen	60
5.4	Duurzaamheid	61
5.5	Wijze van uitvoering van gabions en Reno-matrassen	62
5.6	Kosten Maccaferri schanskorven	62
5.7	Referenties	62
6	Analyse en extrapolatie van de literatuurgegevens	63
6.1	Inleiding	63
6.2	Stabiliteit	63
6.2.1	Algemeen	63
6.2.2	Resultaten van de analyse	64
6.2.3	Extrapolatie van de stabiliteitsgegevens	67
6.3	Zanddichtheid	67
6.4	Uitvoering blokken- en steenasfaltmat	67
6.4.1	Analyse blokken- en steenasfaltmat	67
6.4.2	Extrapolatie blokken- en steenasfaltmat	68

6.5	Uitvoering asfaltmastiek	71
6.5.1	Analyse asfaltmastiek	71
6.5.2	Extrapolatie asfaltmastiek	71
6.6	Uitvoering gabions en Reno-matrassen	73
6.6.1	Analyse gabions en Reno-matrassen	73
6.6.2	Extrapolatie gabions en Reno-matrassen	74
7	Case-study: Golf van Khambhat	75
7.1	Inleiding	75
7.2	Projectbeschrijving	75
7.2.1	Situatiebeschrijving	75
7.2.2	Doelstelling	76
7.2.3	Randvoorwaarden en uitgangspunten	76
7.3	Ontwerp bodemverdediging lokatie 1 (achter 4a)	78
7.3.1	Bepalen dimensies bodemverdediging	78
7.3.2	Lay-out bodemverdediging locatie 1	81
7.3.3	Uitvoering bodemverdediging lokatie 1	82
7.4	Ontwerp bodemverdediging lokatie 2 (achter 4b)	82
7.4.1	Bepalen dimensies bodemverdediging lokatie 2	82
7.4.2	Lay-out bodemverdediging lokatie 2	83
7.4.3	Uitvoering bodemverdediging lokatie 2	84
7.5	Bodemverdediging lokatie 3 (achter de caissons)	85
7.5.1	Inleiding	85
7.5.2	Dimensionering bodemverdediging achter de caissons, MSL -27 meter	85
7.5.3	Lay-out bodemverdediging lokatie 3, MSL -27 meter	86
7.5.4	Uitvoering bodemverdediging lokatie 3, MSL -27 meter	87
7.5.5	Bodemverdediging achter de caissons, MSL -23 meter	88
7.5.6	Uitvoering bodemverdediging lokatie 3	88
7.6	Benodigd materiaal, materieel en hulpwerken	88
7.7	Conclusies	89
7.8	Referenties	90
8	Conclusies en aanbevelingen	91
8.1	Conclusies	91
8.2	Aanbevelingen	92
	Geraadpleegde literatuur	95
	Bijlagen	99
bijlage 1	Overzicht betonblokkenmat	101
bijlage 2	Stabiliteit beschadigde blokkenmat	103
bijlage 3	Drukken onder een asfaltmastiexlab	105
bijlage 4	Enkele uitvoeringsmethoden van Reno-matrassen	113
bijlage 5	Analyse betonblokkenmat	115
bijlage 6	Analyse steenasfaltmat	125
bijlage 7	Analyse asfaltmastiek	127
bijlage 8	Analyse gabions en Reno-matrassen	131
bijlage 9	Berekening van de optredende krachten in de blokkenmat tijdens het afzinken	135
bijlage 10	Berekening optredende krachten in de Golf van Khambhat	137
bijlage 11	Berekening dimensies bodemverdediging	145
Bijlage 12	Kettinglijn	149
Bijlage 13	Kostenvergelijking bodemverdediging lokatie 3, MSL -23 m	151
Bijlage 14	Namen en adressen	153

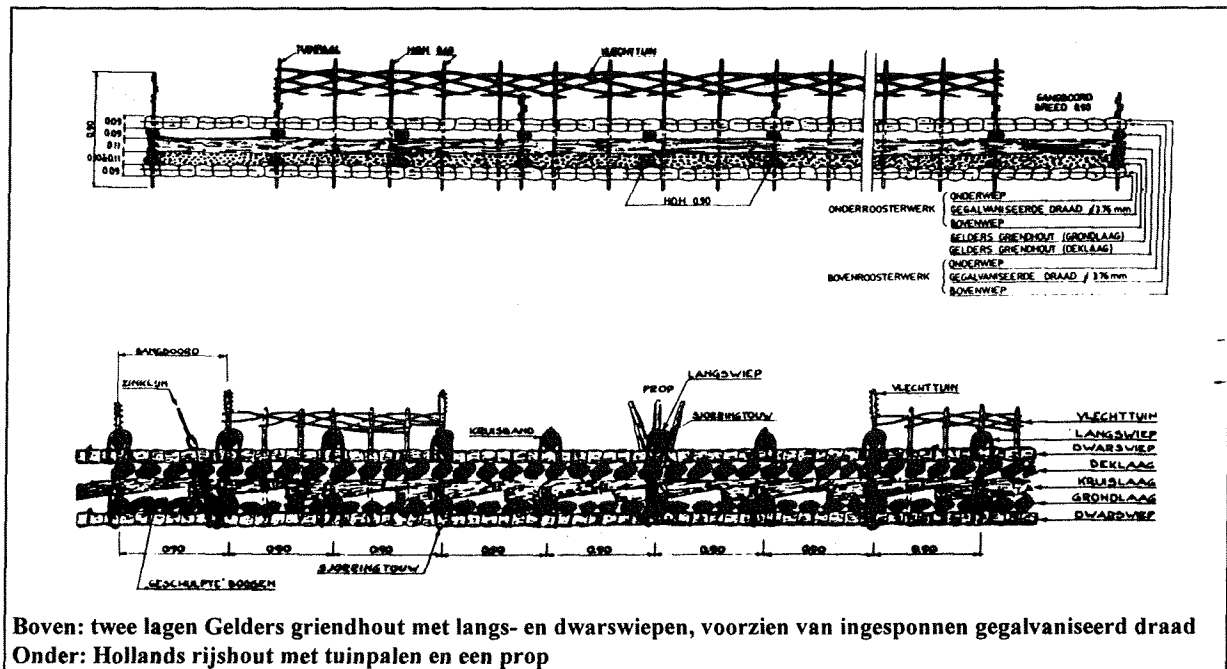
1. Kader van het afstudeerwerk

1.1 Inleiding

Waterbouwkunde is, zeker in Holland, al een eeuwenoud vakgebied. In de loop van de tijd hebben de uitgevoerde waterbouwkundige werken een grootschaliger en gecompliceerder karakter gekregen. Ook de ontwikkeling van de bij die gecompliceerde waterbouwkundige kunstwerken horende bodembeschermingen heeft niet stil gestaan. Op deze ontwikkeling van verschillende alternatieve bodembeschermingsconstructies in de tijd wordt in paragraaf 1.2 ingegaan.

Vervolgens wordt in paragraaf 1.3 een overzicht gegeven van de verschillende waterbouwkundige constructies, en van de verschillende stromingssituaties die bij het ontwerpen van de bijbehorende bodembeschermingsconstructies een rol kunnen spelen.

Deze stromingssituaties komen namelijk aan bod bij het definiëren van de randvoorwaarden en uitgangspunten in paragraaf 1.4. Allereerst wordt de doelstelling van het afstudeerwerk gegeven, waarna genoemde randvoorwaarden en uitgangspunten opgesomd zullen worden. Dit is nodig om een duidelijke afbakening van het afstudeeronderzoek te verkrijgen en een helder begrippenkader te definiëren.



figuur 1.1: Klassieke zinkstukken (lit [6])

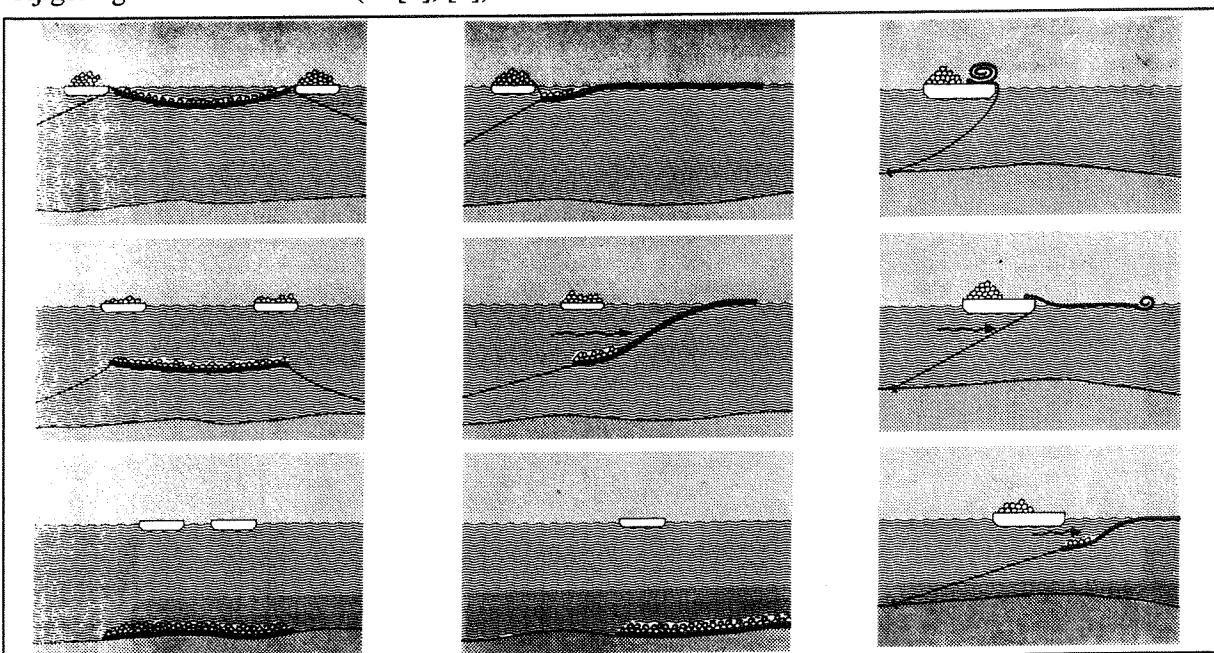
1.2 Historisch perspectief

Reeds vele eeuwen geleden maakte men in Nederland al bodembeschermingsconstructies bestaande uit zogenaamde rijshouten zinkstukken. Deze zinkstukken, die klassieke zinkstukken worden genoemd, waren gemaakt van rijshout en riet, materialen die van oudsher in eigen land beschikbaar waren. Een voorbeeld van een klassiek zinkstuk is te vinden in figuur 1.1.

Vanaf de aanvang van de Deltawerken was echter duidelijk dat met de bestaande bodembeschermingsconstructies en werkmethoden niet kon worden volstaan. De klassieke zinkstukken konden niet voldoen aan de zwaardere eisen die werden gesteld. Bovendien vroeg het Delta-project om bodembescherming over zeer grote oppervlakten, wat een aantal redenen met zich meebracht waarom klassieke zinkstukken niet in aanmerking kwamen. Allereerst was er een tekort aan hout, terwijl verder de speciaal geschoolde arbeidskrachten voor het maken van de wiepenmatten niet beschikbaar waren in zo'n korte tijd. Tevens is het afzinken arbeidsintensief en kan dit alleen geschieden bij geringe stroom (op of omstreeks de kentering in getijwateren). Tenslotte floreren paalwormen in de Delta-wateren wat de duurzaamheid van de matten aanzienlijk reduceert. Er is dus direct een begin gemaakt met de ontwikkeling van nieuwe materialen en werkmethoden (lit [2], [6]).

In eerste instantie werd aan het eind van de jaren vijftig het riet, dat niet voldoende zanddicht bleek, vervangen door plastic lagen en een netwerk van stalen draden. Bovendien werd, met het oog op paalworm, een poging gedaan het gebruik van hout in de matten te reduceren door toepassing van slechts een gering aantal wiepen in dwarsrichting van de mat. Deze mat was het eerste type dat gecontroleerd kon worden afgezonken. De mat werd opgerold, verscheept naar de exacte lokatie en neergelaten door de mat uit te rollen en door middel van een steenbestorting te laten zinken (zie figuur 1.2, derde kolom). Bovendien waren dit de eerste typen van bodembescherming waar geotextielen werden toegepast. Vanwege onvoldoende kennis van geotextielen voldeed dit type mat echter niet goed, omdat de waterdoorlatendheid onvoldoende was (lit [3], [6]).

Een volgende fase was het gebruik van relatief lichte nylon geotextielen in plaats van plastic lagen en een netwerk van staaldraden. Dit leidde tot de ontwikkeling van de semi-conventionele mat. Deze mat bestond uit een zwaar polypropyleen geweve weefsel waarop een enkel roosterwerk werd aangebracht om enige stijfheid en drijfvermogen te verkrijgen. Dit roosterwerk beschermt tevens het geotextiel tijdens de steenbestortingsoperatie. Ook de methode van aanbrengen was volledig veranderd. De mat werd door een ponton aan een zijde gesleept. Een zwaar gewicht aan het uiteinde van de mat zorgde ervoor dat dit uiteinde op de zeebodem kwam te liggen. Vervolgens werd er met een steenstorter of een drijvende kraan steen gestort totdat de hele bodembescherming op de juiste manier was aangebracht (zie figuur 2, tweede kolom). Deze methode van aanbrengen kan geschieden bij geringe stroomsnelheden (lit [3], [6]).



figuur 1.2: Het aanbrengen van respectievelijk een zinkstuk tijdens de kentering, een zinkstuk in stromend water en het aanbrengen van een zinkstuk van kunststoffolie (lit [3]).

De paalwormen tasten echter ook het hout in het roosterwerk van de semi-conventionele matten aan. Andere materialen werden noodzakelijk, met name wanneer de matten langer dan een jaar gebruikt zouden moeten worden. Tevens is het maken en aanleggen van de semi-conventionele mat nogal arbeidsintensief.

Uitgaande van de semi-conventionele mat en hetzelfde type polypropyleen geotextiel werd een bodembescherming ontwikkeld met een vaste ballast, waarbij geen rijshout werd toegepast en slechts in bepaalde gevallen een kleine hoeveelheid steen. Er zijn drie nieuwe typen bodembescherming met vaste ballast ontwikkeld:

- de steenasfaltmatten
- de blokkenmatten
- de grindworstenmatten

Hiervan zijn de eerste twee toegepast in het Oosterschelde-project.

De steenasfaltmatten (zie ook figuur 3.2) bestaan uit een geotextiel waarop twee lagen steenasfalt met een totale dikte van 12 cm zijn aangebracht. Tussen deze twee lagen zijn trekkabels en een wapening van gaas aangebracht. De blokkenmat bestaat uit een geotextiel waarop met behulp van kunststof pennen betonblokken zijn aangebracht in een bepaald stramen (zie bijlage 1). De grindworstenmat heeft ook een geotextiel basis waaraan met grind gevulde cilinders van geotextiel zijn bevestigd.

Andere bodembeschermingsconstructies die niet zijn afgeleid van de semi-conventionele mat zijn een bodembescherming bestaande uit asfaltmastiek, gepenetreerde stortsteen, gabions en natuurlijk een bodembescherming bestaande uit losgestort granulair materiaal.

De asfaltmastiekmat bestaat uit verschillende lagen asfaltmastiek die met elkaar versmelten en zodoende een aaneengesloten laag vormen met een variabele dikte. Een afbeelding hiervan is te vinden in figuur 4.2.

Constructies bestaande uit met colloïdaal beton of asfalt gepenetreerd materiaal kenmerken zich door de zeer grote mate van stabiliteit tegen overtrekkende stroming door het continue karakter van de bodembescherming, evenals de steenasfaltmat en de asfaltmastiekmat.

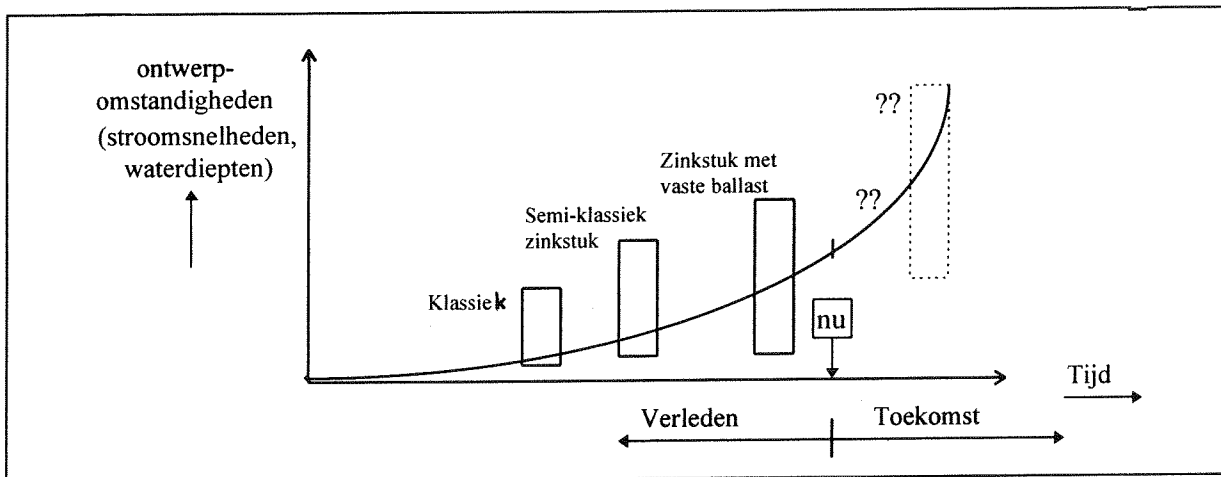
Gabions zijn korven van gaas die gevuld zijn met granulair materiaal en kunnen worden toegepast als toplaag op een volledig granulair filter of als toplaag op een geotextiel/zinkstuk. Bij gabions kan worden volstaan met een relatief lichte steensortering als vulmateriaal omdat het gewicht per m² bepalend is voor de stabiliteit en niet het individuele steengewicht. Nadeel van alle bovenstaande constructies is de relatief geringe ontwerpbekendheid.

Bodembeschermingen bestaande uit losgestort granulair materiaal bestaan uit één of meerdere lagen steen die samen een filter vormen om het bodemmateriaal vast te houden. Dit type constructie wordt zowel binnen als buiten Nederland veelvuldig toegepast, met name omdat de uitvoering relatief eenvoudig is en de ontwerpbekendheid groot. Deze grote mate van ontwerpbekendheid zorgt er, in combinatie met de relatief lage kosten, voor dat dit constructietype veelvuldig wordt toegepast.

Een van de meest gecompliceerde waterbouwkundige constructies die tot op heden is uitgevoerd is de stormvloedkering in de Oosterschelde. De combinatie van eisen die aan de bodembescherming zijn gesteld die aan weerszijden van deze stormvloedkering is aangelegd wordt beschouwd als een van de de zwaarste ontwerpomstandigheden waaronder tot nu toe een bodemverdediging is aangelegd. De omstandigheden waaronder deze bodemverdediging moest worden aangelegd en functioneren zijn:

- de maximale stroomsnelheid waaraan de bodemverdediging wordt blootgesteld is 3 à 4 m/s
- de maximale waterdiepte waarop de bodemverdediging is aangebracht is 30 meter
- de maximale verwachte ontgrondingskuil diepte is 25 tot 30 meter
- de maximaal optredende stroomsnelheid tijdens aanbrengen van de bodemverdediging is 1,5 m/s

Wat de bodembescherming van de toekomst gaat worden is nog niet duidelijk. Het valt te verwachten dat de omstandigheden waaronder de bodembescherming zijn functie moet vervullen steeds zwaarder worden, waardoor steeds hogere eisen aan de bodembescherming gesteld zullen worden. Het probleem met extrapoleren naar deze zwaardere ontwerpomstandigheden is dat niet bekend is of voor de omstandigheden waaronder de bescherming dan moet functioneren nog dezelfde ontwerpregels van toepassing zijn als bij de tot dan toe ontworpen bodemverdedigingen. Om dit te beoordelen is gebruik van gezond verstand gekoppeld aan ingenieursinzicht onontbeerlijk. In figuur 1.3 is weergegeven welke onzekerheden een rol spelen bij extrapolatie naar zwaardere ontwerpomstandigheden (hogere stroomsnelheden, grotere waterdiepten). Ten eerste zijn de ontwerpomstandigheden waaronder bodemverdedigingen in de toekomst eventueel ontworpen gaan worden niet bekend (vast staat alleen dat ze waarschijnlijk nog extremer worden), en ten tweede staat het nog niet vast welk type bodemverdediging het meest geschikt is bij een bepaalde aangenomen (extreme) ontwerptoestand. In dit verslag wordt bekeken of de bestaande bodemverdedigingsconstructies en uitvoeringsmethoden nog voldoen bij extrapolatie naar zwaardere ontwerpomstandigheden.



figuur 1.3: Onzekerheden in ontwerpomstandigheden en constructietypen

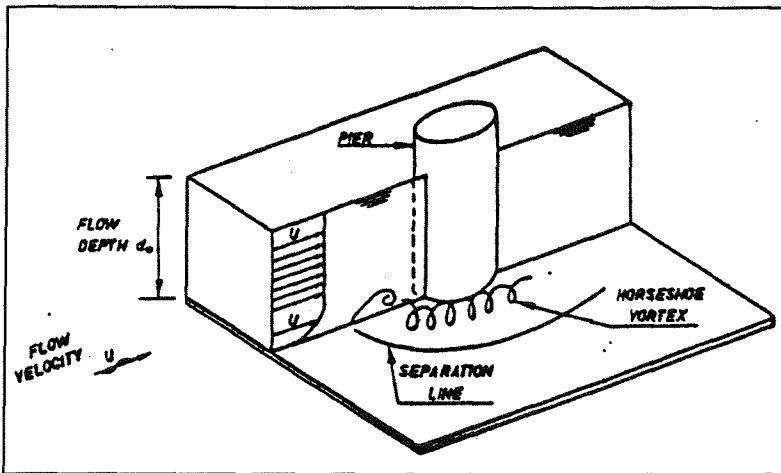
1.3 Overzicht constructies en stromingssituaties

De aanleg van waterbouwkundige constructies heeft vaak grote verstoringen van het lokale stroombeeld tot gevolg. Hierdoor neemt het transportvermogen van de stroom zodanig toe dat er benedenstrooms van de constructie een ontgrondingskuil kan ontstaan. Deze ontgrondingskuil is een bedreiging voor de constructie en dient op voldoende afstand van de constructie gehouden te worden. Om dit te bewerkstelligen wordt een bodemverdediging aangelegd, die als belangrijkste functie heeft het op zijn plaats houden van de bodem in de nabijheid van de waterbouwkundige constructie.

Deze bodemverdediging kan worden belast door stroming, golven en schroefstralen. Bij grote waterdiepten is de belasting door golven en schroefstralen doorgaans te verwaarlozen ten opzichte van de belasting door stroming. Dit dient echter wel geverifieerd te worden. De belasting door stroming is afhankelijk van de waterbouwkundige constructie achter welke de bodemverdediging dienst doet. Deze waterbouwkundige constructies zijn globaal op te delen in drie groepen:

1. starre voorwerpen in een stroom. Hieronder vallen bijvoorbeeld een brugpijler in een rivier, de poten van een boorplatform in zee en de pylonen van een kabelbaan bij afsluitingswerken.
2. regelwerken zoals sluisen en stuwen
3. afsluitingswerken (drempels van verschillende hoogte, caissons).

Deze drie constructietypen hebben alledrie hun eigen stroombeeld. Voor de bodembescherming betekent dit dat ieder constructietype een andere belastingsituatie met zich mee brengt.



figuur 1.4: Hoefijzervormige wervel (horse-shoe-vortex)

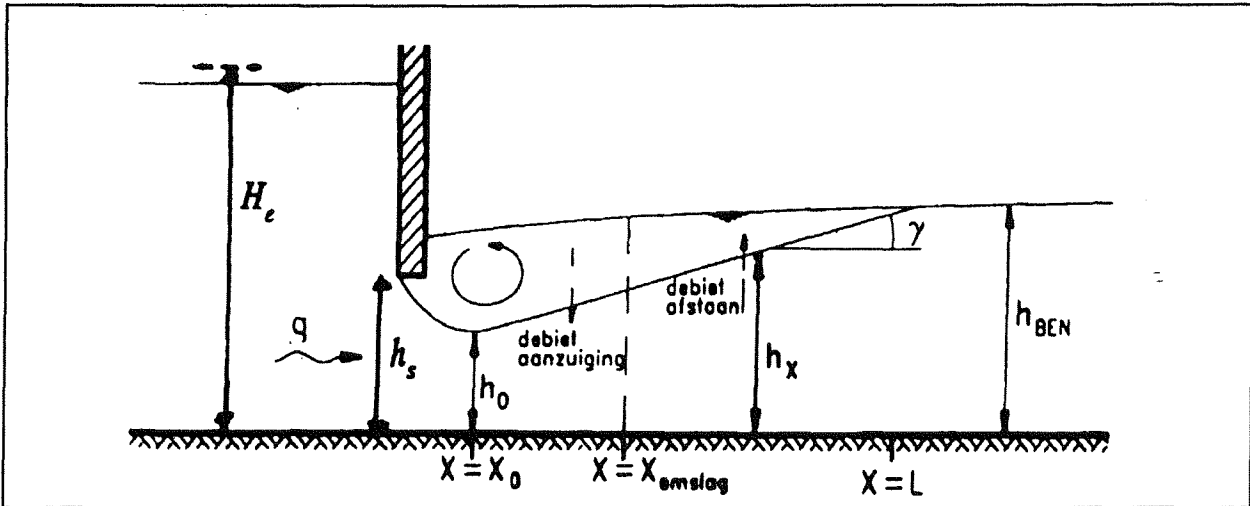
Het stroombeeld rond een pijler kenmerkt zich door een wervelsysteem dat optreedt aan beide zijden van de constructie en een hoefvormige wervel op de bodem rond de constructie (zie figuur 1.4). Het water duikt aan de voorkant van de pijler naar beneden en gedraagt zich als een verticale straal, die samen met de versnelde stroming aan de zijkant van de constructie zorgt voor erosie. Als er eenmaal een erosiekuil is ontstaan treedt daarin een neer op. Deze neer wordt door de stroming meegenomen wat leidt tot een

wervelstraat in de vorm van een hoefijzer. De intensiteit van deze hoefijzervormige wervel wordt sterk beïnvloed door de vorm van de voorkant van de constructie. De wervels achter de constructie (de zogenaamde Von Karman wervels) vormen zich door het periodiek oprollen van onstabiele grenslagen langs de constructie en vormen het zog dat zich tot ver achter de constructie kan uitstrekken.

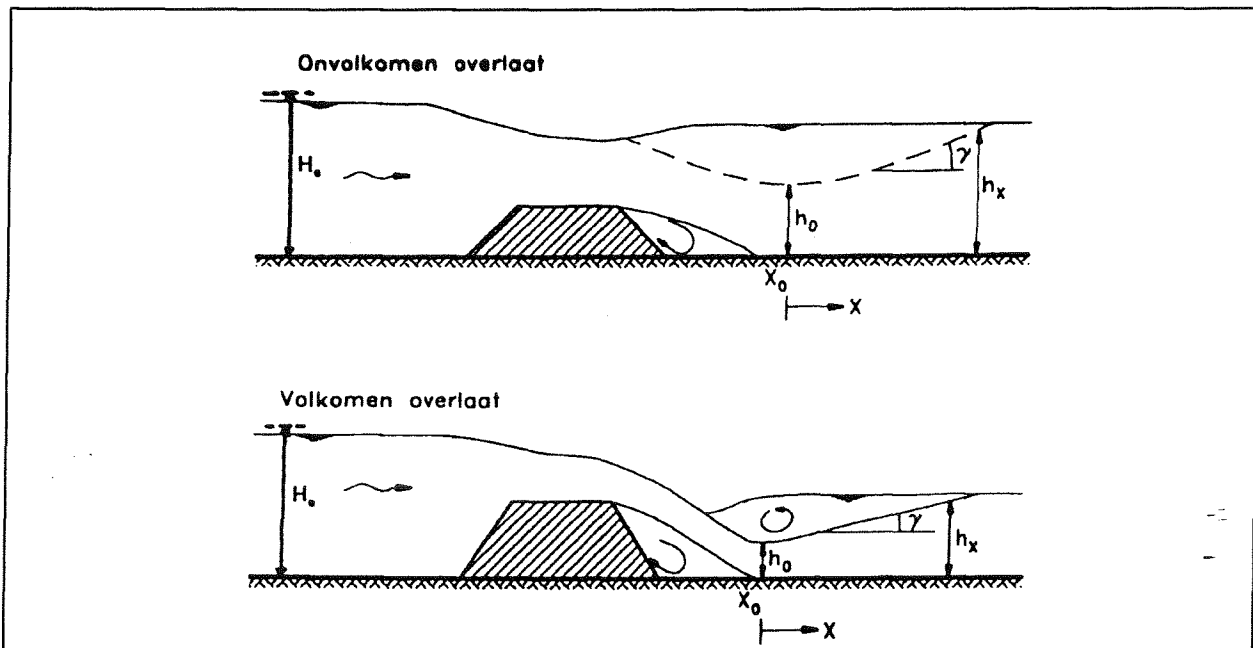
Bij regelwerken kunnen twee verschillende stroombeelden optreden: het regelwerk functioneert als overlaat of als uitlaat. Een afbeelding van het stroombeeld bij een uitlaat staat in figuur 1.5. Het stroombeeld bij een overlaat is gelijk aan dat van een drempel en is te zien in figuur 1.6. Voor beide situaties kan het verloop van de stroomsnelheid berekend worden als functie van de afstand uit de as van de constructie met behulp van een twee-dimensionaal model (lit [1]). Hiermee is dan de belasting op de toplaag van de bodemverdediging als functie van de afstand uit de as van de constructie bekend.

Bij afsluitingswerken speelt de methode van sluiting een belangrijke rol, daar bij iedere methode een specifiek verloop van de stroomsnelheid in het sluitgat hoort. Grofweg kan de methode van sluiting gesplitst worden in plotselinge sluiting en geleidelijke sluiting, waarbij de geleidelijke sluiting weer onderverdeeld kan worden in horizontale sluiting, verticale sluiting of een combinatie van beide. Een indicatie van de stroomsnelheden in het sluitgat bij de verschillende methoden is te zien in figuur 1.7. Hierin valt te zien dat de horizontale sluitingsmethode bijzonder bodemverdedigingsonvriendelijk is.

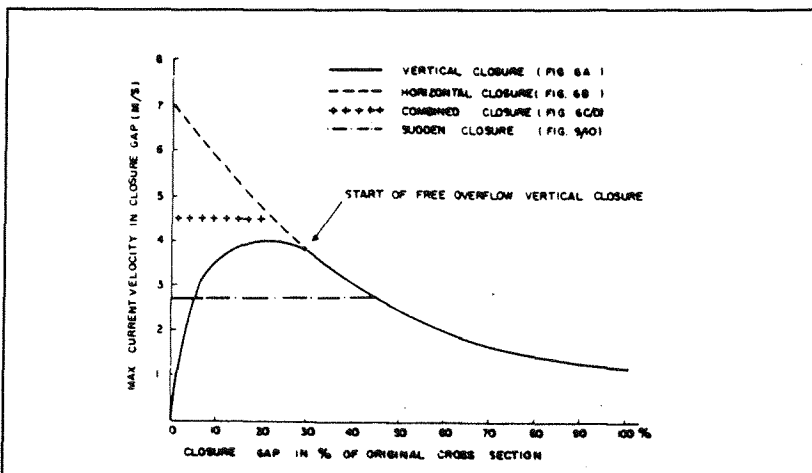
Het stroombeeld bij een verticale afsluiting is dat van een drempel. Ook bij een plotselinge sluiting en een gecombineerde sluiting komt een drempel vaak voor. Deze drempel kan fungeren als volkomen en als onvolkomen overlaat (zie figuur 1.6). Ook voor deze situaties kan het verloop van de stroomsnelheid beschreven worden als functie van de afstand uit de as van de constructie (twee-dimensionaal). In bepaalde situaties moet terdege rekening gehouden worden met drie-dimensionale effecten (vooral randeffecten).



figuur 1.5: Stroombeeld bij een schuifconstructie



figuur 1.6: Stroombeeld bij een drempel



figuur 1.7: Stroomsnelheden als functie van methode van sluiting

1.4 Doelstelling, randvoorwaarden en uitgangspunten

1.4.1 Doelstelling

Doel van het afstudeerwerk is te bepalen of onder zwaardere ontwerpomstandigheden dan in het Oosterschelde-project (met name grotere stroomsnelheden en waterdiepten) de bodembescherming gemaakt kan worden met bekende technieken of dat een nieuw concept toegepast moet worden.

1.4.2 Randvoorwaarden en uitgangspunten

Bij het ontwerp van bodemverdedigingsconstructies spelen in het algemeen vier soorten randvoorwaarden een belangrijke rol:

1) Grondmechanische randvoorwaarden

Hieronder vallen de grondgesteldheid in het gebied, zeefkrommen, de gemiddelde diameter, de porositeit (i.v.m. zettingsgevoeligheid), de hoek van inwendige wrijving, de kritische snelheid van begin van beweging en de valsnelheid van het bodemmateriaal.

2) Geometrische randvoorwaarden

Deze randvoorwaarden houden verband met de geometrie van de constructie en zijn onder andere verantwoordelijk voor het stroombeeld. Gedacht kan worden aan de methode van sluiting bij afsluitingswerken en aan het type bodemverdediging dat wordt toegepast in verband met de beschikbaarheid van bepaald materieel en materialen.

3) Hydraulische randvoorwaarden

Onder deze groep vallen waterstanden, debieten en/of snelheden, het stroombeeld rond de constructie (verticale en horizontale snelheidsverdeling), turbulentie, initieel zandtransport etc.

4) Uitvoeringstechnische randvoorwaarden

De randvoorwaarden van uitvoeringstechnische aard zijn vaak bepalend voor de keuze van een bepaald bodemverdedigingsalternatief. Gedacht moet worden aan voorwaarden met betrekking tot de werkbaarheid (stroom, golven), krachten op de constructie in de uitvoeringsfase en beschikbaarheid van en krachten op uitvoeringsmaterieel.

Deze randvoorwaarden volgen doorgaans uit de situatie ter plaatse. Aangezien het in dit afstudeerproject echter niet zo zeer om een concreet ontwerp voor een bestaande situatie gaat maar om een extrapolatie naar een toestand met aangenomen ontwerpomstandigheden moeten enige uitgangspunten geformuleerd worden. Het is zinloos uitgangspunten voor een geëxtrapoleerde ontwerptoestand op te stellen zonder te vermelden wat de huidige stand van zaken is. Als maatgevend hiervoor worden de ontwerpomstandigheden beschouwd zoals deze in het Oosterschelde-project gehanteerd zijn:

- maximale stroomsnelheid in de gebruikstoestand ter plaatse van de bodemverdediging is 3 à 4 m/s
- maximale waterdiepte is 30 meter
- maximale verwachte ontgrondingskuildiepte is 25 tot 30 meter
- maximale stroomsnelheid in de uitvoeringsfase (tijdens het aanbrengen) van de bodemverdediging is ongeveer 1,5 m/s

Met betrekking tot de begrippen uitvoeringsfase en gebruiksfase wordt opgemerkt dat deze in dit rapport gerelateerd zijn aan de bodemverdediging en niet aan de waterbouwkundige constructie, tenzij dit expliciet vermeld wordt. Met uitvoeringsfase wordt dus bedoeld de fase waarin de bodembescherming aangelegd wordt. Met de gebruiksfase wordt de fase bedoeld waarin de bodembescherming zijn functie moet vervullen. Deze gebruiksfase omvat in geval van een bodemverdediging achter een stormvloedkering zowel de uitvoeringsfase als ook de gebruiksfase van de stormvloedkering. Bij een bodemverdediging achter een dam omvat de gebruiksfase van de

bodemverdediging enkel de uitvoeringsfase van de dam en heeft de bodemverdediging geen functie meer in de gebruiksfase van de dam.

Uitgangspunten

Voor de uitgangspunten voor de situatie waarnaar geëxtrapoleerd gaat worden wordt dezelfde indeling aangehouden als voor de randvoorwaarden:

1) Grondmechanische uitgangspunten

- De ontgrondingskuildiepte die zich achter de bodembescherming zal ontwikkelen heeft een evenwichtsdiepte van orde van grootte 40/50 meter.
- De ondergrond bestaat uit niet-cohesief materiaal.

2) Hydraulische uitgangspunten

- De stroomsnelheden in gebruikstoestand waarnaar geëxtrapoleerd wordt liggen in de orde van grootte van 5 tot 10 m/s.
- Er wordt geëxtrapoleerd naar een waterdiepte van 50 tot 60 meter
- Aangezien de waterdiepte waarnaar geëxtrapoleerd wordt groot is wordt de belasting door korte golven en schroefstralen van schepen in de gebruikstoestand niet in beschouwing genomen. Korte golven spelen in de uitvoeringsfase wel een rol.

3) Geometrische uitgangspunten

- Het constructietype waarvoor de bodemverdediging ontworpen wordt is in principe een afsluitingswerk, omdat juist dit type constructie eerder genoemde extreme omstandigheden met zich meebrengt. Hiermee moet terdege rekening worden gehouden als men de resultaten op andere constructietypen wil toepassen.

4) Uitvoeringstechnische uitgangspunten

- Ook bij de uitvoering wordt uitgegaan van een afsluitingswerk, waardoor rekening gehouden moet worden met getij en de problemen die daarbij komen kijken. In het algemeen spelen de aspecten tijd en werkbaarheid hierbij een rol. Deze zijn aan elkaar gerelateerd: door te kiezen voor een uitvoeringswijze die bij zwaardere werkomstandigheden (in het algemeen betekent dit zwaardere stroming en hogere golven in de uitvoeringsfase) toegepast kan worden, wordt de tijd waarin gewerkt kan worden vergroot. Omgekeerd werkt het ook zo: kiezen voor een uitvoeringswijze met een geringere uitvoeringstijd brengt met zich mee dat de werkbaarheid van de methode minder groot hoeft te zijn.
- De maximaal optredende stroomsnelheden in de uitvoeringsfase bedragen orde van grootte 3 m/s.

5) Overige uitgangspunten

- Bij de afweging van bodemverdedigingsalternatieven speelt de som van de aanlegkosten en de gekapitaliseerde onderhoudskosten een belangrijke rol. Deze kosten zijn echter sterk afhankelijk van de specifieke projectsituatie. Dit afstudeerwerk beperkt zich tot de technische haalbaarheid van de bodemverdedigingsalternatieven op een niet-specifieke locatie, zodat voor de kosten volstaan wordt met een indicatie.

1.5 Referenties

- [1] Ariëns, Franken, Klatter, september 1995
Handleiding voor het ontwerpen van granulaire bodemverdedigingen achter tweedimensionale uitstromingsconstructies
Bouwdienst Rijkswaterstaat

- [2] Driemaandelijks Bericht Deltawerken
De bodembescherming van een sluitgat

- [3] Driemaandelijks Bericht Deltawerken
Ervaringen met het aanbrengen van verschillende soorten bodembescherming

- [4] J.C. Huis in 't Veld, J. Stuip, A.W. Walther, J.M. van Westen, 1984
The closure of tidal bassins
Delft University Press

- [5] G.J. Schiereck, september 1993
Diktaat f4 - Introduction to bed, bank and shore protection
Technische Universiteit Delft

- [6] K. Mouw, maart 1986
Geotextielen bij het Oosterschelde-project
Tijdschriftartikel uit PT/Civiele Techniek, jaargang 41, nummer 1

2. De betonblokkenmat

2.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden de resultaten op een rijtje gezet van de in de geraadpleegde literatuur gevonden stukken over de betonblokkenmat. Er is veel literatuur gevonden over de betonblokkenmat, variërend van rapporten van het Waterloopkundig Laboratorium en ontwerpnota's van de Rijkswaterstaat tot tijdschriftartikelen en PATO-cursussen.

Begonnen wordt met het bespreken van de opbouw van de betonblokkenmat zoals deze is toegepast in de bodemverdediging aan weerszijden van de stormvloedkering in de Oosterschelde. Vervolgens wordt in paragraaf 2.3 ingegaan op de algemene eisen die aan een bodemverdediging gesteld worden. In paragraaf 2.4 is een overzicht opgesteld van mogelijke faalmechanismen die bij de blokkenmat een rol spelen. Hieruit zijn vervolgens functionele eisen afgeleid. Tezamen met de beheer- en onderhoudseisen en de uitvoeringstechnische eisen vormen zij de ontwerpeisen die op de betonblokkenmat van toepassing zijn. In de paragrafen 2.5 en verder wordt de betonblokkenmat dan op deze eisen beoordeeld, waarbij de nadruk ligt op de functionele eisen.

2.2 Opbouw betonblokkenmat

De betonblokkenmat zoals die is uitgevoerd bij de Stormvloedkering Oosterschelde bestaat uit een polypropeen kunststoffilter met daaraan toegevoegd een Typar vlies met daarop een met kunststof pennen bevestigde vaste ballast van betonblokken (zie bijlage 1).

Het ontwerp van de betonblokkenmat was in eerste instantie gebaseerd op een geleidelijke sluiting van de Oosterschelde met behulp van een kabelbaan. De vereiste zanddichtheid werd in dit ontwerp gewaarborgd door het polypropeen kunststoffilter van 1200 gr/m^2 , dat als dragerweefsel van de betonblokken dienst deed. Nadat het ontwerp van de afsluiting werd veranderd in dat van een stormvloedkering bleek het kunststoffilter niet meer aan de zanddichtheidseis te voldoen, zodat een kunststof vlies aan het ontwerp is toegevoegd. Dit vlies (Typar 170 gr/m^2) waarborgt de zanddichtheid voor een bodem van zand met $D_{90} > 120\mu$.

De betonblokken hadden een hoogte van 17 cm en zijn gelijkmatig verdeeld over het filter aangebracht. Deze blokken bedekken 50% van het filteroppervlak. Dit komt overeen met een gewicht boven water van 200 kg/m^2 .

De ruimte tussen de betonblokjes werd geballast met staalslakken omdat was gebleken dat bij hoge stroomsnelheden de blokken gaan hellen en het kunststofweefsel tussen de blokken omhoogkomt. Bovendien kan het niet-geballaste kunststofweefsel gaan klapperen wat de zanddichtheid nadelig beïnvloedt (de dynamische zanddichtheid van het filter is aanzienlijk kleiner dan de statische zanddichtheid). Ballasten verandert het stroombeeld en voorkomt zo deze verschijnselen.

De meest economische materiaalsoort om te ballasten was staalslak met het oog op leverbaarheid en dichtheid (3200 kg/m^3). Om de open ruimten juist te vullen is bij een porositeit n van 30-40% ongeveer $160\text{-}200 \text{ kg/m}^2$ bestorting nodig. Om uitvoeringstechnische redenen en veiligheidsredenen is gekozen voor 200 kg/m^2 . Hiermee kwam het totale ballastgewicht dus op 400 kg/m^2 .

2.3 Functie-analyse

2.3.1 Functie bodembescherming in het algemeen

De functie van een bodembescherming in het algemeen is het beschermen van de ondergrond tegen overmatige erosie. Onder overmatige erosie wordt verstaan: erosie die via zettingsvloeiingen en/of afschuivingen leidt tot het bezwijken van een deel van de waterbouwkundige constructie.

2.3.2 Falen van de bodembescherming

De bodembescherming als geheel faalt als overmatige erosie optreedt. In dit faalproces spelen twee elementen een rol:

- overschrijden van de grenstoestand (bezwijken) in de bodembescherming
- overdracht van dit bezwijken naar de te beschermen constructies

De kans dat beide elementen optreden is bepalend voor de kans van bezwijken van de bodembescherming.

Voordat de bodembescherming als geheel faalt treedt lokaal falen op. Hiervan is sprake als een lokale grenstoestand wordt overschreden. Dit is het geval wanneer er plaatselijk zoveel zand in zo hoog tempo wordt uitgespoeld dat daar het gevaar voor zettingsvloeiing of afschuiving reëel wordt. Hiervoor zijn, afhankelijk van de toegepaste bodemverdedigingsconstructie, diverse mechanismen denkbaar.

2.3.3 Functionele eisen

De bodembescherming vormt een beschermende laag tussen de ondergrond en de overtrekkende (niet met zand verzadigde) stroom. Om zijn beschermende functie te kunnen vervullen moet de laag aan de volgende drie eisen voldoen:

- de laag moet voldoende zanddicht zijn om het in hoog tempo ontstaan van een kuil met instabiele taluds te voorkomen;
- de laag moet voorkomen dat er een zodanige stroming in de ondergrond en/of tussen de laag en de ondergrond ontstaat dat horizontaal zandtransport onder de laag in hoog tempo tot een kuil leidt;
- de laag moet onder maximale hydraulische belasting in voldoende mate aanwezig blijven om zo'n kuil te voorkomen, met andere woorden er mogen door stabiliteitsverlies niet te grote gaten in de laag ontstaan.

Aan deze drie eisen moet de bodemverdediging gedurende zijn hele functionele levensduur blijven voldoen, met andere woorden: de bodembescherming moet voldoende duurzaam zijn.

2.3.4 Overige eisen

Naast functionele eisen worden er ook eisen aan de bodemverdediging gesteld uit het oogpunt van uitvoerbaarheid en beheer en onderhoud.

Tijdens de uitvoering moet de mechanische sterkte van de bodembescherming groot genoeg zijn om de optredende belastingen in de maatgevende uitvoeringsfase op te nemen. Bovendien moet de bodembescherming snel en eenvoudig aangelegd kunnen worden, met name als er sprake is van grote oppervlakten die in korte tijd bedekt moeten worden.

Vanuit het oogpunt van beheer en onderhoud moet de bodembescherming bestand zijn tegen de meest voorkomende beschadigingen. Mocht de bodembescherming toch beschadigd raken dan moet snel en eenvoudig herstel mogelijk zijn.

2.3.5 Kosten

Uiteindelijk moet er een afweging gemaakt worden tussen verschillende bodembeschermingsalternatieven. Het beoordelingscriterium bij deze afweging is kosten. Om deze kosten te bepalen moet een optimalisatie plaatsvinden van de aanlegkosten en de gekapitaliseerde onderhoudskosten. Dit valt echter buiten het afstudeerwerk, zodat volstaan wordt met een indicatie van de aanlegkosten.

2.4 Ontwerpeisen betonblokkenmat

2.4.1 Faalmechanismen en functionele eisen

Uit paragraaf 2.3.3 is gebleken dat de betonblokkenmat aan drie eisen moet voldoen om lokaal falen te voorkomen, te weten voldoende zanddichtheid, beperkt horizontaal zandtransport en stabiliteit. In deze paragraaf worden nu de bij deze eisen horende faalmechanismen voor de betonblokkenmat besproken.

Het eerste faalmechanisme is zandverlies in verticale richting. De zanddichtheidsfunctie wordt bij de betonblokkenmat vervuld door het kunststofweefsel, eventueel in combinatie met een kunststofvlies. Zandverlies in verticale richting kan plaatsvinden als het onderliggende bodemmateriaal door de weefselopeningen in deze filterconstructie kan ontwijken. Bovendien kan het filterdoek tussen de blokken gaan klapperen als de staalslak is weggespoeld, waardoor de zanddichtheid van de mat afneemt.

Het zandtransport onder de mat in horizontale richting is onder alle omstandigheden beperkt en zal zeker niet leiden tot het ontstaan van een ontgrondingskuil die bedreigend is voor de stabiliteit van de constructie zolang de blokkenmat aan de grond gehouden wordt. Horizontaal zandtransport speelt bij de betonblokkenmat dus geen rol.

Zandverlies kan ook veroorzaakt worden door onvoldoende stroombestendigheid van het middendeel van de mat, waardoor een scheur in de blokkenmat ontstaat en het zand door deze scheur wegspoelt. Dit verschijnsel kan optreden als de betonblokken en de staalslakbestorting beide onvoldoende stabiel zijn tegen de optredende stroming en vormt het tweede faalmechanisme.

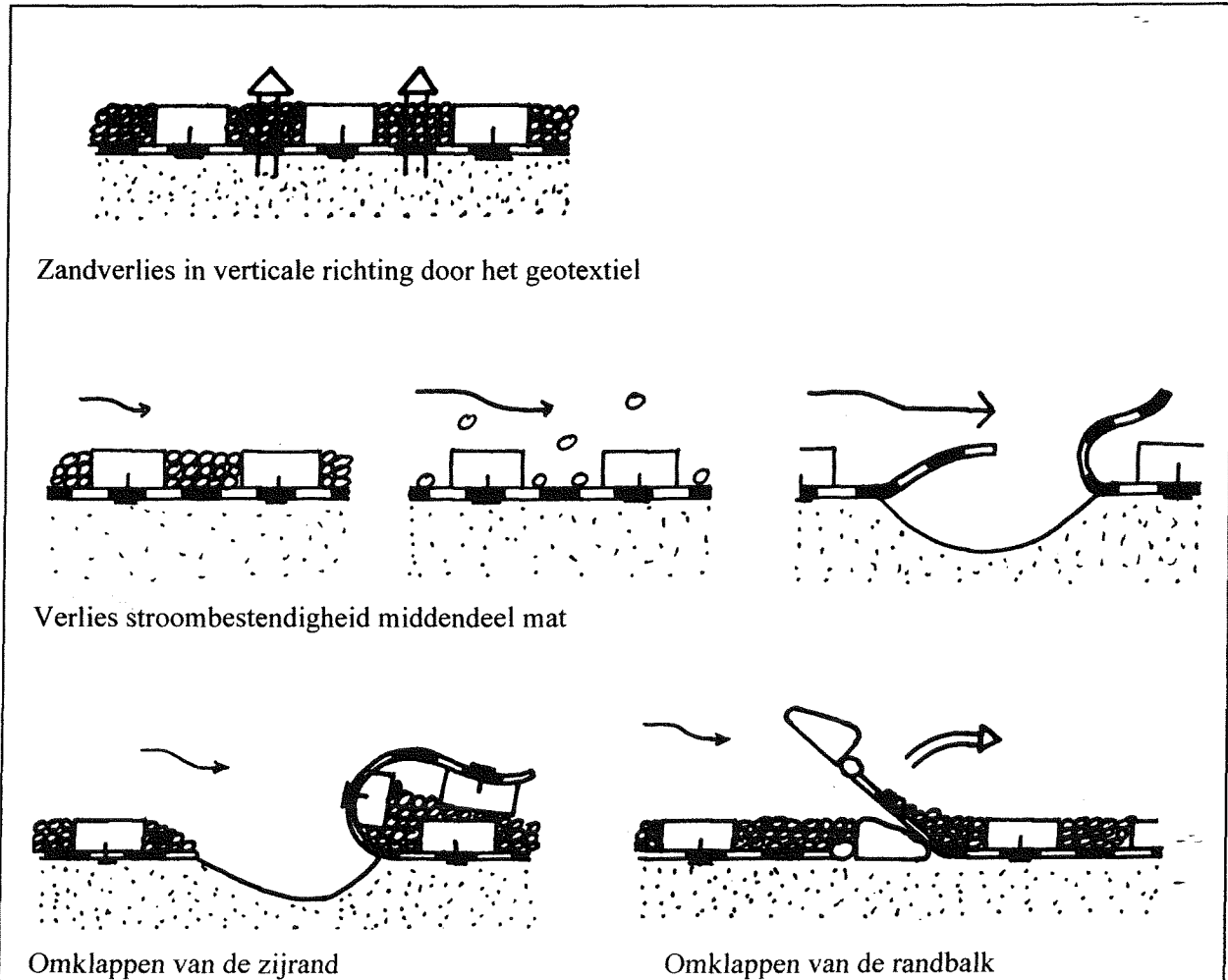
Het derde faalmechanisme is het omklappen van de zijrand. Deze zijranden vormen lokale oneffenheden in de bodem en verstoren het stroombeeld in belangrijke mate. Als gevolg hiervan oefent de stroom sleep- en liftkrachten uit op deze randen, die bij voldoende stroomsnelheid zelfs zo groot kunnen worden dat de rand opgezogen wordt en omklapt. Voor het laatste faalmechanisme, het omklappen van de randbalken welke zijn aangebracht op de kopeinden van de matten, geldt hetzelfde.

Een overzicht van de relevante faalmechanismen van de betonblokkenmat is te vinden in figuur 2.1. Uit deze faalmechanismen kunnen nu weer functionele eisen worden afgeleid die aan de blokkenmat gesteld worden. Dit is gedaan in tabel 2.1. In deze tabel staat vermeld welk onderdeel van de constructie de functie vervuld en aan welke eis het onderdeel moet voldoen.

Uit de tabel volgen twee soorten functionele eisen: eisen gesteld aan de stabiliteit van de blokkenmat en eisen gesteld aan de zanddichtheid van de blokkenmat. De stabiliteit van de blokkenmat kan weer

onderverdeeld worden in stabiliteit van het middendeel van de mat, van de randen en van de bestorting.

Bovendien moet de blokkenmat zijn functie gedurende een bepaalde levensduur vervullen. Er worden dus ook eisen gesteld aan de duurzaamheid van de betonblokkenmat.



figuur 2.1: Overzicht faalmechanismen

locaal faalmechanisme	functiedrager	eis aan functiedrager
zandverlies in verticale richting door het geotextiel	filter, bestorting	filter moet zanddicht zijn om zandtransport tegen te houden bestorting moet mat aan grond houden om klappen van de mat tussen de blokken te voorkomen
verlies stroombestendigheid middendeel mat	blokken + bestorting	blokken + bestorting moeten stabiel zijn
omklappen van de zijrand	blokken + bestorting	blokken + bestorting moeten mat aan de grond houden
omklappen van de randbalk	randbalk	randbalk moet stabiel zijn

tabel 2.1: Overzicht faalmechanismen en eisen voor de betonblokkenmat

2.4.2 Overige eisen

Naast functionele eisen worden er aan de blokkenmat eisen gesteld uit het oogpunt van uitvoerbaarheid en beheer en onderhoud:

- Tijdens de uitvoering moet de sterkte van het kunststofweefsel van de blokkenmat groot genoeg zijn om de grootste optredende krachten tijdens de uitvoeringsfase op te nemen. Ook het uitvoeringsgemak speelt bij de blokkenmat een rol.
- Vanuit het oogpunt van beheer en onderhoud moet de blokkenmat bestand zijn tegen de meest voorkomende beschadigingen. Snel en eenvoudig herstel moet mogelijk zijn in geval de blokkenmat toch beschadigd mocht raken.

2.4.3 Kosten

Omdat de som van de aanlegkosten en de gekapitaliseerde onderhoudskosten vaak bepalend is voor de keuze voor een bepaald bodembeschermingsalternatief spelen deze kosten bij de betonblokkenmat natuurlijk ook een rol. Hier zal echter niet diep op worden ingegaan, omdat dit afstudeerwerk zich beperkt tot de technische haalbaarheid van een extrapolatie naar grotere waterdiepten en hogere stroomsnelheden.

2.5 Functionele eisen

2.5.1 Inleiding

In deze paragraaf wordt ingegaan op de functionele eisen die aan de blokkenmat gesteld worden, te weten stabiliteit, zanddichtheid en duurzaamheid. De stabiliteit van de blokkenmat wordt beschouwd op een viertal onderdelen:

- 1) stabiliteit van het middendeel van de mat
- 2) stabiliteit van de zijdelingse overlapping van de randen
- 3) stabiliteit van de beëindiging van de mat aan de rand van de ontgrondingskuil
- 4) stabiliteit van het stortmateriaal

2.5.2 Stabiliteit van het middendeel van de mat

Gedrag van de blokkenmat met alleen betonblokken o.i.v. stroom in turbulente omstandigheden

Bij een betonblokkenmat zonder bestorting ontstaat ten gevolge van de kromming van de stroomlijnen boven het blok een overdruk tegen de bovenstroomse zijde van het blok en een onderdruk aan de bovenkant en de benedenstroomse zijde van het blok. Hierdoor ontstaat in het zandbed een verhang in stroomrichting. Als het betonblok kantelt kan de overdruk die tegen de bovenstroomse zijde staat ook onder het blok gaan heersen waardoor het blok los van het zandbed komt. Door het verhang zal dan zandbeweging in stroomrichting plaatsvinden tussen het weefsel en het zandbed. Dit zand zal in het filter worden gevangen of ontwijken. Aangezien het zand afkomstig is van de bovenstroomse zijde van het blok zal het blok tegen de stroomrichting in kantelen. Deze kantelbeweging is tegengesteld aan de eerder genoemde kantelbeweging waarbij het blok los van het zandbed komt.

Een meer gelijkmatige verdeling van de aangebrachte verzwarende (kleinere blokjes met staalslakken ertussen) heeft een gunstig effect op de stabiele ligging van de bodembescherming.

Door het Waterloopkundig Laboratorium is een onderzoek uitgevoerd naar de stabiliteit van de in het Oosterschelde-project toegepaste blokkenmatten onder invloed van stroom in turbulente ontwerpomstandigheden (lit [10]). De resultaten van dit onderzoek waren:

- Bij uniforme stroming met $\bar{v} = 3,4$ à $3,7$ m/s gaan de blokken van de onbestorte mat zowel met als zonder vlies tegen de stroming in hellen.
- Met een bestorting met staalslakken 40-160 mm treedt bij bovengenoemde omstandigheden geen kanteling op.
- Bij stroomsnelheden van ca. 5,60 m/s in combinatie met wervels worden de bestorting en de losliggende betonblokken (dit kan voorkomen na bezwijken van de pennen in de uitvoeringsfase) instabiel. Bij de onbestorte mat werd ook de aansluiting van de afzonderlijke matten instabiel.

Om de blokkenmatconstructie te vergelijken met een steensortering van vergelijkbare stabiliteit wordt de invloed van de turbulentie en de niet-logaritmische snelheidsverdeling meegenomen door de definitie van een kritieke stroomsnelheid, te meten op 1 meter boven de bodem. Deze kritieke stroomsnelheid (de stroomsnelheid waarbij een bepaalde mate van schade wordt overschreden) is voor een matachtige constructie niet hetzelfde als voor een constructie van stortsteen:

$$u_{kr,1} = u_1 + 1/2 \cdot u'_1 \quad (\text{matachtige constructie})$$

$$u_{kr,1} = u_1 + 3 \cdot u'_1 \quad (\text{stortsteen})$$

$u_{kr,1}$ = kritieke stroomsnelheid, gemeten op 1 meter boven de bodem [m/s]

u_1 = gemiddelde snelheid op 1 meter boven de bodem [m/s]

u' = variatie in u [m/s]

Te zien valt dat matachtige constructies relatief minder gevoelig zijn voor turbulentie dan stortsteen. Dit is verklaarbaar doordat losliggende individuele stenen gevoeliger zijn voor zeer lokale en kortstondige stroomsnelheidsfluctuaties dan de blokkenmat met diens samenhangende grotere blokken.

Om de gemeten waarden voor de betonblokkenmat nu te kunnen vergelijken met een steensortering wordt de gemeten stroomsnelheid waarbij een bepaalde mate van schade wordt overschreden opgedeeld in een gemiddelde en een fluctuatie daaromheen. Vervolgens wordt met deze bij de blokkenmat gemeten waarden de kritieke stroomsnelheid van een vergelijkbare steensortering bepaald, waarna met behulp van de formule van Shields een waarde voor ΔD_{n50} wordt bepaald.

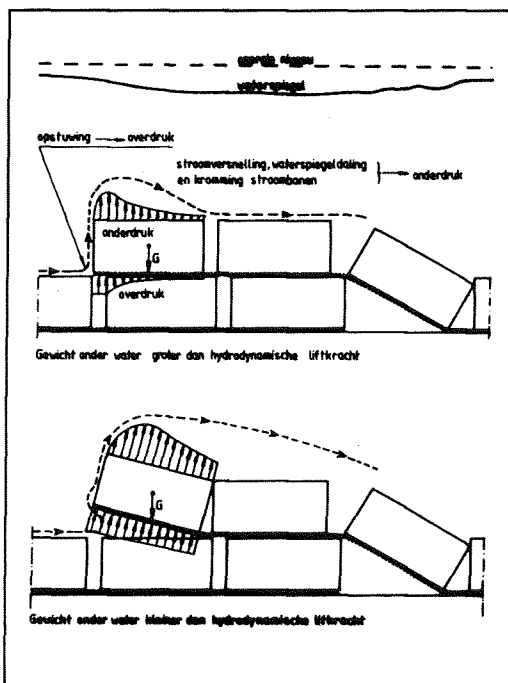
Deze methode is ook toegepast in een grootschalig onderzoek naar de stabiliteit van de beschadigde blokkenmat, uitgevoerd door het Waterloopkundig laboratorium (lit [17]). De resultaten van dit onderzoek zijn te vinden in bijlage 2. Een samenvatting van de waarden uit deze tabel die maatgevend zijn voor de stabiliteit van het middendeel van de betonblokkenmat is te vinden in tabel 2.2. Het gehanteerde bezwijkcriterium is bij de blokkenmat met vaste blokken het klapperen van het kunststofweefsel omdat gebleken is dat dit een nadelige invloed heeft op de zanddichtheid van de blokkenmat. Indien de blokken los op de mat lagen is de grens gelegd bij het verschuiven van de losliggende blokken, of als hiervoor geen gegevens beschikbaar waren het omklappen/verplaatsen van de losse blokken.

conditie blokkenmat (blokhoogte = 0,17 m)			kritieke stroomsnelheid op 1 m boven de bodem $u_{kr,1}$ (m/s)		vergelijkbare steensortering ΔD_{n50} (m)
blokken	staalslakken	ondergrond	$u_1 + 1/2u'$	$u_1 + 3u'$	
vast	40-160mm	vlak	$> 6,1^1$	$> 6,6^1$	
vast	40-160	onregelmatig	$> 5,23^2$	$> 5,78^2$	$> 0,31$
vast	20-80mm	onregelmatig	6,67	7,5	0,51
vast	geen	onregelmatig	4,76	5,56	0,35
los	40-160mm	vlak	4,22	4,79	0,26
los	40-160mm	onregelmatig	3,29	3,74	0,16
los	geen	onregelmatig	2,28	2,68	0,08

tabel 2.2: Stabiliteit beschadigde blokkenmat (lit [17])

- 1 Waarde van u' geschat (niet gemeten in proef). Bovendien is de proef niet tot bezwijken doorgezet en was bij $\bar{u} = 6$ m/s de mat nog stabiel en de meeste slak nog aanwezig
- 2 Proef afgebroken op moment dat mat nog intact en staalslakken nog aanwezig waren

2.5.3 Stabiliteit van de randen



figuur 2.2: Omklappen matrand bij hoge stroomsnelheid

De stabiliteit van de blokkenmat en de steenasfaltmat wordt grotendeels bepaald door de stabiliteit van de vrijliggende randen daar de stroom sleep- en liftkrachten uitoefent op deze oneffenheden. Bij voldoende stroomsnelheid kunnen deze krachten tot omklappen leiden (zie figuur 2.2). Dit omklappen gebeurt plotseling, zowel bij de blokkenmat als ook bij de steenasfaltmat, hoewel dit bij de steenasfaltmat enigszins wordt vertraagd door de stijfheid van het asfalt. Zodra de matrand namelijk door de stroom een beetje wordt opgelicht geeft dit een extra verstoring van het stroombeeld. Dit leidt tot weer grotere sleep- en liftkrachten waardoor de mat weer verder wordt opgetild etc.

Het drukverschil Δp tussen de boven- en onderzijde aan de rand van een matconstructie in het algemeen is evenredig met de stroomsnelheid in het kwadraat. In lit [18] wordt het volgende gesteld:

$$\Delta p = 1/2 \cdot C_L \cdot \rho_w \cdot u_{kr}^2 \quad (\text{vgl. 2-1})$$

met Δp = drukverschil over het matras [N/m^2]
 C_L = liftcoëfficiënt [-]
 ρ_w = dichtheid water [kg/m^3]
 u_{kr} = kritieke stroomsnelheid [m/s]

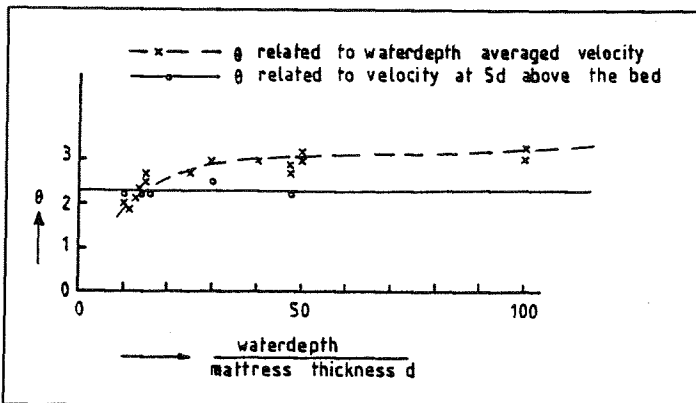
Als deze overdruk groter is dan het onderwatergewicht van van de matrasrand wordt een deel van het matras opgelicht en met hoge snelheid omgeklapt. Dit leidt tot de volgende vergelijking:

$$1/2 \cdot C_L \cdot \rho_w \cdot u_{kr}^2 = \rho_w \cdot g \cdot \Delta \cdot d \quad (\text{vgl. 2-2})$$

$$\frac{u_{kr}}{\sqrt{\Delta \cdot g \cdot d}} = \sqrt{\frac{2}{C_L}} = \theta \quad (\text{vgl. 2-3})$$

- Δ = relatieve dichtheid [-]
- g = versnelling van de zwaartekracht [m/s^2]
- d = dikte van de blokkenmat [m]
- θ = dimensieloze kritieke stroomsnelheid [-]

Beide vergelijkingen zijn geldig voor flexibele matrassen. Voor niet-flexibele matrassen wordt toch de tweede vergelijking gebruikt als definitie van de dimensieloze kritieke stroomsnelheid.



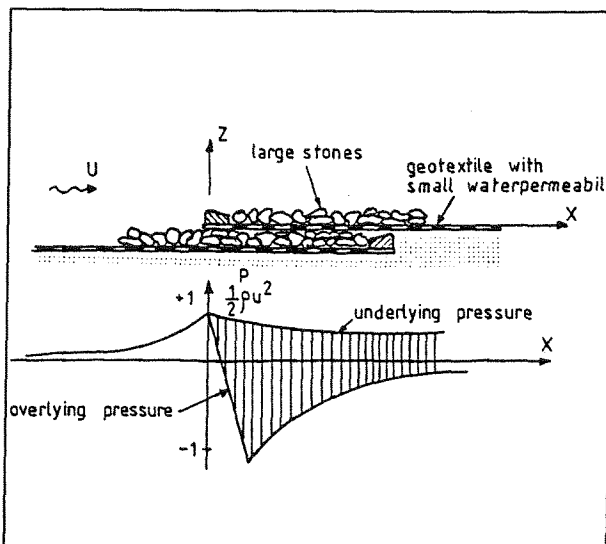
figuur 2.3: Invloed van waterdiepte op θ (lit [18])

De dimensieloze kritieke stroomsnelheid θ is een functie van:

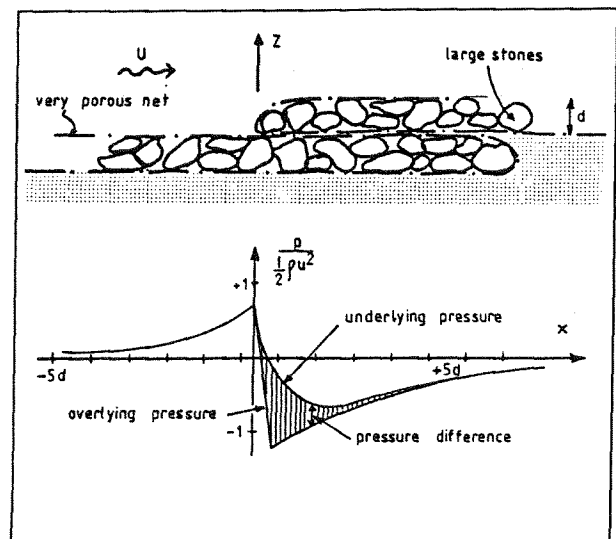
- het lokale stroombeeld door de geometrie van de matrasrand en de lokale bodemruwheid
- de permeabiliteit van de matrasrand en de lokale ondergrond
- de stijfheid van het matras

De waarde van θ is constant als de stroomsnelheid correct is gedefinieerd (zie figuur 2.3).

De invloed van de lokale geometrie en de permeabiliteit van de matrasrand en de ondergrond is onderzocht met drukmetingen. In figuur 2.4 en figuur 2.5 staat een indicatie van het drukverschil over enkele matrasconstructies. Te zien valt dat de druk aan het buitenoppervlak nauwelijks beïnvloed wordt door de permeabiliteit, maar de druk tussen het matras en de ondergrond wel.



figuur 2.4: Drukverschil blokkenmat op blokkenmat (lit [18])



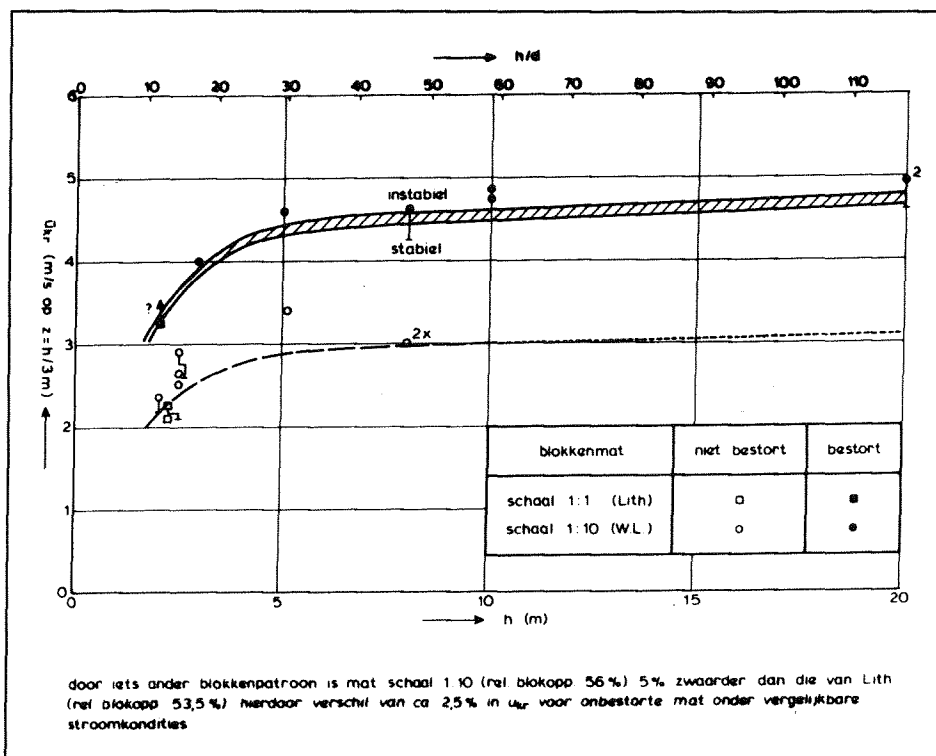
figuur 2.5: Drukverschil gabion op gabion (lit [18])

2.5.4 Stabiliteit van de zijrand van de blokkenmat

Het eigen gewicht van de blokkenmat boven water is 200 kg/m^2 . Na het afzinken wordt de mat geballast met staalslakken met een karakteristieke ΔD_{n50} -waarde van 0,18 meter. De onderlinge overlap tussen de matten is drie meter. Onder normale omstandigheden worden deze overlappen nauwelijks aangevallen omdat het water dan evenwijdig aan deze overlappen stroomt. In een extreme situatie met één of meer weigerende schuiven kan echter wel stroming loodrecht op de zijdelingse overlapping plaatsvinden.

De bestorting met staalslakken heeft twee gunstige effecten op de stabiliteit:

- 1) De mat wordt zwaarder en dus stabiel.
- 2) De mat wordt stijf tegen opbuigen doordat de ruimte tussen de betonblokken opgevuld is met slakken. Hierdoor gaat een groter oppervlak actief bijdragen in het op te tillen gewicht in geval van instabiliteit.

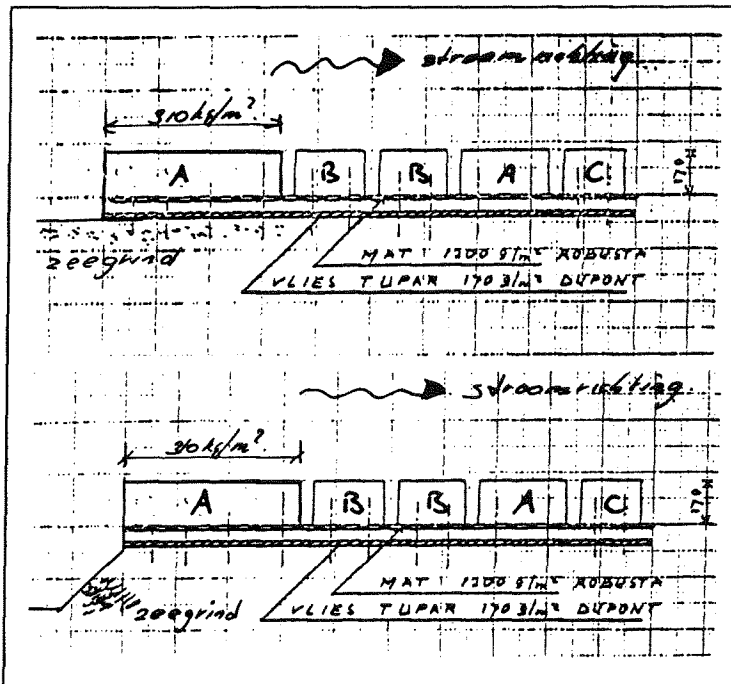


figuur 2.6: Invloed waterdiepte en schaal op kritieke stroomsnelheid (lit [13])

Uit figuur 2.6 blijkt duidelijk de invloed van de waterdiepte op de kritieke stroomsnelheden, met name voor waterdiepten die kleiner zijn dan 30 keer de matdikte. Te zien is dat de kritieke stroomsnelheid voor de bestorte mat een faktor 1,5 hoger is dan voor de onbestorte mat. Dit wordt deels veroorzaakt doordat het gewicht van de bestorte blokkenmat groter is, en deels doordat de stijfheid van de mat door de bestorting met staalslakken is toegenomen.

2.5.5 Stabiliteit van de rand van de betonblokkenmat t.p.v. de aanzethelling van de ontgrondingskuil

Om de stabiliteit van de rand van de blokkenmat grenzend aan de ontgrondingskuil te bepalen zijn de volgende proeven uitgevoerd (lit [14]):



figuur 2.7: Blokkenmat vlak op zeegrind en in ophoging (proeven c en d)

- Blokkenmat met een randgewicht boven water van 300 kg/m^2 over een lengte van 0,70 meter, aansluitend op een vlakke bodem van beton. De omklapsnelheid v_{omklap} die hierbij hoorde was 1,85 tot 2,00 m/s.
- Dezelfde proef als a), maar nu terwijl de rand van de mat op een ophoging van zeegrind ligt. $v_{\text{omklap}} = 1,85 \text{ à } 2,00 \text{ m/s}$.
- Blokkenmat met een randgewicht boven water van ca. 310 kg/m^2 over een lengte van 0,88 meter waarbij de lengterichting van de blokken in de stroomrichting ligt. De rand van de blokkenmat ligt aangesloten op zeegrind. De bijbehorende v_{omklap} is 2,40 m/s.
- Dezelfde proef als c), maar nu met de rand van de mat in ophoging: $v_{\text{omklap}} = 2,10 \text{ m/s}$.

Aangezien de rand van de blokkenmat onvoldoende stabiliteit heeft wordt de rand verzwaid met een randbalk. Deze randbalk bestaat uit wigvormige betonblokken die een gewicht boven water hebben van 1150 kg/m^2 en bevestigd zijn aan een stalen buis waaraan ook het einde van het geotextiel is bevestigd. De proeven die zijn gedaan om de stabiliteit van de randbalk te bepalen zijn alle gebaseerd op een waterdiepte van 16 meter. De resultaten van deze proeven zijn:

- de kritieke stroomsnelheid voor de stroomscheppende randbalk is vergelijkbaar met die van staalslakken 4-16 cm.
- er is geen scherp begrensde relatie tussen de lokale stroomparameters en het omklappen van de randbalk. De indruk bestaat dat de randbalk ook turbulentie-gevoelig is en min of meer reageert als stortsteen, met $u_{\text{kr},1} \approx \bar{u}_1 + 3 \cdot \sigma_{u_1} = 4 - 8 \text{ m/s}$.

2.5.6 Stabiliteit van het stortmateriaal

Over de stabiliteit van de gebruikte staalslakken kunnen wat gegevens afgeleid worden uit gedane proeven naar de stabiliteit van de bestorte blokkenmat. Met name in het verslag van het modelonderzoek naar de stabiliteit van de beschadigde blokkenmat (lit [17]) zijn enkele bruikbare gegevens verzameld:

- De gemiddelde stroomsnelheid waarbij staalslakken 40/160 mm tussen de blokken van een blokkenmat op een vlakke bodem beginnen weg te spoelen is 5,5 m/s. De slakken die bij het storten op de blokken terecht zijn gekomen beginnen zich bij $\bar{u} = 3,0 \text{ m/s}$ te verplaatsen naar de ruimten tussen de blokken.

- Dezelfde staalslakken 40/160 mm op een blokkenmat op een onregelmatige bodem beginnen tussen de blokken uit te spoelen bij een gemiddelde stroomsnelheid van 3,5 - 3,8 m/s. De bovenliggende slak begint bij $\bar{u} = 2,3$ m/s te verplaatsen naar de tussengelegen ruimten.
- Lichtere staalslakken 20/80 mm beginnen op een blokkenmat op een golvende bodem reeds weg te spoelen bij een gemiddelde stroomsnelheid van 2,7 m/s. Het begin van bewegen van de bovenliggende slakken ligt bij $\bar{u} = 2,0$ m/s.

2.5.7 Zanddichtheid

De belangrijkste eis waaraan de bodembescherming moet voldoen is zanddichtheid. Deze eis wordt vervuld door het geotextiel en het kunststofvlies. De zanddichtheidseis geldt zowel voor de constructie als ook voor de naden. Daarnaast is de waterdoorlatendheid van de blokkenmat van belang in verband met de mogelijkheid tot drukopbouw onder het filter. Aangezien deze waterdoorlatendheid echter in geen enkel onderzoek als een mogelijk probleem wordt gezien, wordt aangenomen dat deze groot genoeg is om drukopbouw onder het filter te voorkomen.

De filterconstructie van de blokkenmat zoals deze in het Oosterschelde-project is toegepast, bestaande uit het polypropeen weefsel en het TYPAR vlies, is ontworpen voor horizontale verhangen. Om uitvoerings-technische redenen is het vlies, dat de zanddichtheid moet waarborgen, in eerste instantie aan de bovenzijde van het kunststoffilter geconstrueerd waardoor zandtransport tussen het weefsel en het vlies op zou kunnen treden. Uit proeven is gebleken dat deze constructie bij een stroomsnelheid van 4,5 m/s toch zanddicht bleef. Zelfs indien in het geheel geen vlies wordt toegevoegd lijkt een bestorte mat bij een stroomsnelheid van 5,60 m/s nog zanddicht te zijn. Later is het vlies toch aan de onderzijde van het kunststoffilter geconstrueerd, zodat het probleem van zandtransport tussen weefsel en vlies geen rol meer speelt.

Wordt ook de belasting loodrecht op het filter in beschouwing genomen dan kunnen aan het vlies drie eisen gesteld worden:

- 1) Stationaire belasting \perp scheidingsvlak filter-ondergrond: $O_{90}/d_{90} \leq 1$
 O_{90} geeft aan dat 90% van het bodemmateriaal bij een zeeftest op het geotextiel blijft liggen.
 d_{90} = korrel diameter die door 90% van het filtermateriaal wordt onderschreden.
- 2) In geval van zeer extreme cyclische belasting geldt dat het filter zanddicht is als de grootste opening in het filter kleiner is dan de kleinste zandkorrels: $O_{98}/d_{15} \leq 1$
- 3) Als zich onder het filter een natuurlijk filter opbouw dan is het filter zanddicht als $O_{98}/d_{85} \leq 1$

Het TYPAR-vlies voldoet aan de eerste en derde eis. Alleen als de mat gaat klapperen moet met enig zandverlies rekening gehouden worden. Geconcludeerd mag worden dat de zanddichtheid van de blokkenmat, ook onder extreme omstandigheden, geen enkel probleem is. De mat zal eerder zijn stabiliteit verliezen dan zijn zanddichtheid.

Horizontaal zandtransport onder de mat treedt pas op nadat de staalslakken verdwenen zijn, en dan nog alleen op kleine schaal (verplaatsingsafstand van het bodemmateriaal = blok lengte, lokale verdieping/verontdieping orde 0,1 meter). Dit vormt dus ook geen probleem voordat de stabiliteit van de mat een probleem wordt.

Zandtransport kan wel optreden via de kanalen tussen de blokken op de mat. De blokkenmatten worden afgezonken met een onderlinge overlap van drie meter. Via de kanalen in dwarsrichting van de blokkenmat kunnen waterstromen onder de volgende blokkenmat terecht komen en daardoor ontgrondingen veroorzaken. Om deze ontgrondingen onder de volgende mat te voorkomen wordt langs de rand van de onderliggende mat een wiep aangebracht. Tevens wordt hiermee de

mogelijkheid van piping langs de rand gereduceerd daar de ontstane ruimte bij de overlap min of meer wordt opgevuld. Daartoe moet de wiep flexibel genoeg zijn om zich te kunnen vormen naar de ruimte. Eisen die aan de wiep gesteld worden zijn:

- . De rek in de wiep moet groter of gelijk zijn aan die van de blokkenmat.
- . De wiep moet zodanige afmetingen hebben dat de ruimte naast de blokkenmat goed opgevuld wordt en minstens zo dik als de blokkenmat zelf.
- . De wiep moet een zekere mate van flexibiliteit hebben.
- . De wiep moet voldoende duurzaam zijn, aangezien zich dezelfde situatie als boven beschreven zal voordoen als de wiep na verloop van tijd wegvalt.

Aangezien een rieten wiep niet voldoet aan de duurzaamheidseisen zijn er onderzoeken gedaan om een kunststofwiep te ontwikkelen. Dit heeft geleid tot een wiep bestaande uit een polypropreen vlies, dat na tot een wiepvorm te zijn genaaid wordt volgespoten met een polymethaanschuim.

2.5.8 Duurzaamheid

De duurzaamheid van de blokkenmat is afhankelijk van de duurzaamheid van de componenten waaruit hij is opgebouwd (staalslakbestorting, beton, kunststofpennen, geotextiel). Deze zullen afzonderlijk besproken worden.

Staalslakbestorting

De staalslakbestorting dient voldoende duurzaam te zijn met betrekking tot de gemiddelde afmetingen van het materiaal, daar dit de maatgevende stabiliteitsparameter is. In de gemiddelde diameter kan een verfijning optreden door:

- breuk bij transport, opslag en storten
- chemische instabiliteit
- slijtage door hydraulische belasting

Breuk door mechanische oorzaken levert een aanzienlijke verfijning van de gemiddelde diameter op (tot zo'n 40%). Voor het Oosterschelde-project betekende dit dat rekening gehouden moest worden met een D_{50} van 4,5 tot 5,5 cm in plaats van de gestelde 8 cm (lit [10]). Modelonderzoek heeft uitgewezen dat de stabiliteit van de blokkenmat afgestort met verfijnde staalslakken ($D_{50} = 0,04$ cm) in de Oosterschelde voldoende is, zodat de onvoldoende duurzaamheid van de staalslakken door breuk hier geen nadelig effect zal hebben.

Chemische verfijning treedt op door een reactie van vrije kalk (CaO) en ijzer in de staalslak met water waardoor zwelling optreedt en de slak van binnenuit mogelijk stukgedrukt wordt. Over dit proces is weinig bekend. Ditzelfde geldt voor de slijtage door hydraulische belasting.

Beton

Aan het toegepaste beton zijn in het Oosterschelde-project de volgende eisen gesteld:

- . betonklasse II
- . betonkwaliteit B30
- . poriënvolume < 12% (goed verdicht beton).

Achteruitgang van het beton wordt veroorzaakt door:

- . slijtage door stroming van het zandwatermengsel
- . chemische aantasting door het zeewater

Gezien het toegepaste kwaliteitsniveau wordt verwacht dat het beton de eerste honderden jaren slechts oppervlakkige aantastingen zal vertonen.

Kunststofpennen

De kunststofpennen waarmee de betonblokken op het polypropreenweefsel zijn bevestigd spelen een belangrijke rol in de levensduur van de blokkenmat. Losse betonblokken hebben namelijk een veel lagere stabiliteit dan blokken die vast zitten op het geotextiel. Over de duurzaamheid van de pennen is echter weinig tot niets bekend. Een indicatie voor de duurzaamheid van de pennen is het percentage blokken dat na tien jaar los ligt of verdwenen is. Een dergelijke schade-inventarisatie is echter niet gevonden.

Geotextiel

Voor de duurzaamheid van het geotextiel wordt onderscheid gemaakt in hydraulische en mechanische duurzaamheid.

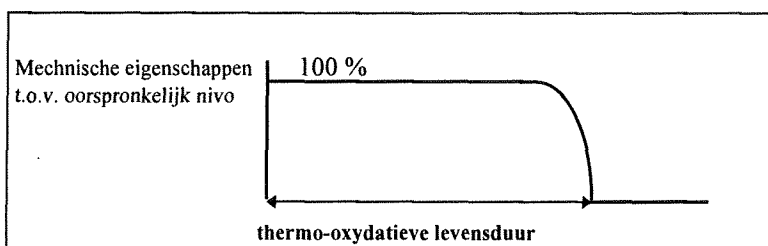
De hydraulische duurzaamheid kan worden verminderd door dichtslaan, dichtslibben of beschadiging. De verwachting is dat deze levensduur groot genoeg is, dus groter dan 200 jaar (lit [11]).

De mechanische duurzaamheid van polypropreenweefsels wordt met name beïnvloed door de thermo-oxidatieve bestandheid. Deze wordt weer beïnvloedt door bepaalde overgangsmetaalverbindingen (met name ijzer). Dit ijzer is onder meer afkomstig uit de staalslakken waarmee de betonblokkenmat is afgestort. De levensduur is te vinden in onderstaande tabel (lit [11]).

	general-purpose gestabiliseerd	low-leach gestabiliseerd
met metaalinvloed	60-100 jaar	400-600 jaar
zonder metaalinvloed	200 jaar	1200 jaar

tabel 2.3: levensduur van polypropreenweefsels

Het verloop van de mechanische eigenschappen van het polypropreenweefsel in de tijd ziet er als volgt uit. Het weefsel behoudt lange tijd zijn volledige sterkte, waarna het op het einde van de levensduur in relatief korte tijd de mechanische eigenschappen drastisch afnemen (zie figuur 2.8).



figuur 2.8: Verloop mechanische eigenschappen in de tijd

2.6 Uitvoeringstechnische eisen

2.6.1 Mechanische sterkte van de materialen in de maatgevende uitvoeringsfase

De mechanische sterkte van de blokkenmat wordt bepaald door de sterkte van de kunststof pennen en de sterkte van het kunststoffilter. De sterkte van het kunststoffilter kan worden onderverdeeld in de sterkte in kettingrichting en de sterkte in inslagrichting.

Sterkte van het kunststoffilter in kettingrichting

Tijdens het aanbrengen van de blokkenmat is de belasting in kettingrichting, bestaande uit het eigen gewicht van de blokkenmat en de stromingsdruk, het grootst. Het krachtenspel bij het aanbrengen van de blokkenmat ziet er uit als in figuur 2.9 staat beschreven.

Onderstaande berekening van de statische belasting op de mat is afkomstig uit lit [15]. De grootte van de horizontale stroomkracht (K_{sh}) is onafhankelijk van de stand α van de blokkenmat, maar is evenredig met de gemiddelde stroomsnelheid in het kwadraat en het aangestroomde oppervlak van de mat. Voor K_{sh} geldt de volgende relatie:

$$K_{sh} = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot b \cdot h \cdot C_h \quad (\text{vgl. 2-4})$$

Hierin is K_{sh} = horizontale stroomkracht [N]
 ρ = dichtheid van het water [kg/m³]
 V = stroomsnelheid [m/s]
 b = breedte van de blokkenmat [m]
 h = waterdiepte [m]
 C_h = weerstandscoëfficiënt voor de horizontale stroomkracht [-]

De door de stroming veroorzaakte kracht in verticale richting K_{sv} wordt aangenomen constant te zijn in de richting van de mat. Uit de kettinglijnformule volgt dan dat K_{sv} afhankelijk is van α volgens $K_{sv} \propto e^{r\alpha}$ (zie bijlage 12). Ook bleek $K_{sv} \propto V^2 \cdot h$ zodat bij aanname van $K_{sv} \propto b$ de volgende relatie opgesteld kon worden: $K_{sv} = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot b \cdot h \cdot C_v \cdot e^{r\alpha}$ (vgl. 2-5)

Hierin is K_{sv} = verticale stroomkracht [N]
 r = coëfficiënt, afhankelijk van het gewicht per m² van de blokkenmat (voor een blokkenmat van 200 kg/m² is r gelijk aan 0,026)
 α = hoek van de blokkenmat met de verticaal t.p.v. de waterlijn
 C_v = weerstandscoëfficiënt voor de verticale stroomkracht [-]

De verandering van de aanstroomrichting γ is alleen van invloed op de kracht K_{sv} volgens $b = b \cdot \cos \gamma$. De waarden voor C_h en C_v voor de blokkenmat blijken 2,35 en 1,95 te bedragen. De maximale kracht in de blokkenmat kan nu bepaald worden volgens:

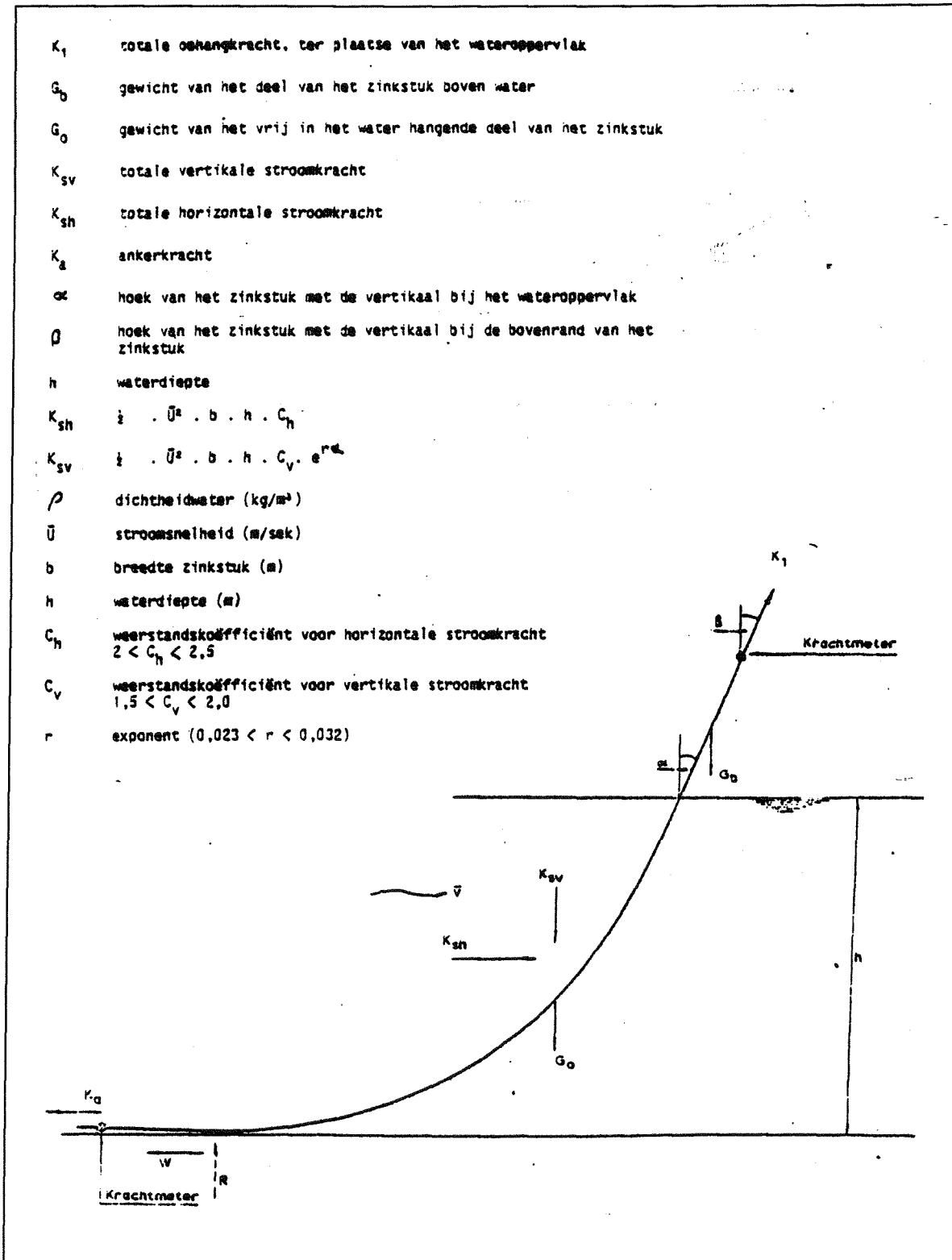
$$K_{sh} = K_a - K_1 \cdot \sin \beta \quad (\text{vgl. 2-6})$$

$$K_{sv} = K_1 \cdot \cos \beta - G_b - G_o \quad (\text{vgl. 2-7})$$

K_1 = totale ophangkracht t.p.v. het wateroppervlak [N]
 β = hoek van de blokkenmat met de verticaal t.p.v. de bovenrand van de blokkenmat [°]
 K_a = ankerkracht [N]
 G_b = gewicht van het deel van de blokkenmat boven water [N]
 G_o = gewicht van het deel van de blokkenmat onder water [N]

Bij een aanname van $V = 1,5$ m/s en $\alpha = \beta = 15^\circ$ (de lengte van de mat bij een waterdiepte van 30 meter is dan 44 meter onder water en 7 meter boven water) blijkt de maximale kracht in de blokkenmat 169 kN/m te zijn. De treksterkte is circa 250 kN/m zodat er een aanzienlijke reserve in de sterkte in kettingrichting is. Dit blijkt ook uit het feit dat de blokkenmatten probleemloos zijn aangebracht.

Bij deze berekening is geen rekening gehouden met de dynamische krachten door korte golven op de blokkenmat. Helaas viel geen berekening of onderzoek te achterhalen met betrekking op de dynamische krachten die tijdens het afzinken in de blokkenmat optreden. Het enige aanknopingspunt vormde een onderzoek naar de optredende ankerkrachten tijdens het afzinken van een zinkstuk op stroom (lit [19]). In dit onderzoek bleek dat de dynamische krachten een toename van de ankerkrachten van 25 tot 30% kunnen veroorzaken. Als eerste schatting zou kunnen worden aangenomen dat de dynamische krachten tijdens het afzinken van de blokkenmat van dezelfde orde van grootte zijn.



figuur 2.9: Gemeten gegevens voor de bepaling van de belasting op het filterdoek

Sterkte in inslagrichting

In deze richting is de kracht het grootst als de mat is aangebracht en dan eventuele ontgrondingskuilen moet kunnen volgen. Als aan de rand van de blokkenmat een ontgrondingskuil optreedt, ontstaat door het hangende gedeelte een kracht in de blokkenmat. Het meest ongunstige geval is als de ontgrondingskuil zich onder een overlap tussen twee blokkenmatten bevindt. De kracht

in de blokkenmat zal maximaal zijn indien er nog net evenwicht is tussen het hangende en het liggende gedeelte.

De in lit [15] gepresenteerde berekening van de kracht in inslagrichting zoals die voor de blokkenmatten in de Oosterschelde is berekend is echter dermate onoverzichtelijk dat alleen de resultaten ervan gepresenteerd worden, zodat een indicatie van de grootte van de optredende krachten verkregen wordt. De maximaal optredende kracht in inslagrichting blijkt 75,4 kN/m te zijn. De breeksterkte van de blokkenmat in inslagrichting is 21 kN/m met een naadsterkte van 11,4 kN/m, zodat deze laatste maatgevend is. In het meest ongunstige geval blijkt de blokkenmat dus niet aan de eis te voldoen.

Sterkte van de kunststof bevestigingspennen

De dynamische belasting op de pennen is moeilijk te bepalen. De eis waaraan de treksterkte van de pennen in het Oosterschelde-project minimaal moet voldoen is 1,5 kN (lit [15]). Er zijn drie mogelijke belastinggevallen:

- a) Afschuiving van de pennen in de lengterichting van de mat. Dit kan grotendeels voorkomen worden door de pennen in één rij in de breedterichting van de mat te plaatsen, omdat dan de kracht t.g.v. het gewicht van het hangende gedeelte niet overgebracht kan worden op de pennen maar via het doek zelf wordt afgevoerd.
- b) Afschuiving van de pennen in breedterichting van de mat. Dit kan verminderd worden door de pennen zo dicht mogelijk bij elkaar te plaatsen.
- c) Belasting van de pennen op trek. Deze belasting kan verminderd worden door een groter aantal pennen toe te passen.

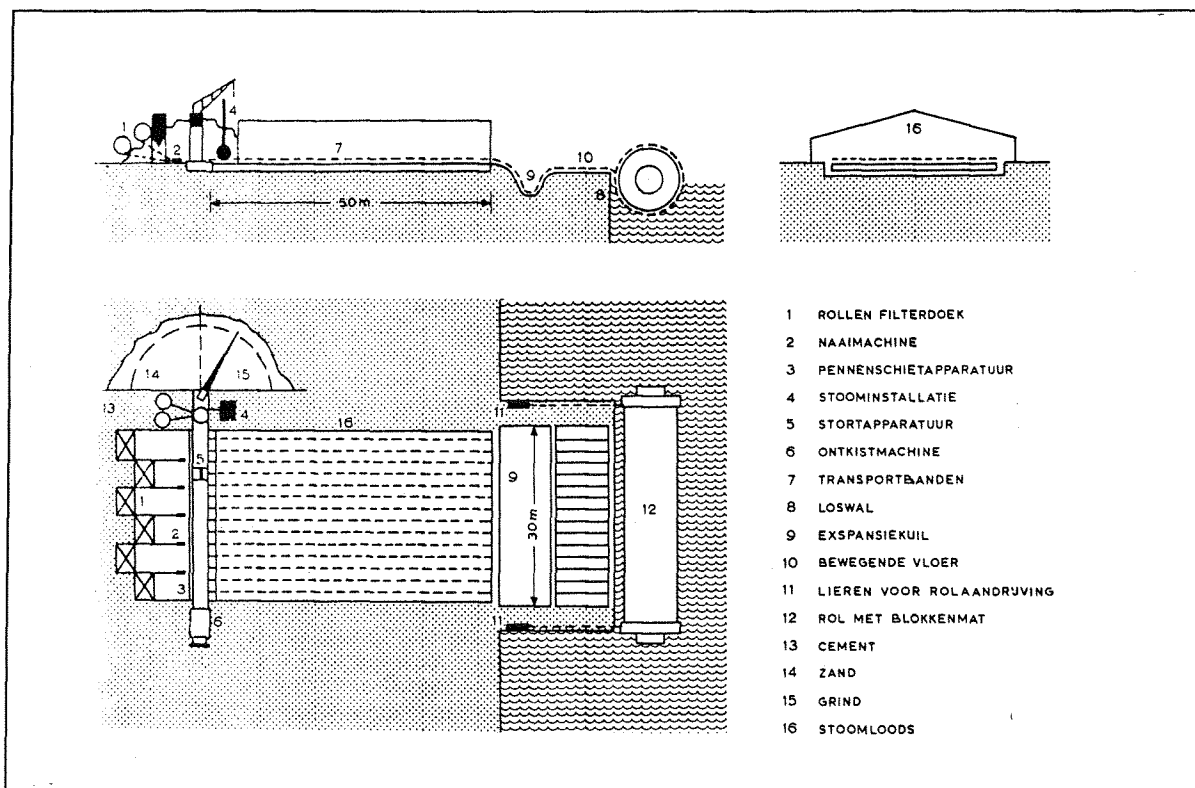
2.6.2 Maakbaarheid

Fabricage

De blokkenmatten die zijn toegepast in de Oosterschelde zijn gefabriceerd in een speciaal daarvoor gebouwde fabriek grenzend aan het water. Aan het begin van de fabriek worden zes rollen geotextiel naast elkaar opgesteld waarvan de banen, na binnenkomst in de fabriek, aan elkaar worden genaaid zodat een mat ter breedte van ongeveer dertig meter ontstaat. Aansluitend worden kunststofnagels van onderaf in een bepaald patroon door de mat gestoken.

Over deze pennen wordt vervolgens in stalen mallen beton gestort door een machine die in dwarsrichting over de dan stilliggende mat rijdt. Deze beton wordt in de mallen getrild om de gewenste verdichting te bereiken, waarna de mallen door de stortmachine op de weg terug nog nagevuld worden. Is het beton voldoende verdicht, dan kan het onmiddellijk ontkist worden. De samenhang met de mat is dan echter nog zo zwak, dat het niet gewenst is de mat in dit stadium van vervaardiging aan het filterdoek verder door de fabriek te trekken. Daarom zijn voor het storten van het beton houten pallets als een bewegende en steunende vloer onder de mat gebracht. Deze pallets dragen de mat tijdens het transport door de geconditioneerde ruimte, waarin deze, schoksgewijs voortschuivend, ongeveer vier uur verblijft. In deze geconditioneerde ruimte heerst een temperatuur van 60 - 80 °C bij een hoge luchtvochtigheid. Doordat bovendien aan de betonspecie naast aanmaakwater stoom van 120 °C is toegevoegd is aan alle voorwaarden voldaan om een snelle verharding van het beton mogelijk te maken. Aan het einde van deze stoomruimte, als het beton voldoende uitgehard is, worden de pallets weggenomen en via een retourbaan teruggeleid naar het begin van de fabriek. Buiten de fabriek wordt de mat over een hydraulisch beweegbare vloer naar een voor de loswal gereedliggende stalen cilinder met een diameter van 10 meter en een breedte van 42,50 meter geleid. Op deze manier wordt met de regelmaat van de klok iedere 8 minuten, gedurende

dertig seconden, twee meter blokkenmat uit de fabriek gestoten. De zinkrol kan die stootproductie echter niet rechtstreeks verwerken. Om de mat met meer regelmaat op de zinkrol te brengen, wordt de fabrieksproductie eerst in een kuil gedeponereerd waardoor de zinkrol ruimer de tijd krijgt de blokkenmat naar zich toe te trekken. Wanneer de lengte van 200 meter op de rol is gewikkeld wordt de mat losgemaakt van de baan die zich nog in de fabriek bevind. Aan het einde van de mat wordt een zogenaamde zinkbalk bevestigd, waarna de beladen rol wordt weggeslept en een lege rol afgemeerd.



figuur 2.10: Overzicht van de blokkenmatfabriek (lit [20])

Afzinken

De beladen rol wordt door sleepboten vervoerd naar de gereedliggende, nauwkeurig afgestelde afzinkponton. De rol wordt in een beun gevaren en vergrendeld, waarna direct na de laagwaterkentering begonnen wordt met het afrollen van de mat evenwijdig aan de stroomrichting. Eerst wordt de cilinder met behulp van wentellieren in roterende beweging gebracht. Zodra de mat ver genoeg naar beneden hangt begint het afvieren; synchroon daarmee wordt de ponton verhaald met een snelheid van maximaal 4 meter/ minuut. Het feitelijke afzinken duurt ongeveer 1½ uur.

Doordat de eerder genoemde zware zinkbalk met behulp van ankers precies op de bodem in positie is gebracht, heeft men de zekerheid dat de blokkenmat precies op de voorgeschreven plaats op de bodem komt.

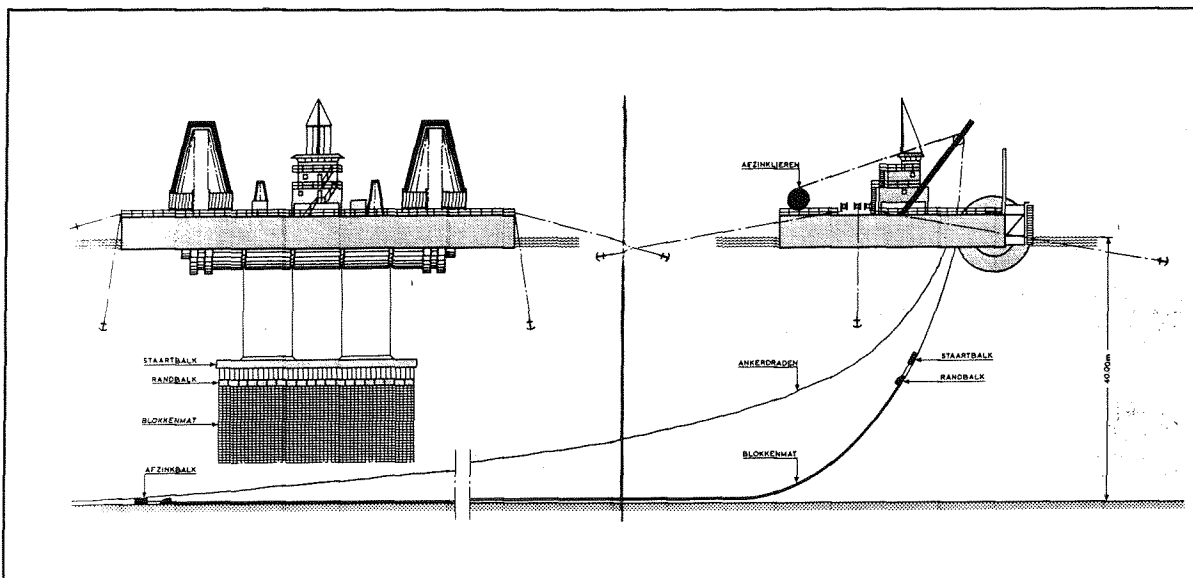
Tijdens het afzinken wordt de plaats van het afhappende gedeelte van de mat tussen rol en zeebodem voortdurend opgenomen met een profiler. Afwijkingen van de gewenste stand door scheve aanstroming dan wel te snel of te langzaam afvieren kunnen hierdoor worden gecorrigeerd.

Aan het eind is de blokkenmat voorzien van een staartbalk. Nadat deze de bodem heeft bereikt wordt de overlap van de nieuwe mat met de vorige (circa 3 meter) gecontroleerd. Mochten ontoelaatbare afwijkingen worden geconstateerd dan is het mogelijk de blokkenmat weer op de rol te wikkelen en

bij een volgende laagwaterkentering de manoeuvre opnieuw uit te voeren. Na een gebleken goede ligging worden de zink- en staartbalk ontgrendeld, geborgen op de lege cilinder en teruggesleept naar de fabriek.

Een essentieel onderdeel van het afzinkproces is de zeer nauwkeurige plaatsbepaling. Het plaatsbepalingssysteem dat in de Oosterschelde gebruikt is, is dermate nauwkeurig dat permanent de positie van de afzinkponton tot in decimeters kan worden bepaald. De positie van de ponton wordt vergeleken met de geprogrammeerde baan, waarna op grond van de berekende afwijking de verhaallieren aan boord van de ponton bediend worden.

Het speciaal voor het project ontwikkelde materieel (voor de blokkenmatten ging het hierbij om de werkschepen Dos I en de Macoma, respectievelijk het ponton dat de matten legt en het afmeerschip waarmee het ponton gepositioneerd wordt) heeft goed gefunctioneerd. Er zijn matten afgerold bij golfhoogten van ruim 1 meter en stroomsnelheden van meer dan 1,5 m/s. Bij de aanleg van de blokkenmat zijn weinig problemen opgetreden.



figuur 2.11: Afzinken van de blokkenmat (lit [20])

2.7 Beheer- en onderhoudseisen

2.7.1 Bestendigheid tegen beschadiging

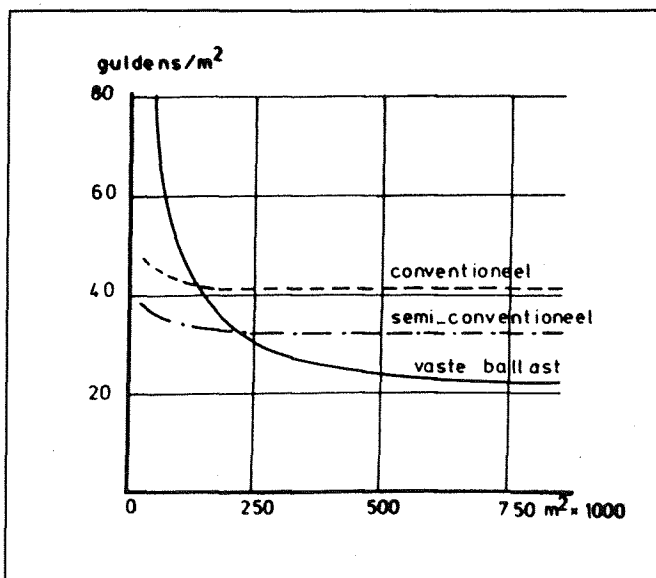
De blokkenmat is gevoelig voor ankerbeschadigen en beschadiging door ankerdraden. Slepende ankers kunnen hele stukken uit de blokkenmat trekken. Om dit te voorkomen moet dus extra aandacht besteed worden aan een zorgvuldig en uitgekiend ankerbeleid.

2.7.2 Herstel beschadigde constructie

De blokkenmat is, als hij eenmaal beschadigd is, zeer moeilijk te repareren. De gemakkelijkste manier om een beschadigde mat te repareren is een bestorting met stortsteen. Deze bestorting moet een zodanige samenstelling hebben dat aan de eisen die onder de heersende ontwerpomstandigheden voor een granulaire bodemverdediging zouden gelden wordt voldaan.

2.8 Kosten

Uit figuur 2.12, afkomstig uit lit [6], blijkt dat de kosten per vierkante meter bodembescherming afhankelijk zijn van de verschillende typen bodembescherming. Bij conventionele (klasieke zinkstukken) en semi-conventionele (zoolstukken) bodem-beschermingsconstructies blijken de aanloopkosten lager te zijn dan bij bodembeschermingsconstructies met vaste ballast (steenafalmmatten en blokkenmatten). Voor kleine werken genieten eerstgenoemden dan ook de voorkeur. Wordt echter meer dan 250.000 m² bodemverdediging uitgevoerd, dan worden constructies met vaste ballast goedkoper. Dit komt doordat de vaste kosten van de investeringen in speciale apparatuur, fabrieken en schepen dan door een groot aantal m² bodemverdediging gedeeld kunnen worden en dus relatief klein zijn.



figuur 2.12: Kostenvergelijking van verschillende bodembeschermingsconstructies (kostennivo ± 1975)

2.9 Referenties

- [7] P. Poelman, 1978
Ontwikkeling betonblokkenmat met bestorting
Rijkswaterstaat-Deltadienst
- [8] J. Stuij, januari 1984
Diktaat f4 - Flexibele waterbouwkundige constructies
Technische Universiteit Delft
- [9] J. Bouwmeester, juli 1989
Diktaat f4 - Flexibele waterbouwkundige constructies
Technische Universiteit Delft
- [10] Waterloopkundig Laboratorium R460 deel XIII, mei 1982
Gedrag blokkenmatten onder invloed van stroom in turbulente ontwerpomstandigheden
Waterloopkundig Laboratorium

- [11] Stormvloedkering Oosterschelde 2PROBU-N-86.012, 1986
Ontwerpnota bodembescherming deel 1: blokken- en steenasfaltmatten
Rijkswaterstaat

- [12] Waterloopkundig Laboratorium R460, februari 1974
Randverzwaring van de blokkenmatten, nota

- [13] Waterloopkundig Laboratorium M2010, december 1984
Stormvloedkering Oosterschelde: stabiliteit bodemverdediging - verslag modelonderzoek

- [14] Rijkswaterstaat-Deltadienst, december 1978
Bodembescherming blokkenmat: omklapproeven postzegel

- [15] P.A. Hoogewerf, januari 1979
Interimrapport kunststofaspecten blokkenmat
Rijkswaterstaat-Deltadienst

- [16] Rijkswaterstaat, 1991
Ontwerpnota Stormvloedkering Oosterschelde
Boek 2: de waterbouwkundige werken

- [17] Waterloopkundig Laboratorium Q108, juni 1987
Stormvloedkering Oosterschelde: Stabiliteit beschadigde blokkenmat - Verslag
modelonderzoek

- [18] De Groot, Konter
Prediction of mattress stability in turbulent flow
Waterloopkundig Laboratorium

- [19] Waterloopkundig Laboratorium M685, september 1965
Het zinken van een zinkstuk op stroom, deel D: methode en bepaling van de ankerkrachten

- [20] Driemaandelijks Bericht Deltawerken
Productie en verwerking van blokkenmatten als bodembescherming

3. De steenasfaltmat

3.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden de resultaten van de onderzochte literatuur over de steenasfaltmat besproken. De hoeveelheid beschikbare literatuur over dit onderwerp was aanzienlijk minder dan bij de betonblokkenmat. De meeste gegevens zijn afkomstig uit rapporten van het Waterloopkundig Laboratorium en ontwerpnota's van de Rijkswaterstaat.

De opbouw van dit hoofdstuk is analoog aan die van het vorige hoofdstuk over de betonblokkenmat. Eerst wordt in paragraaf 3.2 de opbouw van de in het Oosterschelde-project toegepaste steenasfaltmat besproken, waarna in paragraaf 3.3 aan de hand van de verschillende faalmechanismen de ontwerp-eisen afgeleid worden waaraan de steenasfaltmat moet voldoen. Vervolgens wordt de steenasfaltmat in de paragrafen 3.4 en verder op deze eisen beoordeeld.

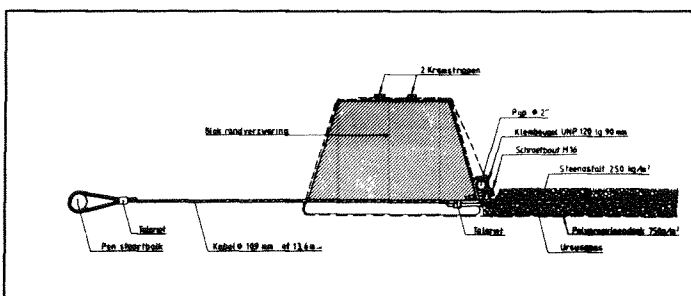
3.2 Opbouw steenasfaltmat

De steenasfaltmatten zoals die zijn toegepast bij de stormvloedkering in de Oosterschelde bestaan uit een filterdoek waarop twee lagen steenasfalt worden aangebracht. Tussen deze twee lagen worden wapeningsgaas en trekkabels aangebracht om de trekkrachten op te nemen die tijdens het productie- en zinkproces optreden. De dikte van de steenasfaltmat is 12 cm, de breedte is 17 meter en de lengte is variabel. De matten zijn aan de kopranden voorzien van betonnen randbalken om de stroombestendigheid van de kopranden te vergroten en ervoor te zorgen dat de randen de te verwachten bodemverdiepingen zullen kunnen volgen.

De maaswijdte van het filterdoek is afgestemd op een korreldiameter van 150 μm . Het filterdoek is gemaakt van polypropreen met een zwaarte van 750 gr/m^2 .

Het steenasfalt is een mengsel van 80% kalksteen (20-40 mm) en 20% asfaltmestiek. Deze asfaltmestiek bestaat op zijn beurt weer uit 20,3% asfaltbitumen 160/210, 67,7% zand en 12% vulstof. Door de hoge verwerkingstemperatuur verkleven de bovenste en de onderste laag, zodat het wapeningsgaas volledig wordt ingesloten. De steenasfalt is blijvend visco-elastisch.

De randbalken zijn met een klemconstructie aan een in het kunststofdoek ingenaaide stalen buis bevestigd (zie figuur 3.1). De randbalken hebben afmetingen 198*50/80*51 cm en wegen 1500 kg per stuk. Aan de zijde waar de mat na het zinken wordt overlapt worden twee verlaagde randbalken toegepast met afmetingen 198*82*16 cm met een gewicht van ca 550 kg.



figuur 3.1: Detail matverzwaring

3.3 Ontwerpeisen

3.3.1 Faalmechanismen en functionele eisen

Zoals reeds in hoofdstuk 2 verteld is faalt de bodembescherming als geheel indien overmatige erosie optreedt. Ook is vermeld dat lokaal falen optreedt voordat de bodembescherming als geheel faalt. Om dit falen te voorkomen moet de steenasfaltmat aan dezelfde drie eisen voldoen als de betonblokkenmat, te weten horizontale zanddichtheid, verticale zanddichtheid en lokale stabiliteit.

De bij deze eisen horende faalmechanismen zijn voor de steenasfaltmat dezelfde als voor de betonblokkenmat daar beide constructietypen op hetzelfde principe berusten, namelijk een geotextiel dat de zanddichtheid waarborgt met daarop een vaste ballast bevestigd voor de stabiliteit. Alvorens echter op deze faalmechanismen in te gaan wordt eerst de mogelijkheid van falen van de steenasfaltmat door het omhoogkomen van de mat door verschillen in piëzometrisch nivo tussen boven- en onderzijde van de steenasfaltmat besproken. Het blijkt dat de steenasfaltmat een dermate grote waterdoorlatendheid heeft, dat de verschillen in piëzometrisch nivo tussen boven- en onderzijde van de mat ruimschoots kleiner zijn dan het onderwatergewicht van de steenasfaltmat. Met omhoogkomen van de steenasfaltmat hoeft dus geen rekening gehouden te worden.

De eerste twee faalmechanismen betreffen weer zandverlies in verticale richting. Dit kan ontstaan door een slecht functionerend geotextiel of door onvoldoende stroombestendigheid van het middendeel van de mat. Aangezien voor het geotextiel dat is toegepast bij de steenasfaltmat dezelfde eisen gelden als voor het geotextiel dat bij de betonblokkenmat is toegepast, wordt hier niet verder op ingegaan maar terugverwezen naar het vorige hoofdstuk. Opgemerkt wordt nog wel dat zelfs als het geotextiel slecht zou functioneren het zandtransport dwars door de mat beperkt zal blijven door de geringe grootte van de poriën van het steenasfalt.

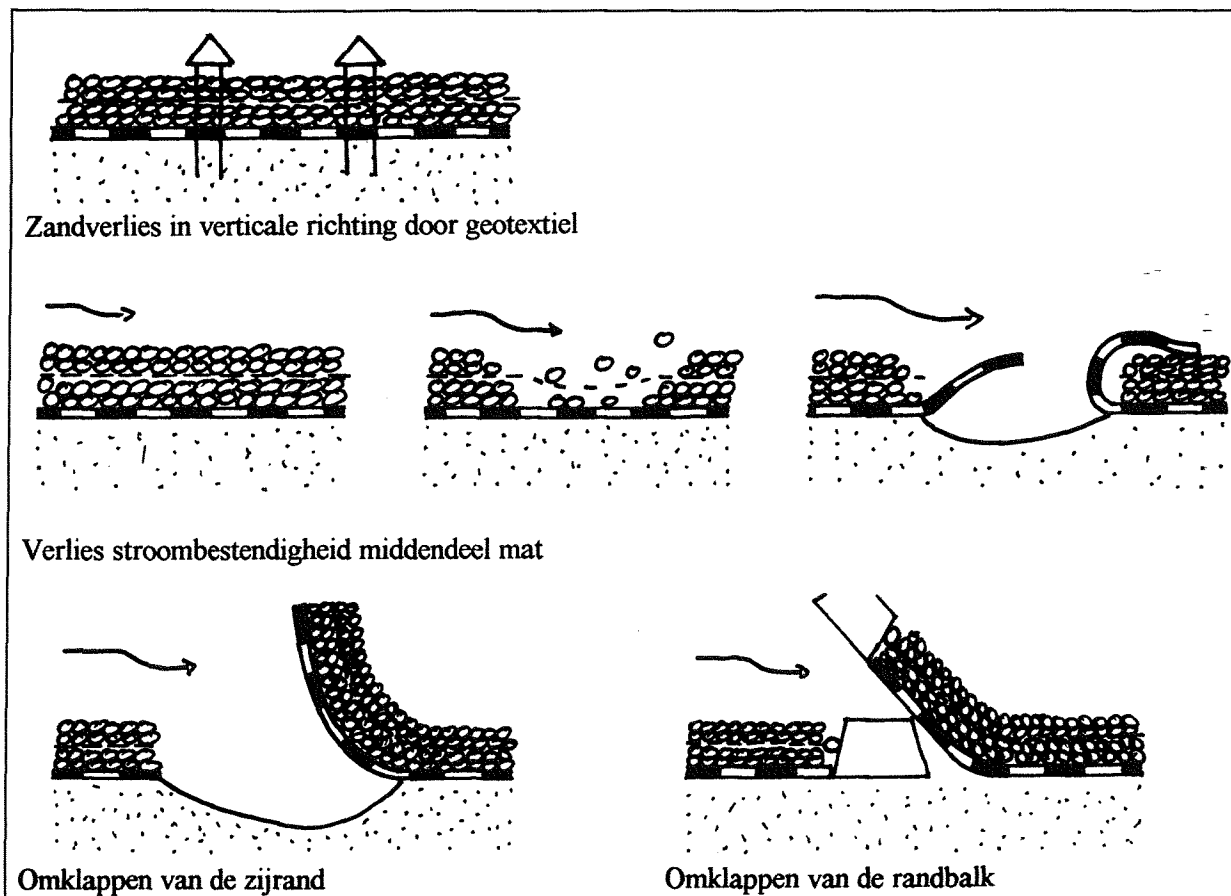
Horizontaal zandtransport onder de mat door vindt alleen plaats als de steenasfaltmat wordt opgelicht van de bodem. Aangezien dit niet zal plaatsvinden zal er ook geen horizontaal transport van zand onder de mat optreden. Op dit faalmechanisme zal dan ook niet verder worden ingegaan.

De laatste twee faalmechanismen betreffen het omklappen van de zijrand en van de randbalk die op de kopranden is aangebracht. Deze vormen lokale oneffenheden in de bodem en kunnen omklappen bij voldoende stroomsnelheid.

Een overzicht van deze faalmechanismen is te vinden in figuur 3.2. Uit deze faalmechanismen kunnen vervolgens de functionele eisen afgeleid worden die aan de steenasfaltmat gesteld worden. Dit is gedaan in tabel 3.1.

locaal faalmechanisme	functiedrager	eis aan functiedrager
zandverlies door de steenasfaltmat in verticale richting	kunststofweefsel	kunststofweefsel moet zanddicht zijn om zandtransport tegen te houden
verlies stroombestendigheid middendeel mat	steenasfalt	hechting bitumen moet groot genoeg zijn om steentjes bij elkaar te houden
omklappen van de zijrand	steenasfalt	asfaltplaat moet stabiel zijn en mat aan de grond houden
omklappen van de randbalk	randbalk	randbalk moet stabiel zijn

tabel 3.1: overzicht faalmechanismen en eisen voor de steenasfaltmat



figuur 3.2: overzicht faalmechanismen voor de steenasfaltmat

Analoog aan de blokkenmat kunnen ook nu weer twee functionele eisen afgeleid worden: eisen aan de stabiliteit en eisen aan de zanddichtheid van de steenasfaltmat. Voor de zanddichtheid van het geotextiel geldt hetzelfde zoals het reeds in het blokkenmatverhaal verteld is. De zanddichtheid van het steenasfalt speelt geen rol, daar de duurzaamheid van het steenasfalt veel kleiner is dan die van het geotextiel (zie ook paragraaf 3.4.4). De enige eisen die in dit hoofdstuk besproken worden zijn eisen met betrekking tot de stabiliteit van de steenasfaltmat, waarbij deze stabiliteit weer onderverdeeld kan worden in de stabiliteit van het middendeel en de stabiliteit van de kop- en zijranden. Bovendien moet de steenasfaltmat zijn functie gedurende een bepaalde levensduur vervullen en dus worden er eisen gesteld aan de duurzaamheid van de steenasfaltmat.

3.3.2 Overige eisen

Ook bij de steenasfaltmat worden naast functionele eisen natuurlijk ook eisen gesteld uit het oogpunt van uitvoerbaarheid en beheer en onderhoud. Deze eisen, dezelfde die aan de betonblokkenmat gesteld worden, worden onderstaand nog even kort herhaald.

Tijdens de uitvoering moet de mechanische sterkte van de steenasfaltmat groot genoeg zijn om de optredende belastingen in de maatgevende uitvoeringsfase op te nemen. Bovendien moet de mat snel en eenvoudig aangelegd kunnen worden.

De steenasfaltmat moet bestand zijn tegen de meest voorkomende beschadigingen. Mocht de steenasfaltmat toch beschadigd raken dan moet snel en eenvoudig herstel mogelijk zijn.

3.3.3 Kosten

De kosten van een bodembeschermingsconstructie bepalen uiteindelijk of deze wordt aangelegd of niet. Om deze kosten te bepalen moet een optimalisatie plaatsvinden van de aanlegkosten en de gekapitaliseerde onderhoudskosten. Deze kosten zijn echter sterk afhankelijk van de specifieke projectsituatie. Aangezien er geen algemene gegevens over de kostprijs van steenasfaltmatten is gevonden en bovendien het maken van een kostenafweging enigszins buiten dit afstudeerwerk valt wordt volstaan met een verwijzing naar figuur 2.10.

3.4 Functionele eisen

3.4.1 Stabiliteit van het middendeel

De steenasfaltmat vormt een gladde, ononderbroken laag in de hoofdrichting van de stroom waardoor er in principe geen hoge horizontale stroomkrachten op kunnen treden. Bovendien heeft de steenasfaltmat een grote samenhang door het verkleven van de beide lagen steenasfalt waardoor ook lokale pieken in de optredende stroomkrachten de stabiliteit van het middendeel niet kunnen bedreigen.

De stroomstabiliteit van de steenasfaltmat is volledig afhankelijk van de hechting van de steentjes en het asfaltmestiek, daar de individuele steentjes slechts een geringe stabiliteit hebben. Naar de stroombestendigheid van het steenasfaltmengsel is weinig onderzoek gedaan. Alleen de Rijkswaterstaat-Deltadienst heeft een bescheiden onderzoek gedaan naar deze stroombestendigheid (lit [20]). In dit onderzoek werd een monster steenasfalt gedurende lange tijd blootgesteld aan de stroom van een zand-watmengsel (20 of 40% zand) met een snelheid van circa 6 m/s. In die tijd bleken slechts enkele steentjes te hebben losgelaten.

De overige resultaten van dit onderzoek zijn slechts kwalitatief. Toch volgt onderstaand een kleine opsomming van deze resultaten:

1. de temperatuur heeft een negatieve invloed op de slijtage van steenasfalt
2. open steenasfalt is meer aan slijtage onderhevig dan een overvuld steenasfaltmengsel
3. de slijtage die ontstaat wordt voornamelijk veroorzaakt door het loslaten van kalksteen en in veel mindere mate door erosie van het asfalt.

3.4.2 Stabiliteit van de randen

Om matjes van verschillende dikte en dichtheid te kunnen vergelijken kan ook voor de stabiliteit van de rand van de steenasfaltmat een relatie analoog aan die voor stortsteen worden afgeleid:

$$\theta = u_{kr} / \sqrt{\Delta \cdot g \cdot d} \quad (\text{vgl. 3-1})$$

θ = dimensieloze kritieke stroomsnelheid [-]

u_{kr} = kritieke stroomsnelheid [m/s]

g = zwaartekrachtsversnelling [m/s²]

d = dikte van de steenasfaltmat [m]

Δ = relatieve dichtheid van de steenasfaltmat, bepaald volgens

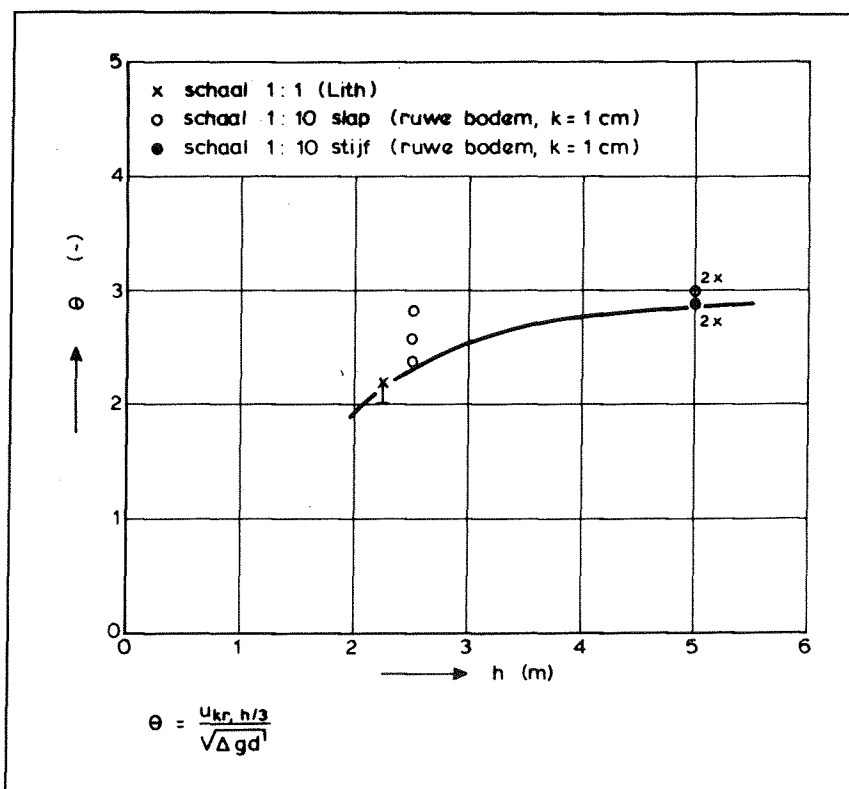
$$\Delta = \frac{\rho_m - \rho}{\rho} = \frac{\rho_a - \rho}{\rho} \cdot \frac{V_a}{V_a + V_{pn} + V_{pd}} - \frac{V_{pd}}{V_a + V_{pn} + V_{pd}}, \quad (\text{vgl. 3-2})$$

waarin ρ_m = dichtheid van de aangestroomde steenasfaltmat [kg/m³]

ρ_a = dichtheid van het steenasfaltmengsel [kg/m³]

- ρ = dichtheid van water [kg/m^3]
 V_a = volume van het steenasfaltmengsel (zonder poriën) [m^3]
 V_{pn} = met water gevulde poriënvolume [m^3]
 V_{pd} = poriënvolume dat onder water droog blijft [m^3]

Uit figuur 3.3 blijkt dat de waarden van θ als functie van de waterdiepte een vergelijkbare tendens vertonen als de kritieke stroomsnelheid voor de blokkenmatten (zie figuur 2.6). Voor het bepalen van de werkelijke kritieke stroomsnelheid voor de steenasfaltmat kan voor waterdiepten groter dan 5 meter worden uitgegaan van $\theta = 3$ (lit [13]), waarmee voor een steenasfaltmat met een dikte van 12 cm volgt: $u_{kr,h/3} = 3,5$ m/s. Dit is ongeveer 20% lager dan bij de blokkenmat.



figuur 3.3: Invloed waterdiepte en schaal op de stabiliteit van de zijrand van de steenasfaltmat (lit [13])

3.4.3 Stabiliteit van de randbalken

Voorzover bekend is naar de stabiliteit van de randbalken van de steenasfaltmat geen specifiek onderzoek gedaan. Aangenomen mag worden dat deze stabiliteit wat groter zal zijn dan de stabiliteit van de randbalken van de betonblokkenmat omdat het gewicht per m^2 groter is. De randbalken die bij de betonblokkenmat zijn toegepast hebben een gewicht van 1150 kg/m^2 terwijl de randbalken van de steenasfaltmat een gewicht hebben van 1485 kg/m^2 . Dit betekent dat de kritieke stroomsnelheid groter zal zijn dan de daargenoemde 4 - 8 m/s.

3.4.4 Duurzaamheid

De duurzaamheid van de steenasfaltmat is afhankelijk van de duurzaamheid van het geotextiel en het steenasfaltmengsel. De duurzaamheid van de wapening doet niet ter zake, daar deze wapening dient

voor het opnemen van trekkrachten in de uitvoeringsfase en dus enkel in deze fase een functie heeft. De duurzaamheid van het steenasfalt en van het geotextiel worden hieronder in het kort besproken.

De duurzaamheid van de steenasfaltmat wordt bepaald door het steenasfalt, dat enige tientallen jaren zal blijven samenhangen. Daarna zal het in de oorspronkelijke delen uiteenvallen door:

- veroudering van de relatief dunne laag asfaltmortel
- 'stripping' van de asfaltmortel van de kalksteen
- volumevergroting ten gevolge van de roestende wapening

Het geotextiel heeft in principe eenzelfde levensduurverwachting als het geotextiel dat bij de blokkenmat gebruikt is. Hierbij moeten enige kanttekeningen geplaatst worden:

- Op plaatsen waar het steenasfalt tegen het weefsel heeft aangezetten vindt versnelde veroudering plaats.
- Na enige tientallen jaren zal de wapening gaan roesten door het uiteenvallen van het steenasfalt. Door dit roesten zal de afbraak van het polypropreenweefsel versneld worden (zie tabel 2.3).

De levensduur van het geotextiel kan hierdoor aanzienlijk bekort worden.

3.5 Uitvoeringstechnische eisen

3.5.1 Mechanische sterkte van de materialen in de maatgevende uitvoeringsfase

Aangezien de mechanische sterkte van het kunststofweefsel onvoldoende is om de maximaal optredende trekkrachten op te nemen is de steenasfaltmat voorzien van een wapening bestaande uit wapeningsnetten en kabels. De krachten die in de maatgevende uitvoeringsfase optreden zijn te bepalen met hetzelfde model als voor de betonblokkenmat gebruikt wordt, uiteraard echter met andere coëfficiënten (C_H , C_V en r). De waarden van deze coëfficiënten zijn momenteel niet bekend, zodat hiernaar nog onderzoek gedaan moet worden.

3.5.2 Maakbaarheid

Fabricage

De vervaardiging van de steenasfaltmatten in het Oosterschelde-project heeft plaatsgevonden aan boord van het asfaltschip Jan Heymans terwijl dit schip in het sluitgat voor anker ligt. Zand en steenslag worden vanuit aangelegde depots op een haventerrein met beunschepen aangevoerd en met behulp van een overslagkraan in de daarvoor bestemde silo's opgeslagen. De haspels met het geotextiel, waarvan de breedte 4,75 meter bedraagt, worden vanuit het magazijn in de werkhaven naar de drijvende fabriek vervoerd. De vervaardiging van de steenasfaltmatten gaat dan als volgt: De vier banen geotextiel worden van hun haspels afgerold en aan elkaar geniet. Vervolgens wordt op het kopeinde van het geotextiel (dit is het toekomstige staarteinde van het stuk op de bodem) de randverzwaring van betonblokken geplaatst. De betonblokken worden aan het geotextiel en aan de staalkabels van het wapeningsgaas bevestigd volgens de in figuur 3.1 aangegeven constructie. Nadat het geotextiel en de staaldraadkabels met enige hulpconstructies over de volle breedte zijn strakgezet kan met het aanbrengen van het steenasfalt worden begonnen. Dit geschiedt in twee lagen: de onderste laag met de eerste asfaltverdeelwagen en de bovenste laag met de tweede verdeelwagen, nadat op de eerste laag het wapeningsgaas is aangebracht. De steenasfalt wordt op het achterste gedeelte van de Jan Heymans gemengd bij een temperatuur van 110 °C en naar de verdeelwagens getransporteerd met behulp van transportbakken.

Tijdens dit continue bedrijf - geotextiel nieten, eerste laag asfalt aanbrengen, wapening uitrollen, tweede laag aanbrengen, afkoelen van de mat met water, oprollen van de mat op de afzinkrol - wordt de mat met behulp van een lier en een hulpbalk over het productieplatform voortgetrokken. Wanneer het kopeinde van de mat in de nabijheid van de afzinkrol is gekomen neemt deze de voortbeweging van de mat over. De hulpbalk wordt verwijderd en vervangen door de staartbalk die met staaldraden aan de afzinkrol is bevestigd. Door de afzinkrol te roteren wordt de mat naar de rol toegetrokken en opgewonden. Is het einde van de mat (dus het kopeinde van de mat op de bodem) aan het einde van het productieplatform gekomen, dan wordt de randverzwaring van betonblokken op het geotextiel geplaatst en met dit geotextiel en de staaldraden van de wapening verbonden. Tenslotte wordt de zinkbalk aan de mat bevestigd en de mat in zijn geheel op de afzinkrol gewonden.

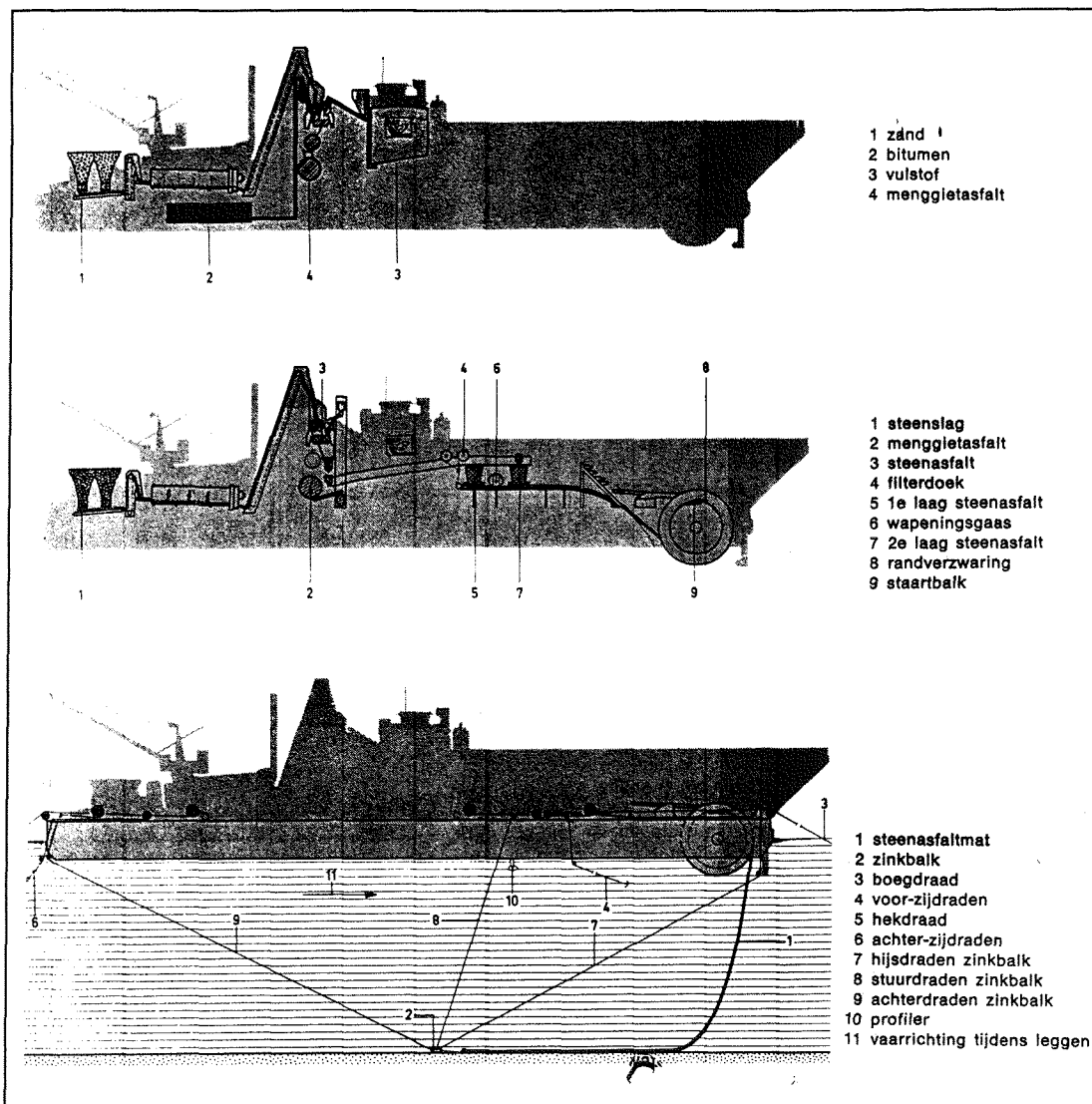
De vervaardiging en het oprollen van een steenasfaltmat van 17 * 200 m vergt ongeveer tien uur: vier uur fabricage en verwerking van het steenasfalt en zes uur bijkomende werkzaamheden, zoals het aanvoeren van materialen en het aanbrengen van de randverzwaringen.

Afzinken

De steenasfaltmatten worden rond de laagwaterkentering afgezonken. Daartoe moet de Jan Heymans op zijn minst twee uur voor de laagwaterkentering zo goed mogelijk in de juiste positie zijn gebracht en moet de zinkbalk aan de staaldraadkabels van de mat zijn bevestigd. Indien de stroomsnelheid van de nog lopende eb niet meer dan maximaal 0,5 m/s bedraagt wordt de zinkbalk met de mat afgerold tot de balk twee meter boven de bodem hangt. De juiste positie van de zinkbalk moet dan verkregen worden door manipulaties met de lieren van de achter- en stuurdraden van de zinkbalk. Nadat de zinkbalk zo goed mogelijk is afgezonken wordt de ligging ervan gecontroleerd en daarna zonodig gecorrigeerd door met de draden op de balk bij te sturen. Heeft de zinkbalk tenslotte de juiste ligging op de bodem dan kan de mat op de bodem worden uitgerold door het schip in lengterichting van de mat te verhalen. De snelheid van het schip moet tijdens deze manoeuvre aangepast zijn aan de snelheid van het afrollen omdat de kromtestraal van de mat niet te klein mag worden.

Nadat ook de staartbalk aan de grond is gekomen en door duikers de overlap van de mat is gecontroleerd aan de hand van op de matten aangebrachte markeringen, wordt de verbinding tussen staartbalk en mat verbroken en wordt de staartbalk weer opgetrokken. Vervolgens verhaalt men het schip achterwaarts, totdat het voorschip ongeveer verticaal boven de zinkbalk is gemanoeuvreed. Nadat de verbinding tussen zinkbalk en mat verbroken is, wordt ook deze opgehaald.

Het leggen van een steenasfaltmat duurt, afhankelijk van de weersomstandigheden, zo'n drie uur.



figuur 3.4: Van boven naar beneden: de productie van steenasfalt, de vervaardiging en het leggen van de steenasfaltmat (lit [23])

3.6 Beheer- en onderhoudseisen

3.6.1 Bestendigheid tegen beschadiging

De steenasfaltmat is gevoelig voor beschadigingen, met name door ankerdraden die in de steenasfalt zijn weggezonden en daarna worden losgetrokken. Hierdoor kunnen gaten in de constructie ontstaan. Bij grote gaten gaat de stroombestendigheid dan een rol spelen. De stroombestendigheid van een gatrand is gelijk aan die van de overlappende zijrand van de steenasfaltmat. Bij kleine gaten zal de samenhang van de mat ervoor zorgen dat de stabiliteit beduidend groter is.

3.6.2 Herstel beschadigde constructie

Ook in het geval van de steenasfaltmat is het het eenvoudigst de beschadigde mat te repareren met een steenbestorting, die dan moet voldoen aan de eisen die onder de heersende ontwerpomstandigheden voor een granulaire bodemverdediging zouden gelden.

3.7 Referenties

- [21] Rijkswaterstaat-Deltadienst, 1976
Slijtage onderzoek steenasfalt
- [22] Rijkswaterstaat 2PROBU-N-82068, juli 1983
Stand van zaken nota ontwerp bodembescherming
- [23] Driemaandelijks Bericht Deltawerken
De vernieuwde 'Jan Heymans'

4. De asfaltmastiekmat

4.1 Inleiding

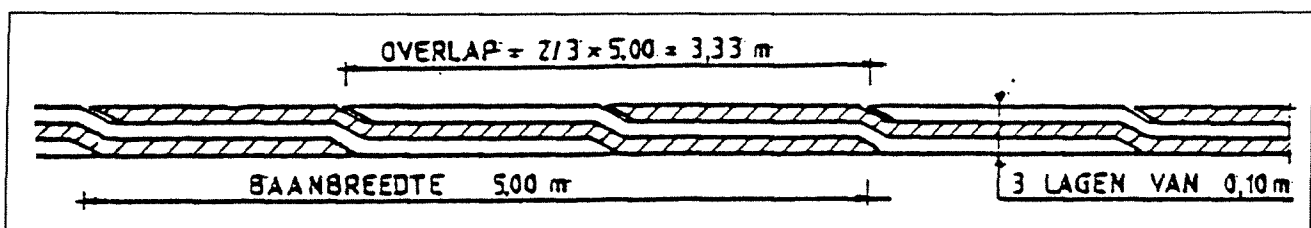
Het derde bodemverdedigingsalternatief dat in dit afstudeerwerk bekeken is, is de asfaltmastiekmat. Over de asfaltmastiekmat was een aanzienlijke hoeveelheid literatuur te vinden. In dit hoofdstuk worden de bevindingen over deze wijze van bodemverdediging gepresenteerd.

De opbouw van het hoofdstuk is analoog aan dat van de betonblokkenmat en de steenasfaltmat. Begonnen wordt met het bespreken van de opbouw van de asfaltmastiekmat zoals deze bij de stormvloedkering in de Oosterschelde is aangelegd. Vervolgens worden de functionele eisen afgeleid uit de faalmechanismen voor de asfaltmastiekmat in paragraaf 4.3.1. Samen met de uitvoeringstechnische eisen en de beheer- en onderhoudseisen uit paragraaf 4.3.2 vormen deze de ontwerpisen waaraan de asfaltmastiekmat moet voldoen. In paragraaf 4.4 en verder wordt dan bekeken in welke mate de asfaltmastiekmat aan deze eisen voldoet.

4.2 Opbouw asfaltmastiekmat

Asfaltmastiek is een mengsel van bitumen en aggregaat waarbij de holle ruimtes overvuld zijn met bitumen. Het bij het Oosterschelde-project toegepaste asfaltmastiek is een mengsel van 20,3% asfaltbitumen 160/210, 67,7% zand en 12% vulstof. Deze mastiek wordt in een continu proces geproduceerd op een asfaltschip en met behulp van een verdeelmond in banen met een dikte van 0,08 à 0,10 meter en een breedte van vijf meter aangebracht op de bodem. Door nu achter elkaar meerdere stroken te produceren die steeds over een breedte van $1/3 * 5$ meter verschoven zijn in de breedterichting ontstaat een laag van overlappende, discontinu geproduceerde stroken met een dikte van ongeveer 0,3 meter (zie figuur 4.1).

Doordat de asfaltmastiek bij een hoge temperatuur wordt verwerkt (140 °C) is deze blijvend visco-elastisch, waardoor de overlappen uitvloeien en een vlak geheel ontstaat. Bovendien zorgt het vloeistofkarakter van warme asfaltmastiek ervoor dat de mastiek van de aangebrachte strook één geheel wordt met de onderliggende strook, ook al is deze reeds afgekoeld. Dit versmelten lukt niet als een laag zand het contact tussen beide stroken verhindert.



figuur 4.1: Methode van aanbrengen van de banen asfaltmastiek

4.3 Ontwerpeisen

4.3.1 Faalmechanismen en functionele eisen

In deze paragraaf worden, analoog aan de vorige hoofdstukken, een aantal mechanismen besproken die kunnen leiden tot lokaal falen. Uit deze faalmechanismen worden de functionele eisen afgeleid waaraan de asfaltmastiekmat moet voldoen om de faalkans voldoende klein te houden.

Uit de algemene functiebeschrijving (paragraaf 2.3.3) volgt dat de bodembescherming aan drie eisen moet voldoen om lokaal falen te voorkomen. In het kort zijn deze eisen:

- . zanddichtheid moet voldoende zijn
- . weinig horizontaal zandtransport
- . stabiliteit moet voldoende zijn

De belangrijkste eigenschap van de asfaltmastiekmat is dat deze zand- en waterdicht is. Verticale zanddichtheid vormt bij de asfaltmastiekmat dus geen enkel probleem mits deze een aaneengesloten geheel vormt. Ook horizontaal zandtransport vormt geen probleem. De laag asfaltmastiek kan wel los komen van de ondergrond, maar de stroming onder de laag is dermate klein dat nauwelijks zandtransport kan plaatsvinden.

De stabiliteit van de asfaltmastiekmat kan wel een probleem zijn. Omdat het asfaltmastiek in principe een gladde ononderbroken laag vormt zijn de horizontale stroomkrachten gering ondanks de hoge stroomsnelheden. Door de grote samenhang van de laag door het versmelten van de afzonderlijke stroken kunnen lokale pieken in de optredende krachten de stabiliteit ook niet bedreigen. Alleen krachten die tegelijk over een groot oppervlak optreden kunnen een bedreiging vormen voor de stabiliteit. In verticale richting kan zo'n kracht ontstaan door piëzometrische nivoverschillen tussen boven- en onderkant van het waterdichte asfaltmastiek.

Het eerste faalmechanisme is dan ook het omhoogkomen van de gesloten laag wat veroorzaakt kan worden door:

- . een verval over de kering zorgend voor een piëzometrisch nivo dat ter plaatse van het asfaltmastiekveld lager is dan aan de andere zijde van de kering
- . golven of stroming die ervoor zorgen dat het piëzometrisch nivo in het midden van het veld lager is dan aan de randen.

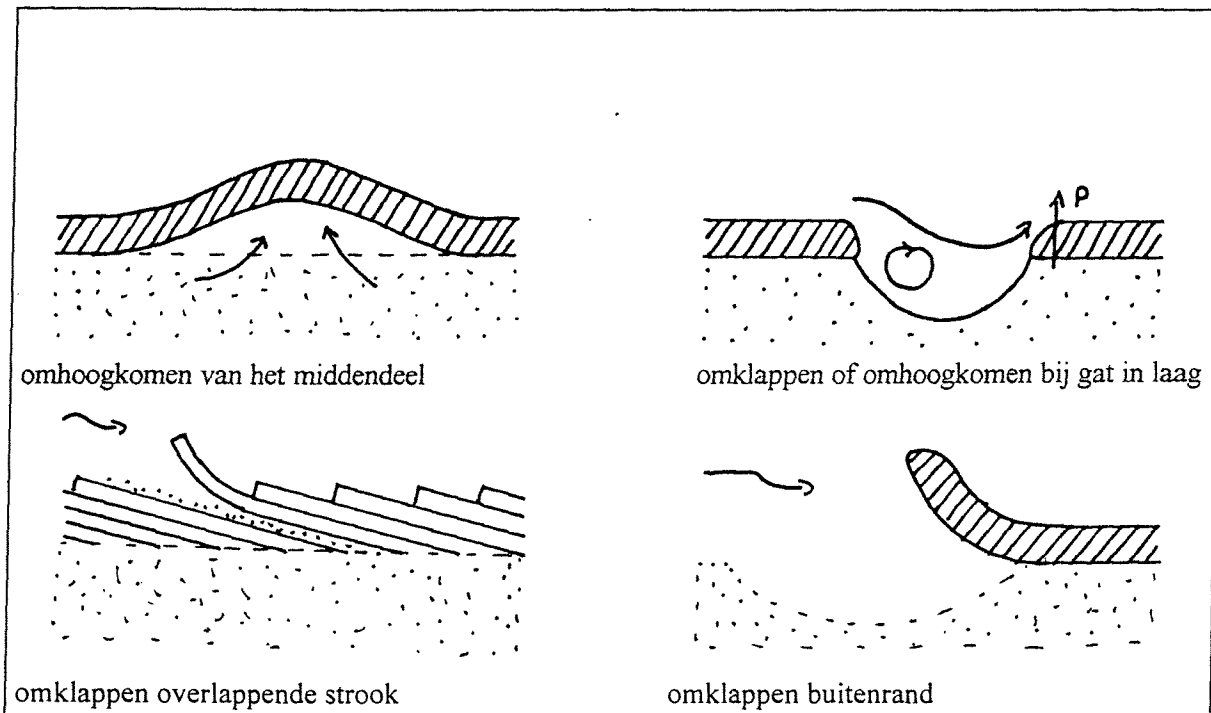
De mastieklaag zal omhoogkomen zodra het piëzometrisch nivo direct onder de laag groter wordt dan de som van het onderwatergewicht van de asfaltmastieklaag en het piëzometrisch nivo boven de laag. Dit oplichten wordt begrensd doordat de tijdsduur van de extreme belasting gering is en daardoor de hoeveelheid water, die onder de laag kan toestromen, beperkt. De mate van omhoogkomen wordt bepaald door de laagdikte en de stijfheid van de plaat.

Het tweede faalmechanisme is het omklappen van een overlappende strook. In de tijd tussen het aanbrengen van twee aangrenzende stroken kan zand sedimenteren op de eerder aangebrachte strook. Er ontstaat dan een losliggende rand aangezien de beide lagen asfaltmastiek niet met elkaar zullen versmelten. Deze rand kan bij dwarsstroom omklappen, waarna een spleet ontstaat in het asfaltmastiekveld met twee nieuwe voor omklappen gevoelige randen. Er is dus gevaar voor een doorgaand proces van omklappen.

Het is ook mogelijk dat de afzonderlijke stroken afwijkingen vertonen. Hierbij kan het gaan om afwijkingen die tijdens de fabricage zijn ontstaan (afwijkingen van de plaats van de aangebrachte strook of gebreken aan de geproduceerde strook) en afwijkingen die later zijn ontstaan door mechanische beschadigingen door menselijke activiteiten (slepende ankers en ankerdraden, vallende stenen). Deze afwijkingen kunnen leiden tot gaten in de verder gesloten laag, aangezien de inspectiemogelijkheden beperkt zijn. Bij deze gaten kan ook omklappen van de randen of omhoogkomen van de gesloten laag plaatsvinden. Dit is het derde faalmechanisme.

De asfaltmastieklaag vormt een aaneengesloten laag waar de stroming weinig vat op heeft, behalve aan de rand van de constructie. Analooq aan de betonblokkenmat en de steenasfaltmat is ook hier omklappen van de buitenrand van de constructie mogelijk door de sleep- en liftkrachten die de stroming op de rand van de constructie uitoefent. Dit is het vierde faalmechanisme.

Een overzicht van de faalmechanismen van de asfaltmastiekmat is te vinden in figuur 4.2. De afgeleide functionele eisen zijn te vinden in tabel 4.1.



figuur 4.2: Overzicht faalmechanismen steenasfaltmat

locaal faalmechanisme	functiedrager	eis aan functiedrager
omhoogkomen van de gesloten laag	gehele asfaltmastiekmat	asfaltmastiekmat moet voldoende gewicht hebben om laag aan de grond te houden
omklappen overlappende strook	strook asfaltmastiek	hechting tussen stroken moet voldoende zijn
omklappen of omhoogkomen bij gat in laag	gehele asfaltmastiekmat	asfaltmastiekmat moet voldoende gewicht hebben
omklappen van de buitenrand	gehele asfaltmastiekmat	asfaltmastiekmat moet voldoende gewicht hebben

tabel 4.1: Overzicht faalmechanismen en eisen voor de steenasfaltmat

De functionele eisen die uit bovenstaand overzicht afgeleid kunnen worden hebben alle betrekking op de stabiliteit van de asfaltmastiekmat. Deze eisen kunnen gesplitst worden in een tweetal onderdelen:

1. Stabiliteit van het middendeel van de asfaltmastiekmat. Dit is weer op te delen in:
 - Stroombestendigheid van het middendeel (omklappen overlappende strook)
 - Voldoende weerstand tegen opdrijven
2. Stabiliteit van de buitenrand

Ook de asfaltmastiekmat moet zijn functie gedurende een bepaalde levensduur vervullen, wat inhoudt dat aan de duurzaamheid van de asfaltmastiekmat ook eisen worden gesteld.

4.3.2 Overige eisen

De belangrijkste uitvoeringstechnische eis die aan de asfaltmastiekmat gesteld wordt is dat deze gemakkelijk en snel aangelegd moet kunnen worden, wat overigens bij alle alternatieven een rol speelt. Vanuit het oogpunt van beheer en onderhoud moet de mat bestand zijn tegen de meest

voorkomende beschadigingen en snel en eenvoudig hersteld kunnen worden ingeval toch beschadiging optreedt.

4.3.3 Kosten

Ook bij de asfaltmastiekmat spelen de geoptimaliseerde aanleg- en onderhoudskosten een belangrijke rol, daar zij bepalen of gekozen wordt voor deze constructie danwel voor een goedkoper alternatief dat ook aan de ontwerpisen voldoet. De aanlegkosten worden berekend uit de gemaakte kosten voor het Oosterschelde-project. Ook wordt kort ingegaan op de onderhoudskosten zoals deze uit dit project naar voren zijn gekomen.

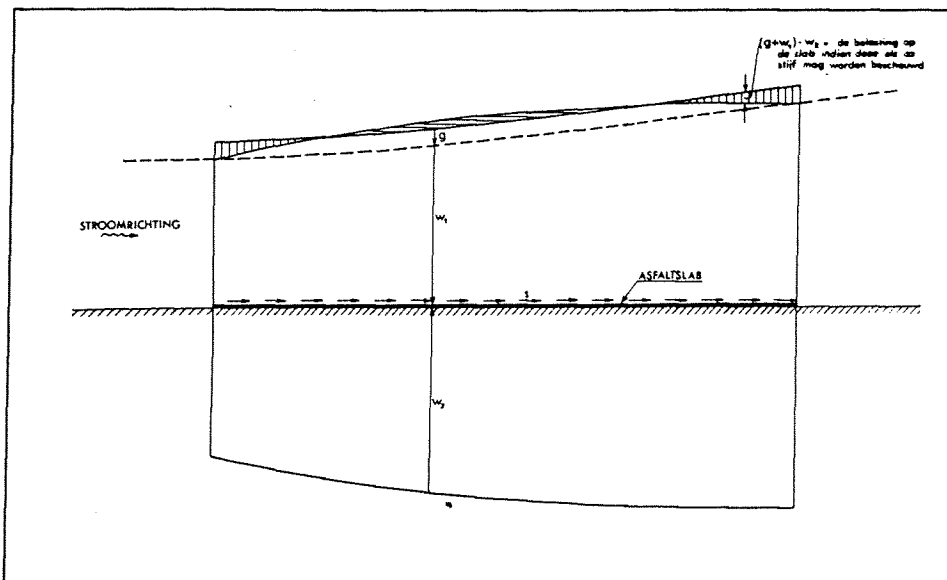
4.4 Functionele eisen

4.4.1 Weerstand tegen omhoogkomen van de gesloten laag

Algemeen

Op de asfaltslab werken de volgende krachten (zie figuur 4.3):

- een omlaaggerichte kracht t.g.v. het eigen gewicht van de slab
- de eveneens omlaaggerichte krachten t.g.v. de belasting d of de waterdruk w_1 boven de slab
- de opwaarts gerichte kracht t.g.v. de waterdruk onder de slab (w_2)
- de horizontaal gerichte schuifkrachten t.g.v. de wrijving tussen water en slab.



figuur 4.3: Krachten op een asfaltslab

De stabiliteit is verzekerd zolang op elk punt de som van de belasting door de waterdruk boven de slab en het eigen gewicht groter is dan de druk onder de slab. De horizontale schuifkrachten worden dan in evenwicht gehouden door de wrijvingskrachten die ontstaan tussen de ondergrond en de slab. In de praktijk zullen de randen van een bestorting worden voorzien, zodat geen horizontale verplaatsing op kan treden.

Als de waterdruk onder de slab groter wordt dan de tegendruk van het eigen gewicht en de waterdruk onder de slab zal de slab oplichten en zal een met water gevulde ruimte tussen de ondergrond en de asfaltslab ontstaan. Dit omhoogkomen wordt beperkt door de beperkte snelheid waarmee grondwater

kan toestromen naar de holte onder het mastiek en de stijfheid van de mastiek. De snelheid waarmee het water toe kan stromen naar de holle ruimte onder de mastieklaag wordt bepaald door de doorlatendheid van de ondergrond, het gewicht onder water van de asfaltslab, het verschil in piëzometrisch nivo tussen rand en midden en de afstand waarover dit verschil werkt. Deze snelheid is in de praktijk zeer laag, waardoor de slab in de uren van extreme belasting waarbij gevaar is voor oplichten niet verder omhoog zal komen dan enige centimeters. Mocht de snelheid van omhoogkomen wel reden geven tot grote vervormingen in een kort tijdsbestek, dan zal de stijfheid van de asfaltslab verhinderen dat deze meer dan enige decimeters omhoogkomt. Deze stijfheid is tijdelijk door het visco-elastische gedrag van de mastiek.

Indien oplichten plaatsvindt kunnen de schuifkrachten die aan de bovenzijde door het water worden uitgeoefend niet door de wrijvingskrachten worden afgevoerd maar ontstaan trek- en schuifkrachten in de slab tussen de ingeklemde uiteinden. Deze krachten kunnen aanzienlijke deformaties tot gevolg hebben en moeten dus worden voorkomen.

Uit onderzoek door het Waterloopkundig Laboratorium naar het omhoogkomen van een asfaltmastielaag bij een geleidelijke afsluiting van de Oosterschelde (lit [27]) werden de volgende conclusies getrokken:

1. onder de asfaltslab kan alleen een bel ontstaan wanneer het drukverloop boven de slab ergens een absoluut minimum vertoont
2. het drukverloop binnen de bel is constant en afhankelijk van
 - de elastische eigenschappen van de slab
 - het drukverloop boven de slab en het eigen gewicht van de slab
 - de doorlatendheid van de ondergrond
 - het drukverloop in het zandpakket onder de dam en slab
3. de maximale schuifkrachten door het stromende water zijn ongeveer 10 N/m^2 mits de ruwheid van de slab kleiner is dan 0,5 à 1,0 centimeter.

Dimensionering

De dimensionering van een asfaltbodembescherming kan nu geschieden door berekeningen gebaseerd op de resultaten van de metingen van de overdrukken onder de asfaltslab. Hierbij wordt uitgegaan van het criterium dat het gewicht van de asfaltmastiemat onder water altijd groter moet zijn dan de opwaartse druk. Voor een horizontale bodem geldt dan de volgende formule:

$$\Delta h \leq d \cdot \left(\frac{\rho_a}{\rho_w} - 1 \right) \quad (\text{vgl. 4-1})$$

Δh = toelaatbare stijghoogteverschil tussen onder- en bovenkant van de bekleding [mwk]

d = dikte van de asfaltbodembekleding [m]

ρ_a = dichtheid van het asfalt [kg/m^3]

ρ_w = dichtheid van het water [kg/m^3]

Voor de grootte van de overdruk Δh is naast de vorm (breedte kruin) en afmetingen (kruinhoogte) van de sluitdam en de lengte van de asfaltmat ook de waarde van het optredende verval van belang. Voor een gegeven lengte van de asfaltmat en een bepaalde wijze van opbouw van de afsluitdam kan in iedere fase van die opbouw de grootte van de overdruk als functie van het verval bepaald worden. Aangezien de waarde van deze overdruk in de lengterichting van de mat varieert zou ook een variërend verloop in dikte kunnen worden berekend. Om uitvoeringstechnische redenen wordt de matdikte uniform genomen.

In onderzoek M924 door het Waterloopkundig Laboratorium (lit [26]) zijn metingen gedaan naar de overdrukken onder een asfaltbodembescherming bij een geleidelijke sluiting. Het betrof hier metingen naar de overdrukken in de uitvoeringsfase van de afsluitdam als deze dus nog niet op hoogte is. Bij dit onderzoek is geen rekening gehouden met drukvariaties ten gevolge van turbulentie en

windgolven. Verondersteld wordt dat de perioden van deze drukvariaties dusdanig klein zijn dat niet voldoende water toe kan stromen om de slab op te lichten. De conclusies uit dit onderzoek waren:

1. Bij toename van het verval over de dam neemt de vereiste dikte van de asfaltslab in sterke mate toe (zie bijlage 3a, b, d, en e).
2. Bij eenzelfde verval en gelijke mate van profielvernauwing neemt de vereiste dikte van de asfaltslab, vooral bij grote vervallen, toe bij toenemende bodemdiepte (vergelijk bijlage 3a en b).
3. Bij overigens gelijke vervallen en omstandigheden geeft een lagere benedenwaterstand een lagere overdruk te zien (zie bijlage 3c).
4. Het toepassen van al dan niet waterdoorlatend materiaal voor de dam is van grote invloed op de maximale overdrukken (vergelijk bijlage 3d en e). Deze overdrukken zijn bij toepassing van een niet-waterdoorlatende kade aanzienlijk hoger.
5. Bij toepassing van een sluitkade met een smalle kruin treden, met name bij een relatief kleine profielvernauwing, kleinere maximale overdrukken op dan bij een situatie met een brede kruin.
6. Inkorten van de asfaltslab aan de damzijde (dus vergroten van de afstand tussen dam en asfaltmastiexlab) doet de waarden van de maximale overdruk aanzienlijk afnemen onder overigens gelijke omstandigheden (zie bijlage 3f).
7. De invloed van de dikte van het watervoerend pakket op de optredende overdrukken is groot. Een grotere dikte van het watervoerend pakket leidt tot een grotere overdruk (zie bijlage 3g).

4.4.2 Omklappen overlappende strook

Het proces van omklappen van een strook asfaltmastiex die door de aanwezigheid van een zandlaagje onvoldoende hechting aan de onderliggende strook heeft is uitgebreid onderzocht. Enkele conclusies worden overgenomen uit lit [22]:

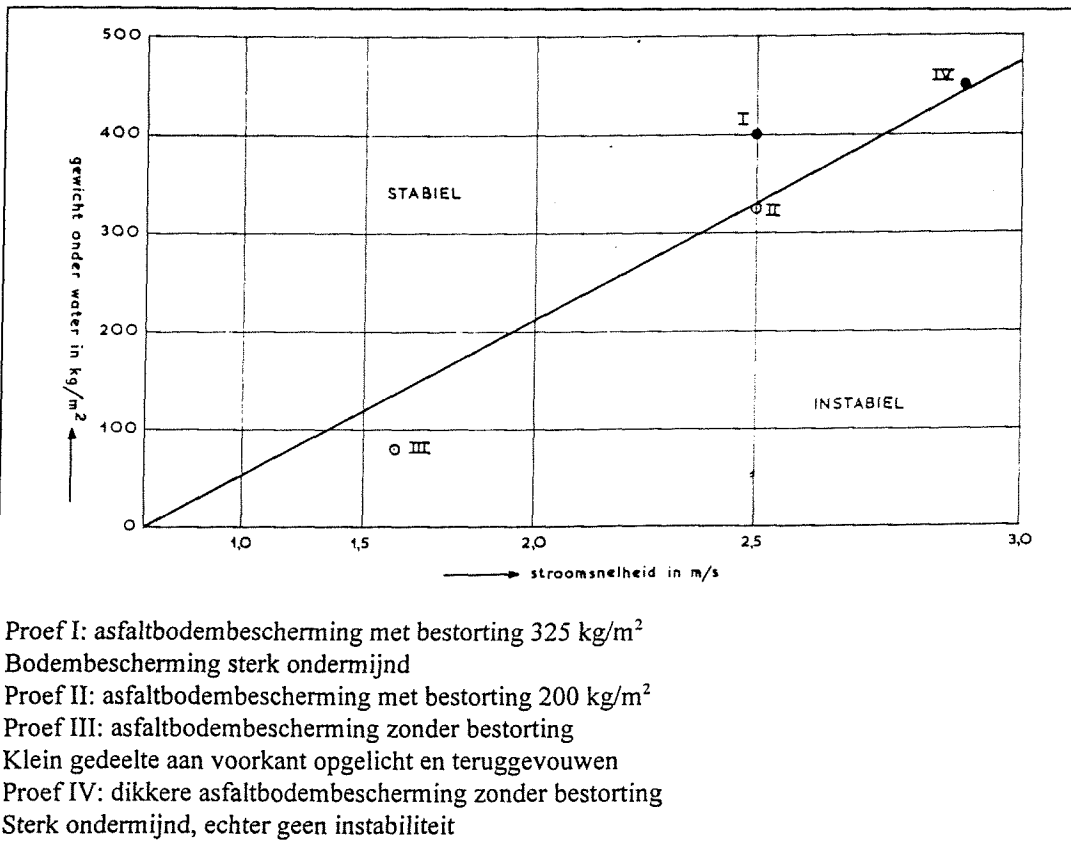
- Een 0,08 m dikke laag asfaltmastiex, die los op een onderlaag ligt, wordt aan de rand instabiel bij een loodrechte aanstroomsnelheid van 1,85 m/s. Dit komt goed overeen met de resultaten uit andere onderzoeken.
- Indien de hechting tussen de asfaltmastiexlab en de onderliggende laag goed is wordt de rand bij stroomsnelheden van 5,3 m/s nog niet instabiel. Deze hechting wordt bereikt als er geen zandinsluitingen aanwezig zijn tussen de lagen, waarbij het niet uitmaakt of de bovenlaag op een al dan niet afgekoelde onderlaag wordt gegoten.
- Een 0,5 mm dik zandlaagje kan reeds een goede hechting onmogelijk maken. De hechting hoeft echter niet over het hele oppervlak aanwezig te zijn om de kritieke stroomsnelheid te verhogen tot circa 5 m/s bij loodrechte aanstroming. Wel moet de hechting gelijkmatig over het oppervlak verdeeld zijn. Een hechttoppervlak van slechts 1% volstaat al om een kritieke stroomsnelheid van 5 m/s te bereiken.
- Indien de rand gedeeltelijk loskomt ontstaat er een aanzienlijk grotere kracht dan in de rusttoestand. Hierdoor wordt ook plaatselijk de onderlaag ($d = 0,32$ m) opgetild bij stroomsnelheden van 5 m/s.
- Een strookrand is pas gevoelig voor omklappen als er over een lengte van minimaal 5 meter zand aanwezig is.

4.4.3 Stabiliteit van de buitenrand

Vanuit het oogpunt van stabiliteit is het stroombeeld aan de rand bijzonder ongunstig. Dit stroombeeld wordt bepaald door:

- vorm van de rand
- aard van de bodembescherming
- waterdiepte
- stroomsnelheid
- hellingen en diepte van de ontgrondingskuil

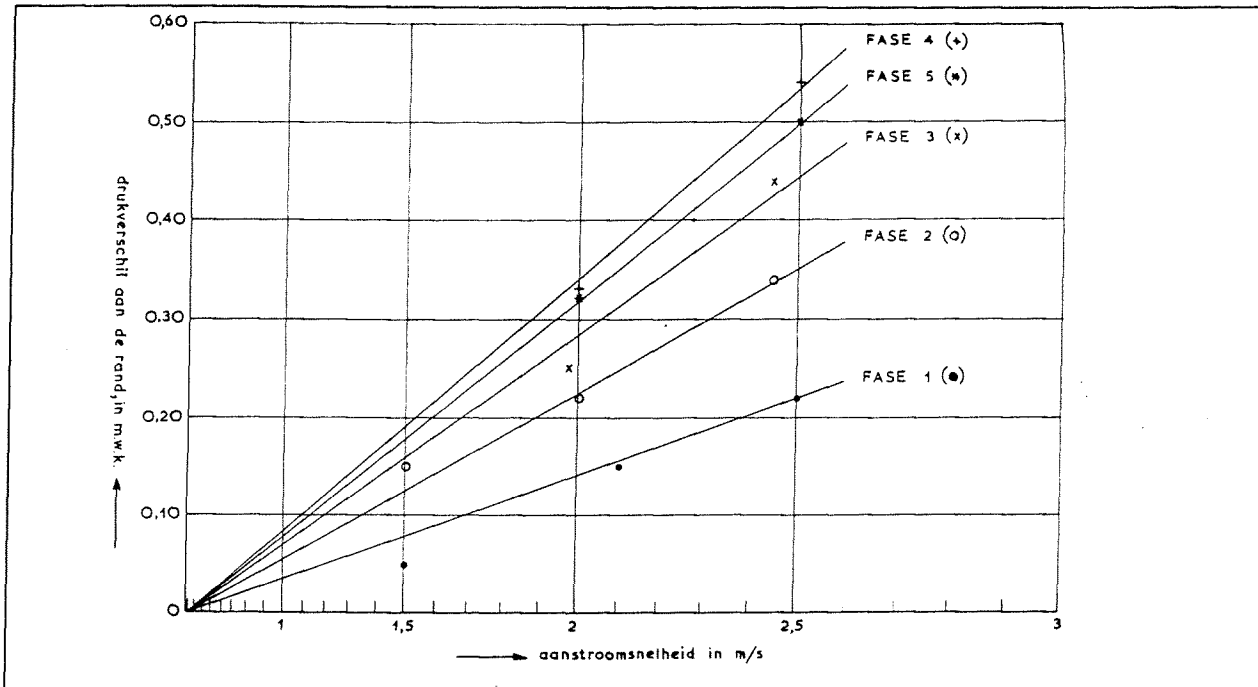
Uit onderzoek naar de stabiliteit van de rand van de asfaltmastiekmat door het Waterloopkundig Laboratorium (lit [28]) is gebleken dat de druk onder de rand van de asfaltslab evenredig is met de stroomsnelheid u in het kwadraat: $p \sim u^2$. De proeven zijn samengevat in figuur 4.4, waar door de gemeten punten een rechte lijn is getrokken evenredig met het kwadraat van de stroomsnelheid.



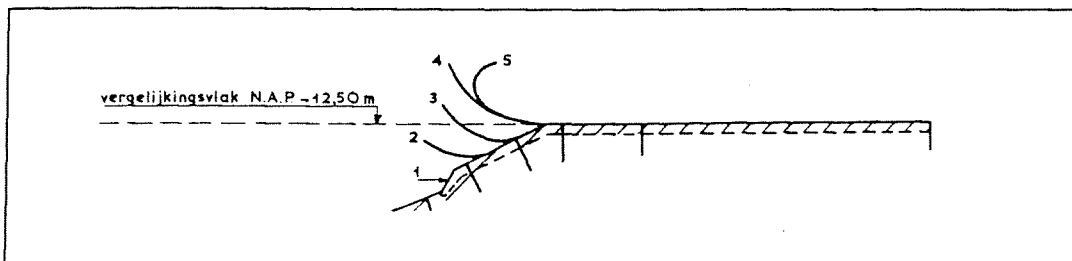
figuur 4.4: Overzicht resultaten proeven I-IV van onderzoek R460-IV

Dit rechtevenredig verband tussen het drukverschil tussen de boven- en de onderzijde aan de rand van de bodemverdediging en het kwadraat van de aanstroomsnelheid is ook uit vervolgprouven gebleken. In figuur 4.5 staan de resultaten weergegeven van proeven waarbij het drukverschil is gemeten als functie van de aanstroomsnelheid bij verschillende fasen van omklappen. Te zien valt dat een initiële instabiliteit een drukverdeling veroorzaakt die werkt in de richting van een groter wordende instabiliteit. Het grootste gemeten drukverschil is 0,54 mwk bij een gemiddelde aanstroomsnelheid van 2,5 m/s.

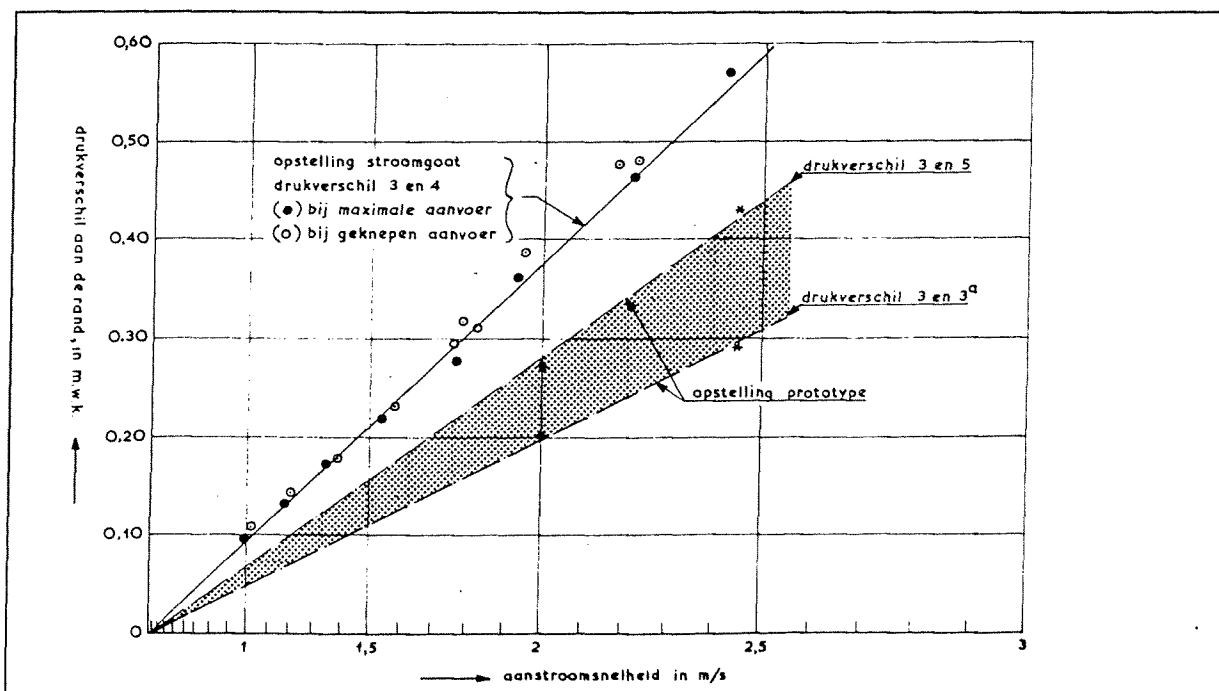
Tenslotte is in hetzelfde onderzoek nog een constructie onderzocht bestaande uit een mastieklaag 0,2 à 0,25 m dik met daarop een gepetreeerde steenbestorting met totaalgewicht 625-700 kg/m³. Ook in deze proef is het drukverschil nagenoeg rechtlijnig (zie figuur 4.7). Opvallend is dat ondanks het verschil in stroombeeld tussen bijvoorbeeld $u = 1$ m/s en $u =$ maximaal de drukverschillen in het lineaire verband blijven passen. Ook blijkt dat bij zekere waterstandsverschillen het optredende drukverschil bij eenzelfde aanstroomsnelheid weinig anders is. In de prototype-situatie is het voor de stabiliteit maatgevende drukverschil 0,30-0,44 mwk bij een stroomsnelheid van 2,5 m/s (figuur 4.7).



figuur 4.5: relatie aanstroomsnelheid en drukverschil voor verschillende stadia van omklappen



figuur 4.6: verschillende fasen in het omklapproces



figuur 4.7: Relatie stroomsnelheid en drukverschil

4.4.4 Omklappen of omhoogkomen bij een gat in de laag

Zoals reeds gezegd bij de faalmechanismen kan een gat ontstaan in de laag tijdens de fabricage of daarna door mechanische beschadiging (voorbeeld: ankerdraden die een tijdje op de bodem liggen zakken in de mastiek en veroorzaken scheuren als ze weer losgetrokken worden). De kritieke stroomsnelheid van een asfaltmastieklaag van 30 centimeter met een gat van 5 meter is 6 m/s.

Uit een ander onderzoek naar de stabiliteit van een gatrand is gebleken dat een rand met een dikte van 10 cm over een lengte van 10 meter bij loodrechte aanstroming niet eerder instabiel wordt dan bij een gemiddelde aanstroomsnelheid van 3,5 m/s (gemeten op 1,5 meter van de bodem).

4.4.5 Duurzaamheid

Mechanische aantasting

Onder mechanische aantasting wordt de aantasting op lange termijn verstaan door een regelmatig overtrekkende stroom die zand en grind meeneemt. Helaas is het moeilijk deze effecten te kwantificeren op basis van ervaringen met constructies waar asfaltmastiek is toegepast onder vergelijkbare omstandigheden. Op basis van een vergelijking met oudere asfaltmastiexlabben die in de getijzone van enkele constructies zijn toegepast bestaat de indruk dat de asfaltmastiek weinig gevoelig is voor slijtage.

Veroudering

Bij veroudering van het asfaltmastiexmengsel wordt een onderscheid gemaakt naar fysische en chemische invloeden.

Het belangrijkste verschijnsel van fysische veroudering is stripping. Hierbij laat de bitumenhuid los van het mineraalaggregaat wat wordt veroorzaakt door water dat tussen het aggregaat en het bitumenhuidje dringt. Stripping speelt vooral een rol bij mengsel met een hoog percentage holle ruimte. Asfaltmastiek heeft echter een zeer laag holle ruimte percentage waarbij bovendien de eventueel aanwezige poriën niet met elkaar in verbinding staan. Stripping komt bij asfaltmastiexmengsels dan ook niet voor.

Chemische beïnvloeding komt vooral tot stand via de oxydatie van het bitumen. Deze oxydatie, waarbij verharding van het bitumen optreedt, vindt vooral plaats bij het mengproces en is ook weer afhankelijk van het aanwezige holle ruimte percentage. Bij asfaltmastiek heeft het zuurstof nauwelijks toegang, zodat het tijdens het mengen nauwelijks zal verharden. Ook op de lange duur heeft het zuurstof geen toegang door de dichte samenstelling, zodat verondersteld mag worden dat ook op de zeer lange duur geen noemenswaardige oxydatie van het bitumen plaats zal vinden.

Biologische aantasting

Naar de biologische aantasting van asfaltmastiek is nog geen onderzoek gedaan. Uit duikeronderzoek en visuele inspectie mag voorzichtig geconcludeerd worden dat ook de bestandheid tegen biologische aantasting goed is.

Duurzaamheid

Asfaltmastiek zal waarschijnlijk weinig of niet worden aangetast door fysische, chemische of biologische invloeden, zodat geconcludeerd mag worden dat de duurzaamheid van asfaltmastiek goed is. Toch is het raadzaam de asfaltmastiekmat regelmatig te inspecteren, omdat over deze duurzaamheid geen absolute zekerheid bestaat.

4.5 Uitvoeringstechnische eisen

4.5.1 Maakbaarheid

Materiaaleigenschappen

Door de keuze van de aard (korrelverdeling, bitumensoort) en verhouding van de samenstellende delen kunnen de vloeieigenschappen van het asfaltmastiëkmengsel beïnvloed worden. Van belang zijn de viscositeitswaarden van het mastiëkmengsel tijdens het verwerken, direct na het aanbrengen op de bodem (warme vloeï) en bij het bereiken van de gemiddelde omgevingstemperatuur (koude vloeï). Het mengsel moet zodanige eigenschappen hebben dat:

- de mastiëk zonder problemen door de pijp en de verdeelmond kan worden getransporteerd
- de afzonderlijke stralen op de bodem aaneenvloeïen tot een gesloten laag en hechten aan de onderliggende lagen
- de mastiëklaag na afkoeling een zekere vormvastheid heeft tegen vloeïen vanaf de helling vanaf bijvoorbeeld bodemribbels

De belangrijkste eis waaraan het asfaltmastiëkmengsel dus moet voldoen is dat de viscositeit van het mengsel bij verwerkingstemperatuur voldoende laag is (circa. 20-70 Pa.s bij 140 °C) teneinde een goede uitstroom en samenvloeï te realiseren, terwijl aan de andere kant voldaan moet worden aan de eis dat de viscositeit bij omgevingstemperatuur voldoende hoog is (noot: hoger dan $3 \cdot 10^{10}$ Pa.s bij ca. 10 °C werd geëist in het Oosterschelde-project, maar deze eis is redelijkerwijs niet haalbaar. Onduidelijk is waarop deze eis gebaseerd is. Wel haalbaar is een viscositeit van $2 \cdot 10^9$ Pa.s bij 10 °C) om koude vloeï op hellingen na het aanbrengen te beperken. Het is dus zaak de hoeveelheid bitumen zo te kiezen dat aan deze beide voorwaarden voldaan wordt. Bovendien is het verstandig de zandvulstofverhouding zo te kiezen dat kleine variaties in de dosering van de drie componenten geen al te grote effecten hebben op de viscositeit.

De sterkte van asfaltmastiëk is afhankelijk van de belastingtijd. Onder een kortdurende belasting reageert het mastiëk stijf terwijl bij een langere belastingtijd de stijfheid laag is zodat ontgrondingen op flexibele wijze gevolgd kunnen worden zonder dat scheurvorming ontstaat.

Wijze van uitvoering

De asfaltmastiëk wordt aangebracht met behulp van een drijvende asfaltfabriek, welke bestaat uit twee parallel werkende doseer- en drooginstallaties. Deze installaties voeren het mineraal na droging en verwarming toe aan de weeg- en menginstallatie.

Nadat het gewenste mengsel op het asfaltschip in de menger is bereid wordt dit in een roerketel gebracht die als buffer fungeert tussen vraag en aanbod van mastiëk tijdens de productie en verwerking. Vanuit de roerketel wordt de mastiëk in een verticale pijp gebracht. Met behulp van deze stortpijp wordt de asfaltmastiëk in 5 meter brede banen dakpansgewijs van ondiep naar diep aangebracht. De lengte van de stortpijp is 60 meter, waarmee tot dieptes van 40 meter gewerkt kan worden. De inwendige diameter is 0,72 meter.

Onder aan de stortpijp bevindt zich een verdeelapparaat met 16 afsluitbare uitstroomopeningen van 0,10 meter doorsnee en een werkbreedte van 5 meter. Hiermee worden de banen asfaltmastiëk met een snelheid van 4 m/min op de bodem aangebracht. Aan dit verdeelapparaat is tevens de ontzandingsinstallatie bevestigd waarmee de tevoren gelegde strook van eventueel aanwezig zand wordt ontdaan om het versmelten van de afzonderlijke lagen te bevorderen.

De asfaltmastiëk in de pijp wordt door middel van zwaartekrachtstroming via de verdeelmond op de bodem aangebracht. Om een dergelijke stroming mogelijk te maken moet de druk in de pijp groter

zijn dan de druk van het omringende water. Deze overdruk is afhankelijk van de viscositeit van het mengsel.

Werkbaarheid

De werkbaarheid van het systeem asfaltschip, hulpvaartuigen en aanvoer grondstoffen wordt beperkt door de factoren golven en stroming:

1. Golven

Bij te hoge golven is de aanvoer van bitumen en vulstof niet mogelijk doordat de hulpschepen dan niet langszij kunnen liggen. De grens waarbij de werkbaarheid in het geding komt ligt bij $H_S = 0,75$ m.

2. Stroming

- Bij hoge stroomsnelheden en grote waterdiepte wordt de buigspanning in de stortpijp te groot. Bij een waterdiepte van 30 meter ligt de grens bij een stroomsnelheid van 1,7 m/s.
- Ook kunnen bij hoge stroomsnelheden de krachten op de lieren te groot worden. De maximale stroomsnelheid waarbij nog gewerkt kan worden is 2,2 m/s bij een kopse aanstroming. De trekkracht in de lier is dan orde van grootte 90 ton, de orde grootte van de houdkracht 130 ton.
- Tenslotte kan bij hoge stroomsnelheden (ongeveer 2 m/s) het anker doorkomen waardoor het positioneren en verhalen verstoord worden.

4.6 Beheer- en onderhoudseisen

4.6.1 Reparatie van schade

Onlangs is gebleken dat de asfaltmastiekmat die in de Oosterschelde is aangebracht gebreken vertoont. Uit onderzoek is gebleken dat kwaliteit van de aangebrachte mastiek uitstekend is, maar de homogeniteit van de mastieklag onvoldoende. Daarom is besloten de mastieklag af te storten met stortsteen. De reparatiekosten worden geschat op ongeveer 50 miljoen gulden.

Reparatie van kleinere schaden gebeurt ook door het aanbrengen van een granulair filter. Met een kleine steenstorter is het echter niet mogelijk een kleiner stortveld dan 10×4 m² aan te brengen. Voor kleine gaten (gaten kleiner dan 2,5 meter) is dit een relatief grote reparatie. In dat geval kan overwogen worden het gat uit te vullen met asfaltmastiek of gepenetreerde stortsteen.

4.7 Kosten

In lit [24] zijn de kosten opgenomen van enkele bestekken. Uit deze bestekken is ter indicatie van de kostprijs van asfaltmastiek de prijs per centimeter laagdikte per m² aangelegde bodembescherming berekend. Deze prijs bedroeg respectievelijk f2,02 , f3,02 en f3,34. De prijsstijging wordt voornamelijk veroorzaakt door een verdubbeling van de materiaalkosten in de periode tussen het eerste en het laatste bestek. Deze materiaalkosten bepalen ongeveer de helft van de totale kosten.

In lit [24] wordt een gemiddelde prijs per centimeter laagdikte per aangelegde m² berekend van f3,35. Opgemerkt moet worden dat in deze berekening ook de kosten van de controle van het eindproduct en de kosten van het asfaltschip zijn meegenomen, zodat de gemiddelde prijs wat hoger is dan de gemiddelde prijs die volgt uit bovenstaande berekeningen.

4.8 Referenties

- [22] Rijkswaterstaat nota 2PROBU-N-82068, 1982
Stand van zaken nota ontwerp bodembescherming

- [24] Werkgroep evaluatie Asfaltmastiek stortebedden, 1981
Stormvloedkering Oosterschelde: Evaluatienota Asfaltmastiek stortebedden
Rijkswaterstaat-Deltadienst

- [25] L. Pekaar, 1986
Geboorteregister Bodembescherming: asfaltmastiekmat
Rijkswaterstaat

- [26] Waterloopkundig Laboratorium M924, Rijkswaterstaat Deltadienst W937, 1969
Onderzoek naar de overdrukken onder een asfaltbodembescherming bij een geleidelijke
sluiting

- [27] Waterloopkundig Laboratorium M731, 1969
Geleidelijke sluiting: stabiliteit asfaltlab

- [28] Waterloopkundig Laboratorium R460-IV, december 1971
Stabiliteit van de rand van bodembeschermingen

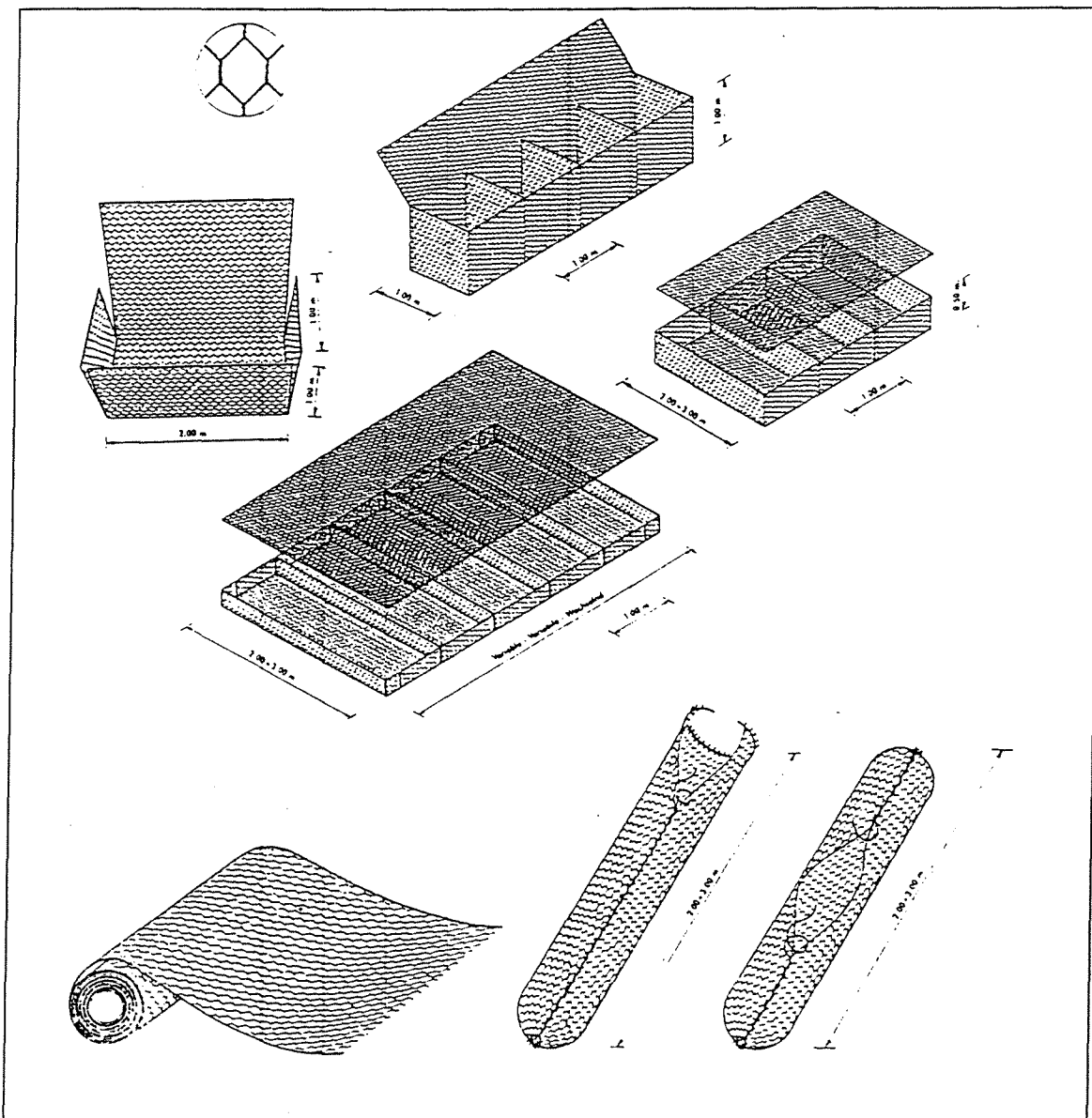
- [29] Rijkswaterstaat-Deltadienst 22RABO-M-83025, december 1982
Asfaltmastiek stortebedden Oosterschelde: beoordeling door externe deskundigen

5. Gabions en Reno-matrassen

5.1 Inleiding

Gabions of schanskorven zijn staaldraadkorven die gevuld worden met ballastmateriaal als stortsteen, staal- of fosforslakken of metselwerkgranulaat. Enkele voorbeelden van de verschillende vormen waarin gabions voorkomen staan in figuur 5.1.

Gabions kunnen worden toegepast bij bodemverdedigingsconstructies als toplaag op een filterconstructie. De zanddichtheidsfunctie wordt dan door een geotextiel of een granulair filter vervuld, terwijl de gabions zorgen voor de benodigde stabiliteit. Hoewel gabions op zichzelf niet als bodemverdediging gebruikt kunnen worden, worden ze hier toch besproken, daar ze een aanzienlijke reductie in de kosten van het ballastmateriaal kunnen geven. Aangezien de zanddichtheidsfunctie meestal door een geotextiel of granulair filter wordt vervuld, worden de gabions slechts besproken op de aspecten stabiliteit (paragrafen 5.2 en 5.3) en duurzaamheid (paragraaf 5.4).



figuur 5.1: Enkele voorbeelden van schanskorven

Vaak wordt in het spraakgebruik onderscheid gemaakt in gabions en matrassen, waarbij een gabion dan blokvormig is (ongeveer gelijke breedte en hoogte) en een matras een veel geringere dikte heeft in verhouding tot de lengte en de breedte. Reno-matrassen zijn gabions met een dikte die beduidend kleiner is dan de lengte en de breedte.

5.2 Stabiliteit van gabions en Reno-matrassen

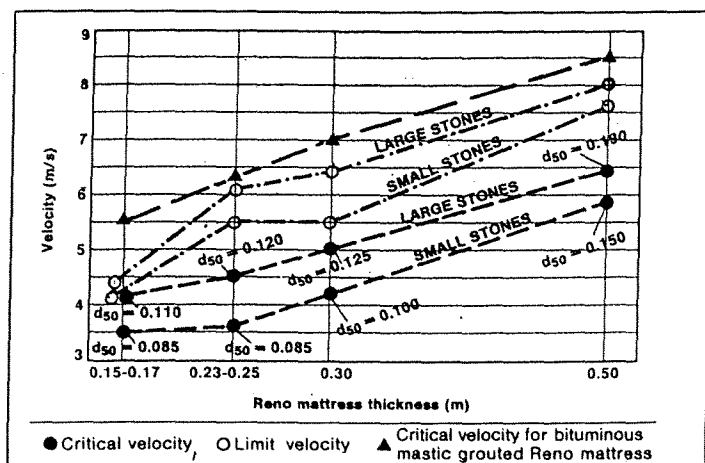
5.2.1 Algemeen

Zowel door Maccaferri, de belangrijkste producent van Reno-matrassen en andere gabions, als door het Waterloopkundig Laboratorium is onderzoek gedaan naar de stabiliteit van Reno-matrassen en gabions onder stroomaanval.

In lit [33] worden door Maccaferri concrete waarden gegeven aangaande de stabiliteit van gabions en Reno-matrassen onder stroomaanval. Deze gegevens zijn dus afkomstig van de fabrikant en moeten dus met enige voorzichtigheid gehanteerd worden. De stabiliteit van gabions en Reno-matrassen hangt af van de dikte van de gabion/matras, de grootte van de steenvulling en de robuustheid van de staaldraadverpakking. De kritieke snelheid -gedefinieerd als die snelheid waarbij nog net geen beweging in de steenvulling optreedt- en de limietsnelheid -waarbij enige vervorming van het matras optreedt door beweging van het vulmateriaal- zijn voor verschillende matrassen en gabions te vinden in tabel 5.1 en figuur 5.2. De snelheden zijn afkomstig van testen uitgevoerd door het Hydraulics Laboratory of the Engineering Research Centre of Colorado State University in Fort Collins, U.S.A. Uit dit onderzoek bleek dat een Reno-matras tenminste twee keer zo stabiel is als losgestorte steen (zie ook figuur 5.3). Bovendien werd vastgesteld dat een Reno-matras een veel geringere dikte behoeft dan losgestorte steen in eenzelfde situatie.

Type	Dikte (m)	Steenvulling		Kritieke snelheid (m/s)	Limietsnelheid (m/s)
		grootte (mm)	d ₅₀ (m)		
Reno-matras	0,15 - 0,17	70 - 100	0,085	3,5	4,2
		70 - 150	0,110	4,2	4,5
	0,23 - 0,25	70 - 100	0,085	3,6	5,5
		70 - 150	0,120	4,5	6,1
	0,30	70 - 120	0,100	4,2	5,5
		100 - 150	0,125	5,0	6,4
Gabion	0,50	100 - 200	0,150	5,8	7,6
		120 - 250	0,190	6,4	8,0

tabel 5.1: Kritieke snelheden voor verschillende soorten gabions en Reno-matrassen (lit [33])



figuur 5.2: Dikte van Reno-matras en gabion bekleding als functie van de stroomsnelheid (lit [33])

Een ander alternatief, dat ook in lit [33] besproken wordt, is een Reno-matras gepenetreerd met zandasfaltmastiek. Zandasfaltmastiek bestaat uit zand, vulstof en bitumen. Door de penetratie met zandasfaltmastiek neemt de vullingsgraad toe en daarmee de effectiviteit van de bodembescherming. Als alle poriën zijn gevuld ontstaat een impermeabele constructie. Het mastiek beschermt bovendien de staaldraadkorf tegen oxidatie, terwijl de staaldraadkorf het geheel treksterkte geeft waardoor de dikte van de constructie aanzienlijk kleiner kan zijn dan van gewone asfaltgepenetreerde stortsteen.

In tabel 5.2 staan de stroomsnelheden die enkele gepenetreerde matrassen en gabions kunnen weerstaan. De resultaten zijn afkomstig uit lokale ervaringen opgedaan met de constructies en uit laboratoriumtesten. Te zien valt dat de stabiliteit inderdaad is toegenomen ten opzichte van gewone Reno-matrassen en gabions (zie ook figuur 5.2).

Type	Dikte (m)	Steengrootte (mm)	u_{kr} (m/s)
Reno-matras	0,15 - 0,17	70 - 90	5,5
	0,23 - 0,25	70 - 120	6,3
	0,30	100 - 150	7,0
Gabion	0,50	100 - 200	8,5

tabel 5.2: Kritieke snelheden voor asfaltgepenetreerde gabions en Reno-matrassen (lit [33])

Ook door het Waterloopkundig Laboratorium is de stroombestendigheid van gabions onderzocht ten behoeve van het mogelijke gebruik van gabions in de bodembeschermingsconstructie van de Oosterschelde stormvloedkering (zie lit [30]). In deze modelproef is de stabiliteit van gabions bij eenparige aanstroming vergeleken met die van betonnen kubussen van gelijke diameter. Ook de stabiliteit van staalslakken is in dezelfde proef bepaald. De resultaten staan in onderstaande tabel weergegeven. Ter vergelijking is ook de waarde van een in het verleden in dezelfde stroomgoot uitgevoerde proef naar de stabiliteit van stortsteen 60-300 kg in de tabel opgenomen.

In tegenstelling tot de kritieke snelheden zoals deze in tabel 5.1 op basis van de stabiliteit van de individuele stenen van de steenvulling zijn bepaald, wordt door het Waterloopkundig Laboratorium in tabel 5.3 van de stabiliteit van de gehele gabion uitgegaan.

elementen	D [m]	Δ [-]	u_{kr} [m/s]	h [m]	C [m ^{1/2} /s]	ψ^1
gabions	0,100	1,08	4,2	2,2	38,2	0,11
gabions	0,062	1,08	3,4	1,7	39,9	0,11
kubussen	0,083	1,73	>3,3	1,7	37,6	>0,054
kubussen	0,060	1,50	2,6	2,1	41,8	0,043
staalslakken	0,080	2,40	3,3	1,7	37,9	0,040
60-300 kg	0,400	1,75	4,1	1,2	22,9	0,045

tabel 5.3: Kritieke stroomsnelheden en waarden van de stabiliteitsparameters ψ en β (lit [30])

¹ Bij de berekening van ψ door het Waterloopkundig Laboratorium is uitgegaan van de ribbe van de gabion. Hierbij is een aanzienlijke vervorming van de gabions toegelaten.

Uit tabel 5.3 blijkt dat de gabions ondanks een kleinere relatieve dichtheid een aanmerkelijk hogere ψ -waarde hebben dan de overige elementen en daarmee dus een aanzienlijk hogere stabiliteit onder dezelfde omstandigheden. Gezien het verschil in ψ -waarde tussen de kubusvormige gabions en de betonnen kubussen kan deze hogere waarde van ψ niet worden toegeschreven aan de vorm van de gabions. Een mogelijke verklaring zou kunnen zijn dat de gabions de mogelijkheid hebben tot het vervormen in stroomrichting, waardoor de sleepkracht op de gabions zou kunnen verminderen. Ook kan door de waterdoorlatendheid van gabions een vermindering in de liftkracht zijn opgetreden.

Opgemerkt moet worden dat de waarden uit tabel 5.3 geldig zijn voor gabions in een stortebed. Uit andere onderzoeken is gebleken dat een individuele gabion met een ribbe van 0,50 m en $\Delta = 0,94$ zijn stabiliteit verliest bij een waarde van circa 1,5 m/s. Een individuele betonnen kubus met $D = 0,50$ m en $\Delta = 0,94$ verliest volgens dezelfde onderzoeken zijn stabiliteit bij een stroomsnelheid van circa 2,8 m/s. Dit is aanmerkelijk lager dan op grond van bovenstaand onderzoek mag worden verwacht voor gabions en betonnen kubussen in een stortebed. Opvallend is de lagere stabiliteit van een individuele gabion ten opzichte van een individuele kubus.

5.3 Dimensionering van gabions en Reno-matrasen

Zowel in lit [30] als lit [33] wordt een berekeningswijze gepresenteerd voor de dimensionering van gabions en Reno-matrasen. Hieruit is gebleken dat de stabiliteit van gabions en Reno-matrasen op twee manieren kan worden geverifieerd: aan de hand van de wrijvingskrachten die de stroming op de gabions/matrasen uitoefent of aan de hand van stroomsnelheden. Beide zullen kort besproken worden.

5.3.1 Verificatie van de stabiliteit met behulp van wrijvingskrachten

Zowel stortsteen als gabions zijn stabiel indien geen beweging van de individuele stenen plaatsvindt. De limiet voor de stabiliteit van de bekleding is dan ook gesteld op het punt waar begin van bewegen van de stenen optreedt.

Voor de bodemschuifspanning is uitgegaan van de volgende relatie:

$$\tau_b = \rho_w \cdot g \cdot \frac{u_{kr}^2}{C^2} \quad (\text{vgl. 5-1})$$

waarin:

- τ_b = bodemschuifspanning [N/m²]
- ρ_w = dichtheid van water [kg/m³]
- g = zwaartekrachtsversnelling [m/s²]
- u_{kr} = kritieke stroomsnelheid [m/s]
- C = Chézy-coëfficiënt = $18 \log 12h/k$ [m^{1/2}/s]
- h = waterdiepte [m]
- k = bodemruwheid ($\approx 2 D$) [m]
- D = ribbe van een gabion of D_n voor stortsteen [m]

Voor een steen met equivalente diameter d_m (= d_{50}) geeft de volgende uitdrukking de Shields-parameter:

$$\psi = \frac{\tau_c}{(\rho_s - \rho_w) \cdot d_m} \quad (\text{vgl. 5-2})$$

Hierin is τ_c de schuifspanning op het punt van begin van bewegen van de individuele stenen. De schuifspanning die op de bekleding uitgeoefend kan worden zonder dat bewegen van de individuele stenen optreedt is dus

$$\tau_c = \psi \cdot (\rho_s - \rho_w) \cdot d_m \quad (\text{vgl. 5-3})$$

Voor de individuele stenen in de gabion geldt nu dat deze stabiel zijn indien geldt:

$$\tau_c \geq \tau_b \quad (\text{vgl. 5-4}).$$

Invullen van vergelijking 5-1 en 5-3 in vergelijking 5-4 levert de meer bekende vergelijking

$$\psi = \frac{u_{kr}^2}{\Delta \cdot C^2 \cdot D} \quad (\text{vgl. 5-5})$$

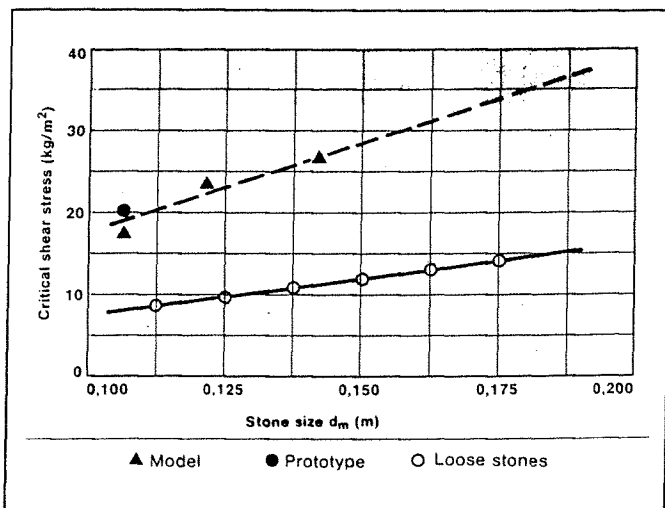
Hierin is:

Δ = relatieve dichtheid van de alternatieven [-]. Bij de bepaling van Δ moet bij gabions rekening gehouden worden met de holle ruimte tussen de stenen:

$$\Delta = \frac{(1 - n) \cdot (\rho_s - \rho_w)}{\rho_w} \quad (\text{vgl. 5-6})$$

waarin n het percentage holle ruimte is.

Voor gabions en Reno-matrassen is gevonden dat $\psi \approx 0,10$ (Simons, Chen, Swenson - Hydraulic tests to develop design criteria for the use of Reno-mattresses, 1983). Deze waarde is gebaseerd op de stabiliteit van de individuele stenen in de steenvulling van de gabions/matrassen en duidt op een stabiliteit die meer dan twee keer zo groot is als die van stortsteen (zie ook figuur 5.3). Ook door het Waterloopkundig Laboratorium is een ψ -waarde bepaald, maar deze waarde van 0,11 (lit [30]) is gebaseerd op de stabiliteit van de gehele gabion en dus niet vergelijkbaar met de waarde van 0,10 zoals die door Simons, Chen en Swenson is bepaald.



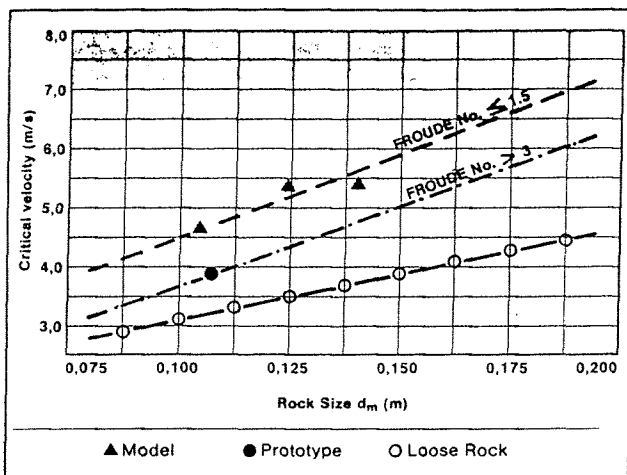
figuur 5.3: Kritieke schuifspanning als functie van de steengrootte

5.3.2 Verificatie van de stabiliteit met behulp van stroomsnelheden

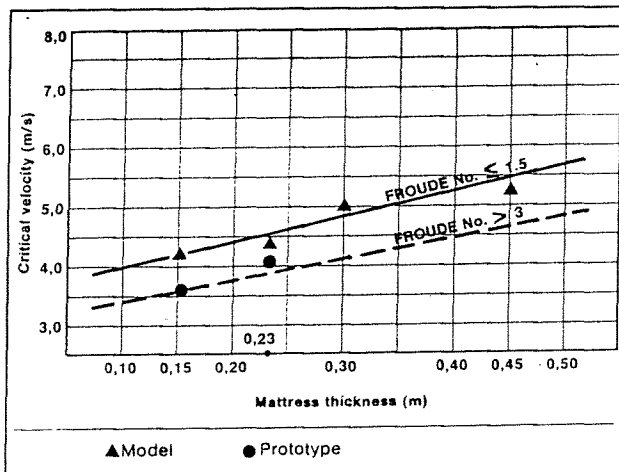
Het is gebruikelijk de stabiliteit van bekledingen te beschouwen aan de hand van de stroomsnelheden in de waterloop in plaats van aan de hand van schuifspanningen. De kritieke stroomsnelheid v_c staat als functie van het Froude-getal en de steengrootte weergegeven in figuur 5.4. In figuur 5.5 staan de resultaten van proeven naar de stroomsnelheid als functie van de matrasdikte. De steenvulling die bij deze proeven gebruikt is staat in onderstaande tabel.

Dikte [m]	Maaswijdte [cm]	Draaddiameter [mm]	Steengrootte [mm]
0,23	8x10	2.4 - 2.7	115 - 150
0,15	6x8	2.0 - 2.2	75 - 150
0,23	6x8	2.0 - 2.2	75 - 150
0,30	6x8	2.0 - 2.2	115 - 150
0,45	8x10	2.4 - 2.7	115 - 190
0,15	6x8	2.0 - 2.2	75 - 150

tabel 5.4: Gebruikte steengrootten bij proeven naar stabiliteit als functie van matrasdikte (lit [33])

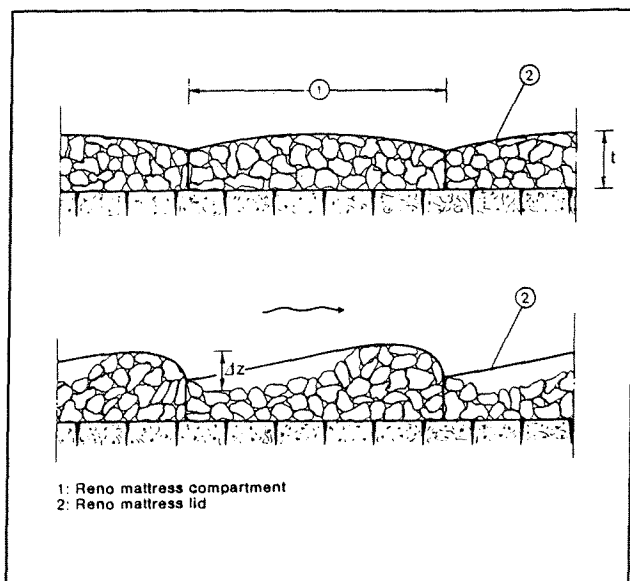


figuur 5.4: Kritieke snelheid als functie van de steengrootte (lit [33])



figuur 5.5: Kritieke stroomsnelheid als functie van matrasdikte (lit [33])

5.3.3 Schatting van vervormingseffecten

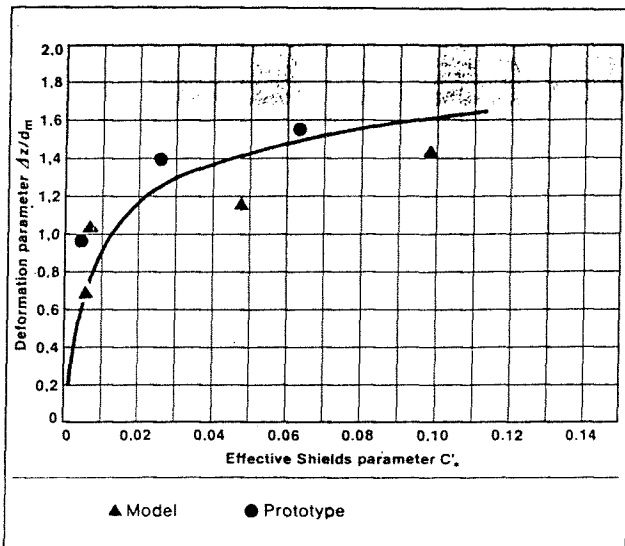


figuur 5.6: Vervorming van een Reno-matras

Als de schuifspanning de kritieke waarde bereikt vindt transport van stenen plaats in benedenstroomse richting (zie figuur 5.6). Toch verandert de bescherming die het matras aan de ondergrond biedt niet, doordat de stroomsnelheid onder het matras nauwelijks verandert ondanks de afgenomen matrasdikte (zie paragraaf 5.3.4).

Om de vervormingsgraad te evalueren wordt de parameter $\Delta z/d_m$ ingevoerd, met Δz = hoogteverschil tussen hoogste en laagste steenoppervlak in het matrascompartiment. De relatie tussen de parameter $\Delta z/d_m$ en de 'effectieve Shields-parameter'

$$\psi' = \frac{\tau_b - \tau_c}{(\rho_s - \rho_w) \cdot d_m} \quad (\text{vgl. 5-7})$$
 wordt weergegeven door de kromme in figuur 5.7.



figuur 5.7: Relatie tussen vervormingsparameter en effectieve Shields-parameter (lit [33])

De reductie in dikte van het bovenstroomse gedeelte van het matras is $\frac{1}{2}\Delta z$. Om nu te verzekeren dat de onderliggende grond niet wordt blootgesteld aan de stroom moet gelden dat

$$\frac{\Delta z}{d_m} = 2 \cdot \left(\frac{t}{d_m} - 1 \right) \quad (\text{vgl. 5-8})$$

met t = matrasdikte.

Uit figuur 5.7 blijkt dat $\Delta z/d_m$ niet toeneemt bij hogere waarden van de effectieve Shields-parameter ψ' . Daarom kunnen Reno-matrasen met een dikte van 1,8 à 2,0 keer de 'stabele steen'-diameter veel zwaardere omstandigheden aan dan de omstandigheden waarvoor ze eigenlijk ontworpen zijn zonder effectiviteit te verliezen.

5.3.4 Stroomsnelheden onder de bekleding - gebruik van filters

De stroomsnelheid op het grensvlak steenvulling-bodem moet laag genoeg zijn om te voorkomen dat deeltjes basismateriaal meegevoerd worden. Aangezien deze stroomsnelheid voornamelijk afhangt van het verhang en de grootte van de poriën tussen de stenen (en daarmee dus van de steengrootte) zal de stroomsnelheid praktisch constant blijven onder variërende omstandigheden en dikten van het Reno-matras.

De stroomsnelheid onder het matras wordt bepaald met de formule van Manning (lit [33]):

$$v_b = \frac{1}{n_f} \cdot \left(\frac{d_m}{2} \right)^{2/3} \cdot i^{1/2} \quad (\text{vgl. 5-9})$$

v_b = stroomsnelheid op grensvlak Reno-matras/ondergrond [m/s]

n_f = ruwheidscoëfficiënt van de ondergrond

$n_f = 0,02$ (geotextiel of geen filter)

$n_f = 0,025$ (filter van grind)

De gemiddelde steengrootte is d_m , dus $d_m/2$ is aangenomen als de hydraulische straal voor stromend water onder het Reno-matras.

Deze stroomsnelheid v_b moet vergeleken worden met de stroomsnelheid v_e die de ondergrond kan weerstaan. Voor cohesieve gronden kan deze snelheid uit figuur 5.8 gehaald worden. Voor niet-cohesieve gronden kan deze snelheid berekend worden met de formule van Shields.

Indien een geotextiel gebruikt wordt, wordt de stroming door het geotextiel gereduceerd. Op het grensvlak met de ondergrond is de stroomsnelheid v_b met een factor 2 tot 4 gereduceerd, zelfs als het filter is dichtgeslagen (lit [33]).

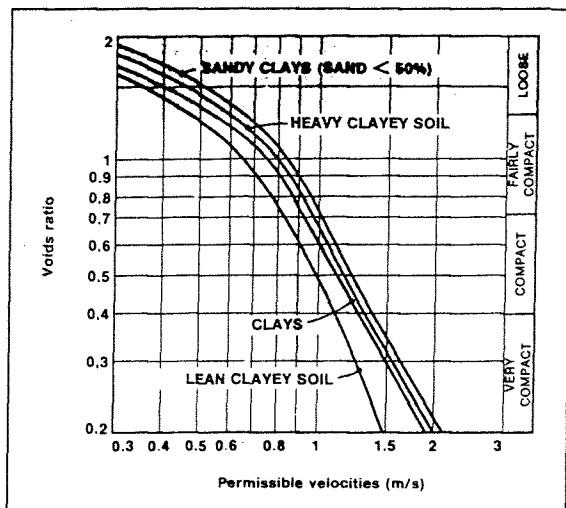
Als bij gebruik van een geotextiel onder het matras de stroomsnelheid op het grensvlak filter/ondergrond toch groter is dan de toegestane stroomsnelheid moet een grindfilter toegepast worden. Dit filter moet een dikte hebben tussen de 0,15 en 0,20 meter en tenminste groter zijn dan:

$$S = \frac{d_v}{f} \cdot \left[1 - \left(\frac{v_e}{v_b} \right)^2 \right] \quad (\text{lit [33]}) \quad (\text{vgl. 5-10})$$

met f = coëfficiënt van darcy-Weisbach (=0,05)

$$d_v = \text{equivalente poriediameter} = \frac{1}{5} \cdot d_{50}^{\text{filter}}$$

De gradering van het filter wordt bepaald volgens de bekende filterregels.



figuur 5.8: maximum snelheid v_e voor cohesieve gronden (lit [33])

5.3.5 Stabiliteit van zandasfaltgepenetreerde Reno-matrasen en gabions

Door grouten met mastiek wordt de weerstand tegen stroming verbeterd. Het mastiek voorkomt bewegen van de stenen in het matras. Het criterium 'begin van beweging' kan dus niet gebruikt worden om de stabiliteit te definiëren. De wijze en oorzaak van vervorming is compleet anders dan voor niet-gegroute Reno-matrasen en gabions. De grotere stabiliteit van gegroute matrassen en gabions is te zien in figuur 5.2.

5.3.6 Verschillen tussen Reno-matrasen en stortsteenbekledingen

Bekledingen van stortsteen en van Reno-matrasen of gabions hebben gemeen dat ze zijn opgebouwd uit steen en daarom zijn de stabiliteitsberekeningen gebaseerd op dezelfde theorie. Waar een bekleding van stortsteen echter bestaat uit individuele stenen hebben gabions en Reno-matrasen daarbovenop een stalen korf. Hierdoor hebben Reno-matrasen en gabions enige voordelen boven losgestorte stenen:

- De Shields-coëfficiënt voor Reno-matrasen en gabions is tenminste twee keer zo hoog als voor stortsteen. Dit betekent dat voor dezelfde hydraulische omstandigheden de gemiddelde steendiameter voor de gabions en Reno-matrasen de helft is van de gemiddelde stortsteendiameter. Omgekeerd is de kritieke stroomsnelheid voor gabions en Reno-matrasen $\sqrt{2}$ keer zo hoog als voor stortsteen als dezelfde steendiameter wordt toegepast.
- De voorwaarde 'begin van bewegen' is voor stortsteen een grenstoestand. Wordt deze overschreden dan treedt progressieve schade aan de lining op doordat de afzonderlijke elementen worden meegenomen door de stroom. Bij Reno-matrasen en gabions echter wordt een nieuwe evenwichtstoestand met het vervormde matras of gabion verkregen. In deze vervormde toestand

kan het matras of de gabion nog zwaardere omstandigheden het hoofd bieden zonder verdere vervorming.

- c) Door de kleinere steendiameter die in het Reno-matras of de gabion gebruikt kan worden is de stroomsnelheid op het grensvlak filter/ondergrond klein. Dit beperkt de noodzaak tot het toepassen van filters of geotextielen.
- d) Reno-matrasen en gabions hoeven minder dik te zijn dan lagen stortsteen. De minimale laagdikte voor zowel gabions/Reno-matrasen als stortsteen is vaak 1,5 tot 2 keer de gemiddelde steendiameter. Doordat de benodigde minimale steendiameter kleiner is kunnen gabions en Reno-matrasen economischer uitgevoerd worden.

Naast bovenstaande onderzoeken is zowel in Australië (C.T. Brown - some factors affecting the use of Maccaferri gabions and Reno-mattresses for coastal revetments, october 1979) als in Nederland (Delft Geotechnics - Reno-mattresses as bank protection in navigation fairways, december 1989) nog onderzoek gedaan naar de stabiliteit van Reno-matrasen onder golfaanval op een talud. Aangezien hieruit echter geen resultaten gehaald konden worden die van toepassing zijn op Reno-matrasen als bodembescherming wordt op deze onderzoeken niet nader ingegaan.

5.4 Duurzaamheid

De duurzaamheid van gabions wordt bepaald door de duurzaamheid van het materiaal waarin de stenen verpakt zitten. Dit verpakkingsmateriaal kan bestaan uit verzinkt staal, geplastificeerd staal en roestvrij staal en kan worden aangetast door chemische of mechanische aantasting. Onder chemische aantasting wordt oxidatie van het staal verstaan. Mechanische aantasting bestaat uit het schuren van stenen en zand over en in het pakwerk waardoor dit uiteindelijk zal bezwijken.

Over de bestandheid tegen oxidatie van het pakwerk is het volgende bekend:

- De chemische duurzaamheid van gabions van verzinkt staal is afhankelijk van de zuurtegraad van het water. Deze wordt uitgedrukt in de pH-waarde van het water, waarbij een pH-waarde kleiner dan 6 duidt op zuur water en een pH-waarde groter dan 6 op een basisch milieu. De invloed van de pH is klein voor pH-waarden tussen 6 en 12. Er zijn voorbeelden bekend van verzinkte gabions van 15 jaar oud die nog geen enkele aantasting vertonen.
- De chemische duurzaamheid van geplastificeerd staal is afhankelijk van de duurzaamheid van de PVC-coating die om het staal heen zit. Deze coating kan verweren onder invloed van zonlicht. Bij waterdiepten van meer dan enige meters zal dit echter geen rol spelen. Gesteld kan worden dat de PVC-coating bijzonder bestendig is tegen invloeden van buitenaf. Oxydatie van het onderliggende materiaal treedt alleen op als de PVC-coating beschadigd is door mechanische invloeden van buitenaf (stenen en zand die over het pakwerk schuren).
- Over de chemische levensduur van roestvrij stalen korven zijn geen gegevens gevonden. Aangenomen wordt dat deze bij roestvrij stalen pakwerken in het geheel geen rol spelen.

De mate van slijtage van het pakwerk (mechanische aantasting) wordt voornamelijk bepaald door de mate waarin de stenen binnen in het pakwerk bewegen. Deze mate van beweging van de steenvulling is afhankelijk van de mate waarin vervorming van de gabion wordt toegestaan en de frequentie waarmee de belasting van richting wisselt. Als wordt uitgegaan van de kritieke stroomsnelheid (zie tabel 5.1) vindt geen beweging van de steenvulling plaats en dus ook geen slijtage van het pakwerk. Wordt echter uitgegaan van de limietsnelheid dan zal de gabion vervormen en zal slijtage optreden. Deze slijtage zal zeer beperkt zijn als de belasting steeds in dezelfde richting werkt, zoals bijvoorbeeld het geval is bij een bekleding van een kanaal. Als echter de belasting zeer vaak van teken wisselt gedurende de geplande levensduur van de gabion (bijvoorbeeld als deze wordt toegepast achter een stormvloedkering) kan de slijtage aanzienlijk zijn. In dit laatste geval wordt dan ook aanbevolen gebruik te maken van de kritieke stroomsnelheid en niet van de limietsnelheid.

5.5 Wijze van uitvoering van gabions en Reno-matrassen

Gabions zijn tot op heden voornamelijk toegepast als vooroeververdediging in rivieren en in de teenconstructie van zeedijken. De gabions worden dan met een kraan, al dan niet bevestigd aan een stalen frame, een voor een op hun plaats gezet.

Reno-matrassen worden voornamelijk toegepast als bekleding van kanalen. Ze worden meestal vanaf een ponton te water gelaten door het ponton, nadat een van de uiteinden is gefixeerd, in lengterichting van de mat te verhalen. Een andere methode is het afzinken met behulp van een stalen frame waaraan het matras is bevestigd. Dit frame wordt vervolgens met een kraan naar de bodem gebracht waar het matras wordt neergelegd en afgekoppeld. Enige voorbeelden van gebruikte methoden om Reno-matrassen op hun plaats te zetten zijn te vinden in bijlage 4.

Enige aspecten die essentieel zijn voor het goed functioneren van een gabion- of matrasconstructie zijn:

- De gabion of matras moet goed gevuld zijn met ballastmateriaal. Indien de gabion of matras niet voldoende of onzorgvuldig is gevuld met stenen of grind, kan de vulling teveel bewegen. Dit kan leiden tot verweking van de ondergrond en daardoor vervormingen van de constructie.
- De ondergrond moet goed verdicht zijn.

5.6 Kosten Maccaferri schanskorven

Over de kosten van gabions en matrassen zijn weinig gegevens gevonden. Ter indicatie worden hier de kosten van een duinvoetverdediging bestaande uit Maccaferri schanskorven gepresenteerd (lit [32]):

Korven: levering f25,- per m² (0,5 m hoog, 1 m breed)
(verzinkt = 100%; geplastificeerd = 135%; rvs = 230%)
verwerking f15,- per m²

Steen: de kosten van grof grind (80-200mm) liggen een factor 1,6 hoger dan de kosten van gewone breuksteen, namelijk circa f65,- per ton (levering + aanbrengen)

Filter: leveren + aanbrengen filterdoek f5,- à f10,- per m²

5.7 Referenties

- [30] Waterloopkundig Laboratorium R 1795, 1982
Stormvloedkering Oosterschelde: stroombestendigheid gabions, verslag modelonderzoek
- [31] Rijkswaterstaat, directie Sluizen en Stuwen, hoofdafdeling Waterbouw, mei 1990
Rekenregels voor waterbouwkundig ontwerpen
- [32] Bouwdienst Rijkswaterstaat, 1993
Schanskorven deel I en II
- [33] Officine Maccaferri S.P.A., januari 1985
Flexible linings in Reno mattress and gabions for canals and canalized water courses

6. Analyse en extrapolatie van de literatuurgegevens

6.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden de gegevens die uit de literatuurstudie naar voren zijn gekomen geanalyseerd en wordt besproken welke problemen op kunnen treden bij extrapolatie naar een situatie met grotere waterdiepten en hogere stroomsnelheden.

De resultaten van de analyse van de stabiliteitsgegevens zijn te vinden in paragraaf 6.2.2. In deze paragraaf zijn per bodemverdedigingsalternatief de stabiliteitscoëfficiënten β en ψ per stromingssituatie in tabelvorm weergegeven. De berekeningen die aan deze tabel ten grondslag liggen zijn te vinden in de bijlagen 5 tot en met 8. Vervolgens worden in paragraaf 6.2.3 enige woorden gewijd aan de extrapolatie van deze gegevens.

In paragraaf 6.3 worden in het kort enige aspecten aangaande de zanddichtheid van de verschillende bodemverdedigingsalternatieven besproken.

Tenslotte worden in paragraaf 6.4 en verder de uitvoeringsaspecten geanalyseerd en wordt gekeken naar problemen die met de extrapolatie samenhangen. De analyse bestaat voornamelijk uit een inventarisatie van de grenzen die golven en stroming stellen aan de werkbaarheid van de toegepaste uitvoeringsmethodieken. Vervolgens wordt uitgebreid stilgestaan bij de extrapolatie naar grotere waterdiepten en hogere stroomsnelheden.

6.2 Stabiliteit

6.2.1 Algemeen

Naar de stabiliteit van de in dit afstudeerwerk onderzochte typen bodemverdediging is in het verleden veel onderzoek gedaan in zowel schaal- als prototypeproeven. Deze proeven, die met uitzondering van gabions en Reno-matrassen allemaal gedaan zijn in het kader van de Oosterschelde stormvloedkering, zijn echter toegespitst op de aldaar toegepaste bodemverdedigingsconstructies en bevatten alleen indicaties voor de stabiliteit van de aldaar toegepaste constructies bij een bepaalde stroomsnelheid.

Doel van de analyse is nu het afleiden van stabiliteitscoëfficiënten die algemeen toegepast kunnen worden in de formules van Shields en Izbash, zodat de stabiliteit van een vergelijkbare constructie onder een willekeurige belasting bepaald kan worden. Bij het bepalen van deze stabiliteitscoëfficiënten gaat het bij alle matconstructies (blokkenmat, steenasfaltmat, asfaltmastiëkmats en Reno-matras) om het bepalen van de stabiliteit van het middendeel, de overlappende rand en de rand ter plaatse van de ontgrondingskuil. Uit de analyse volgen dan ook verschillende waarden voor de stabiliteitscoëfficiënten voor deze drie gevallen.

In het algemeen wordt de stabiliteit van bodemverdedigingsconstructies berekend met behulp van de formules van Shields of Izbash:

$$\text{Shields:} \quad \Delta \cdot D_{\min} \geq \frac{u_{kr}^2}{\psi \cdot C^2} \quad (\text{vgl. 6-1})$$

Δ = relatieve gewicht van de constructie onder water [-]

D_{\min} = benodigde minimale steendiameter of constructiedikte [m]

u_{kr} = kritieke stroomsnelheid [m/s]

ψ = kritieke Shields-parameter [-]

C = Chézy-coëfficiënt [$m^{1/2}/s$]; $C = 18 \cdot \log \left(\frac{12h}{2D_n} \right)$ (White-Colebrook) of

$$C = 25 \cdot \left(\frac{h}{D_n} \right)^{1/6} \text{ (Manning-Strickler)}$$

Izbash: $\Delta \cdot D_{\min} \geq \beta \cdot \frac{u_{kr}^2}{2g}$ (vgl. 6-2)

β = stromingscoëfficiënt [-]

g = zwaartekrachtsversnelling [m/s^2]

Waar het nu om draait is het vinden van de waarden voor de coëfficiënten ψ (voor de toepassing van Shields) en β (voor de toepassing van Izbash). Zijn deze immers bekend, dan kan met bovenstaande formules de benodigde minimale dikte van de constructie voor een bepaalde stroomsnelheid berekend worden.

6.2.2 Resultaten van de analyse

In tabel 6.1 op de volgende pagina staan de resultaten samengevat van de analyse van de gegevens uit het literatuuronderzoek. De berekeningen die aan de bepaling van de coëfficiënten β en ψ ten grondslag liggen staan per alternatief vermeld in bijlage 5 tot en met 8. Opgemerkt moet worden dat de waarden van ψ en β zijn bepaald voor grote waterdiepten ($h/d_{50} > 20$) en turbulente omstandigheden.

Voor de stabiliteit van zowel de overlappende rand als de rand ter plaatse van de ontgrondingskuil is omklappen voor de blokken-, steenasfalt- en asfaltmastiëmat het enige bezwijkcriterium. Voor de overlappende rand van Reno-matrassen is niet het omklappen van de rand maatgevend maar het bewegen van de individuele stenen in de steenvulling. Dit komt door de grote porositeit van Reno-matrassen, waardoor de stenen in de steenvulling zullen verplaatsen voordat voldoende drukverschil is opgebouwd om de matras te doen omklappen. De stabiliteit van de rand ter plaatse van de ontgrondingskuil wordt bij Reno-matrassen wel bepaald door het omklappen van de rand. Bij gabions wordt, analoog aan stortsteen, alleen onderscheid gemaakt tussen de stabiliteit van het middendeel en de gabions die grenzen aan de ontgrondingskuil, omdat er bij gabions geen overlappende randen zijn. Voor de stabiliteit van het middendeel gelden per alternatief andere bezwijkcriteria. Deze worden hieronder kort genoemd:

- Het bezwijkcriterium voor de zowel de bestorte als de onbestorte blokkenmat is klappen van het kunststofdoek tussen de blokken.
- Bij de stabiliteit van de staalslakken tussen de blokken is de grens gelegd bij begin van bewegen van de staalslakken.
- Bij de steenasfaltmat en de asfaltmastiëmat heeft de stroming geen invloed op de stabiliteit van het middendeel omdat deze alternatieven een gladde, ononderbroken laag vormen. Er is dus ook geen waarde van β of ψ bepaald.
- Bij gabions en Reno-matrassen zijn twee bezwijkcriteria in de beschouwing meegenomen: het criterium van begin van beweging van de stenen in het matras/gabion waarmee β_{kr} is berekend en het criterium waarbij enige vervorming van het matras/gabion wordt toegelaten (β_1).
- Het bezwijkcriterium voor de stabiliteit van het middendeel van gegrouete gabions is niet bekend.

De waarde van de coëfficiënt ψ (voor toepassing van Shields) is alleen te bepalen voor de stabiliteit van het middendeel van de verschillende alternatieven. Bij de stabiliteit van de randen gaat het om

een relatie tussen het optredende drukverschil en de stroomsnelheid, welke is te herschrijven tot de relatie van Izbash (zie bijlage 5, paragraaf 4 en bijlage 6, paragraaf 3). De waarden van ψ moeten met enige voorzichtigheid gebruikt worden, daar in de berekening van deze waarden een aanname is gedaan voor de hydraulische ruwheid C en deze ruwheid van grote invloed is op ψ .

Voor het gebruik van de coëfficiënten wordt verwezen naar de opmerkingen die per alternatief zijn gemaakt onder de tabel.

Materiaal	Situatie	stabiliteitscriterium	Methode	
			Izbash	Shields
Blokkenmat (bestort)	Middendeel	klapperen doek	$\beta = 0,10$	$\psi = 0,067$
	Overlappende rand	omklappen rand	$\beta = 0,16$	
	Rand ontgrondingskuil	omklappen rand	$\beta = 0,56$	
	Stabiliteit slak	begin van bewegen slak	$\beta = 0,25$	
Blokkenmat (onbestort)	Middendeel	klapperen doek	$\beta = 0,06$	$\psi = 0,162$
	Overlappende rand	omklappen rand	$\beta = 0,22$	
	Rand ontgrondingskuil	omklappen rand	$\beta = 0,74$	
Steenasfaltmat	Middendeel	loslaten korrelfractie	n.v.t.	n.v.t.
	Overlappende rand	omklappen rand	$\beta = 0,22$	
	Rand ontgrondingskuil	omklappen rand	$\beta = 0,56$	
Asfaltmastiek	Middendeel	opdrijven mat	n.v.t.	n.v.t.
	Overlap (geen hechting)	omklappen rand	$\beta = 0,46$	
	Rand ontgrondingskuil	omklappen rand	$\beta = 1,38$	
Gabions	Middendeel	begin van bewegen steenvulling enige vervorming gabion	$\beta_{kr} = 0,15^1$ $\beta_l = 0,09^1$	$\psi = 0,10$ 5
	Rand ontgrondingskuil	begin van bewegen steenvulling enige vervorming gabion	$\beta_{kr} = 0,30^1$ $\beta_l = 0,18^1$	
Reno-matrassen	Middendeel	begin van bewegen steenvulling enige vervorming matras	$\beta_{kr} = 0,16 - 0,22^1$ $\beta_l = 0,10$ of $0,17^{1,4}$	$\psi = 0,10$ 5
	Overlappende rand	omklappen rand	$\beta = 0,08^2$ of $\beta_{kr} = 0,16 - 0,22^1$ $\beta_l = 0,10$ of $0,17^1$	
	Rand ontgrondingskuil	omklappen rand	$\beta = 0,28^2$ of $\beta_{kr} = 0,32 - 0,44^1$ $\beta_l = 0,20$ of $0,34^1$	
Gabions (gegrout)		onbekend	$\beta = 0,19$	- 3
Reno-matrassen (gegrout)	Middendeel	onbekend	$\beta = 0,14 - 0,17$	- 3
	Overlappende rand	omklappen rand	$\beta = 0,46$	
	Rand ontgrondingskuil	omklappen rand	$\beta = 1,38$	
Stortsteen	Middendeel	begin van bewegen stenen	$\beta = 0,7$	$\psi = 0,03$
	Rand ontgrondingskuil	begin van bewegen stenen	$\beta = 1,4$	

tabel 6.1: Waarden van β en ψ voor verschillende bodemverdedigingsconstructies

- De waarden van β_{kr} en β_l zijn gebaseerd op de kritieke snelheid u_{kr} respectievelijk de limietsnelheid u_l uit de tabel 5.1. De waarde van β_{kr} moet gebruikt worden indien er geen beweging in de steenvulling mag optreden. Indien wel enige vervorming van de matras/gabion is toegestaan mag β_l gebruikt worden. Bij gebruik van β_{kr} en β_l moet de d_{50} van de steenvulling gebruikt worden in plaats van de matrasdikte/gabionribbe.
- Matrasdikte invullen in formule van Izbash.
- Deze waarde is niet bepaald daar de hydraulische ruwheid van de in de proef gebruikte gabions/matras niet bekend is.
- Uit een aantal metingen bleek dat $\beta_l = 0,10$ behalve voor het matras met dikte 0,15 - 0,17 meter. Voor dit matras bleek $\beta_l = 0,17$.
- Gebaseerd op de d_{50} van de steenvulling. In de formule van Shields moet dan ook deze d_{50} ingevuld worden in plaats van de gabion/matrasdikte.

Blokkenmat

- Voor de berekening van Δ wordt verwezen naar bijlage 5.
- De waarde van de hydraulische ruwheid C van de bestorte blokkenmat is gebaseerd op de ruwheid van de staalslakken en berekend met behulp van de formule van Manning.
- Opvallend is de lagere waarde van β van het middendeel van een onbestorte blokkenmat ten opzichte van een bestorte blokkenmat. Dit betekent niet dat een onbestorte blokkenmat hogere stroomsnelheden kan weerstaan dan een bestorte blokkenmat met eenzelfde hoeveelheid vaste ballast. De lagere waarde van β voor de onbestorte betonblokkenmat wordt veroorzaakt door de aanzienlijk lagere waarde van Δ voor de onbestorte blokkenmat ten opzichte van de bestorte blokkenmat (0,49 om 1,30). Hierdoor volgt uit de berekening een lagere waarde van β voor de onbestorte blokkenmat, ondanks het feit dat een bestorte blokkenmat een hogere kritieke stroomsnelheid kan weerstaan (6,5 m/s voor de bestorte blokkenmat om 5,2 m/s voor de onbestorte blokkenmat). Het geeft echter wel aan dat het erg effectief is om de ballast aan de mat te bevestigen.

Steenasfaltmat

- De stabiliteit van het middendeel van de steenasfaltmat wordt bepaald door de turbulente drukfluctuaties die boven de mat optreden. De traagheid waarmee de drukken onder de mat zich aanpassen bepaalt de mate van over- of onderdruk onder de mat. Deze traagheid is afhankelijk van de doorlatendheid van de steenasfaltmat. De optredende overdrukken moeten gecompenseerd worden door het gewicht van de matconstructie onder water. De stabiliteit van het middendeel van de steenasfaltmat is dus niet geheel onafhankelijk van de dikte van de mat. Op basis van de beschikbare gegevens kon echter geen stabiliteitsparameter afgeleid worden.

Asfaltmastiek

- De stabiliteit van het middendeel van de asfaltmastiekmat wordt volledig bepaald door de overdrukken die onder deze waterdichte bodemverdediging op kunnen treden. Gesteld wordt dat de overdruk Δh kleiner dan of gelijk moet zijn aan het gewicht van de asfaltmastiekmat onder water:

$$\Delta h < d \cdot \left(\frac{\rho_a}{\rho_w} - 1 \right)$$

Gabions en Reno-matrassen

- Bij gabions en Reno-matrassen kan gekozen worden een bepaalde mate van vervorming te accepteren, daar uit literatuur is gebleken dat de constructie daar niet zwakker van wordt. In dat geval mag gebruik gemaakt worden van β_1 . Als ervoor gekozen wordt de grens te leggen bij het begin van bewegen van de individuele stenen in het gabion / Reno-matras moet de waarde van β_{KR} gebruikt worden. Deze keuze wordt bepaald door de mate van slijtage van het pakwerk die verwacht wordt indien men ervoor kiest een bepaalde mate van vervorming te accepteren. Indien de belasting overwegend in een richting werkt zal de slijtage aan het pakwerk acceptabel zijn, omdat de matras/gabion dan slechts een keer vervormd en daarna in deze vervormde toestand blijft. Wisselt de belasting echter vaak van richting, dan zal ook de steenvulling vaak heen en weer bewegen in het pakwerk en zal de slijtage veel groter zijn. Aanbevolen wordt in dit laatste geval gebruik te maken van β_{KR} .
- Bij het gebruik van de formules van Shields en Izbash voor het bepalen van de stabiliteit van het middendeel van niet-gegroute gabions en matrassen moet niet de dikte van het matras maar de d_{50} van de steenvulling ingevuld worden. Voor gegroute gabions en matrassen moet wel de matrasdikte ingevuld worden.
- Bij het bepalen van de stabiliteit van de randen bij Reno-matrassen moet bekeken worden welk faalmechanisme maatgevend is: omklappen van de rand (waarbij de dikte van het matras in de formule van Izbash ingevuld moet worden) of het bewegen van de individuele stenen van de steenvulling (waarbij de waarde van de d_{50} van de steenvulling gebruikt moet worden). Welke van

beide faalmechanismen maatgevend is hangt af van de gekozen dikte van het matras. Aanbevolen wordt het matras een dikte van 1,8 tot 2 keer de minimaal benodigde steendiameter te geven.

- Bij gabions die grenzen aan de rand van de ontgrondingskuil gaat het om het bepalen van de stabiliteit van de steenvulling, waarbij de waarde van β_{kr} of β_1 , analoog aan losgestorte steen, twee keer zo groot wordt genomen.
- De waarde van β_{kr} van het middendeel van niet-gegroute Reno-matrassen is niet constant voor een bepaalde steenvulling maar varieert met de dikte van het toegepaste matras. Voor de bepaling van β_{kr} voor een specifiek Reno-matras wordt verwezen naar figuur 1 in bijlage 8.
- Voor de waarde van β_1 voor niet-gegroute Reno-matrassen geldt:

matrasdikte < 0,20	$\beta_1 = 0,17$
matrasdikte > 0,20	$\beta_1 = 0,10$
- De waarde van β voor gegroute matrassen neemt toe bij toenemende matrasdikte. Voor de bepaling van β voor gegroute Reno-matrassen wordt verwezen naar figuur 2 in bijlage 8.

Met de coëfficiënten uit tabel 6.1 kan nu de benodigde dikte van een bepaald type bodemverdediging onder een willekeurige belasting bepaald worden. Vervolgens kan dan op basis van een kostenvergelijking een keuze tussen de verschillende alternatieven gemaakt worden. Uit de tabel volgt dat de stabiliteit van de randen meestal maatgevend is. Bij deze randen zullen dus speciale maatregelen genomen moeten worden, zoals verzwaren met randbalken of afstorten met stenen of gabions. Opvallend is de veel grotere stabiliteit van gabions in vergelijking met gestorte steen.

6.2.3 Extrapolatie van de stabiliteitsgegevens

De stabiliteitscoëfficiënten die in tabel 6.1 vermeld staan mogen ook voor de zwaardere ontwerpomstandigheden gebruikt worden, omdat de stroomomstandigheden in de situatie waarnaar geëxtrapolerd wordt vergelijkbaar zijn met de omstandigheden waar tot op heden ervaring mee is opgedaan. Schaaleffecten spelen geen rol meer omdat de waterdiepte in de proeven waarop de coëfficiënten gebaseerd zijn voldoende groot is. Ook in de prototype-situatie is de waterdiepte dermate groot dat van schaaleffecten geen sprake meer is. Bij matconstructies wordt vijf tot tien meter aangehouden als grens waarboven schaaleffecten geen rol meer spelen (lit [13]). Bij constructies bestaande uit losgestorte steen is deze diepte nog geringer.

6.3 Zanddichtheid

De zanddichtheid van zowel de blokkenmat, de steenasfaltmat en eventueel het Reno-matras wordt gewaarborgd door een kunststof weefsel. Door te kiezen voor een geometrisch dicht weefsel is de zanddichtheid voor iedere stroomsnelheid verzekerd. Bij extrapolatie naar een situatie met hoge stroomsnelheden vormt het waarborgen van de zanddichtheid dus geen onoverkomelijk probleem.

Asfaltmastiek is zowel zand- als waterdicht (mits het goed is uitgevoerd), dus hoeven ten behoeve van de zanddichtheid geen speciale maatregelen genomen te worden, ook niet bij extrapolatie naar een situatie met hoge stroomsnelheden.

6.4 Uitvoering blokken- en steenasfaltmat

6.4.1 Analyse blokken- en steenasfaltmat

Uit de literatuurstudie zijn ten aanzien van de werkbaarheid in het Oosterschelde-project de volgende grenzen naar voren gekomen (lit [10]):

- maximale significante golfhoogte 1m

- maximale stroomsnelheid 1,5 m/s

Met name de maximale stroomsnelheid waarbij nog gewerkt kan worden is in een getijgebied van belang, daar deze stroomsnelheid bepalend is voor de tijd waarin afgezonken kan worden. Deze stroomsnelheid kan in een getijgebied van te voren voorspeld worden, zodat berekend kan worden hoeveel tijd er voor de afzinkprocedure beschikbaar is. De optredende golfhoogten zijn veel moeilijker te voorspellen, omdat deze afhankelijk zijn van lokale verschijnselen (met name windvelden) die moeilijk voorspelbaar zijn. Wat gedaan kan worden is aan de hand van beschikbare windgegevens een schatting maken van de tijd dat de golven te hoog zijn om te werken.

Het afzinken van een mat met een lengte van 200 meter duurde in het Oosterschelde-project ongeveer 1,5 uur en begon op het moment van kentering. Op dat moment was de zinkbalk reeds nauwkeurig gepositioneerd en kon met het afrollen van de mat worden begonnen.

De tijdens het afzinken optredende kracht K in het kunststofweefsel is in hoge mate afhankelijk van de stroomsnelheid V . Hiernaast is deze kracht ook afhankelijk van de waterdiepte (h), de breedte b van de mat en het gewicht G van de ballast (zie ook figuur 2.9). De optredende kracht tijdens de uitvoering wordt bepaald met de volgende formules, welke afkomstig zijn uit lit [15]:

$$K_{sh} = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot b \cdot h \cdot C_h \quad (\text{vgl. 2-4})$$

$$K_{sv} = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot b \cdot h \cdot C_v \cdot e^{r \cdot \alpha} \quad (\text{vgl. 2-5})$$

$$G_b = \rho_b \cdot b \cdot h_b \cdot g$$

$$G_o = (\rho_b - \rho_w) \cdot b \cdot h_o \cdot g$$

$$K_{sv} = K_1 \cdot \cos \beta - G_b - G_o \quad \Rightarrow \quad K_1 = \frac{K_{sv} + G_b + G_o}{\cos \beta} \quad (\text{vgl. 2-7})$$

$$K_{sh} = K_a - K_1 \cdot \sin \beta \quad \Rightarrow \quad K_a = K_{sh} + K_1 \cdot \sin \beta \quad (\text{vgl. 2-8})$$

6.4.2 Extrapolatie blokken- en steenasfaltmat

Bij extrapolatie naar een situatie met een grotere waterdiepte en hogere stroomsnelheden in zowel uitvoerings- als gebruiksfase neemt de kracht in het kunststoffilter drastisch toe omdat zowel de stroomsnelheid, het ballastgewicht en de waterdiepte toenemen. Dit blijkt ook in bijlage 9 waar aan de hand van bovenstaande formules de kracht in de blokkenmat is berekend die optreedt bij vergroting van respectievelijk de stroomsnelheid V , de waterdiepte h , het ballastgewicht G en de breedte b . Vergelijking met de optredende kracht van 169 kN/m zoals die uit het Oosterschelde-project naar voren is gekomen laat een aantal interessante dingen zien:

- vergroting van de stroomsnelheid V van 1,5 naar 3,0 m/s heeft, bij gelijkblijvende diepte en ballastgewicht) een drastische vergroting van de kracht K tot gevolg: $K = 478$ kN/m.
- de optredende kracht in de mat is nagenoeg evenredig met de waterdiepte h : vergroting van de waterdiepte met een factor 1,33 (van 30 tot 40 meter) levert een vergroting van de kracht met een factor 1,31 op (van 169 naar 221 kN/m).
- vergroting van de breedte van de mat levert alleen een vergroting van de absolute kracht op de mat op (van 5074 kN bij een breedte van 30 meter tot 6764 kN bij een breedte van 40 meter). Vanzelfsprekend verandert de kracht per strekkende meter niet.
- vergroting van het ballastgewicht brengt uiteraard ook een vergroting van de optredende kracht in de mat met zich mee. Een vergroting van het ballastgewicht van 200 kg/m² tot 250 kg/m² levert een vergroting van de kracht van 169 kN/m tot 185 kN/m.

De oplossing van dit probleem kan gezocht worden hetzij in een reductie van de kracht K zoals die door de stroming op de mat wordt uitgeoefend dan wel in een vergroting van de door de mat opneembare kracht K. Als het gewicht van de ballast niet in de beschouwing wordt meegenomen (omdat deze in verband met de stabiliteit van de bodemverdediging in de gebruiksfase als harde randvoorwaarde uit het ontwerpproces naar voren komt) zijn er drie oplossingswijzen denkbaar:

1. vergroten van de opneembare kracht K
2. beperken van de 'diepte' h
3. verkleinen van de uitvoeringstijd
4. verkleinen van de optredende stroomsnelheid

ad 1) Vergroten van de opneembare kracht K

De door de blokkenmat opneembare kracht K kan vergroot worden door een zwaarder weefsel toe te passen of door het toepassen van wapeningsdraden. Hierdoor nemen echter de materiaalkosten per m² bodembescherming toe.

Bovendien is het de vraag of deze oplossingsmethode bij extrapolatie naar hoge stroomsnelheden nog wel toereikend is. Immers, een kleine vergroting van de stroomsnelheid V heeft grote gevolgen voor de door de mat op te nemen kracht K. Een vergroting van de stroomsnelheid waarbij nog gewerkt moet worden van 1,5 m/s (de huidige maximale snelheid waarbij nog blokkenmatten zijn afgezonken) naar 3,0 m/s betekent bijna een verdrievoudiging van de op te nemen kracht. Indien deze kracht (478 kN/m) door staaldraden zal moeten worden opgenomen (1100 mm²/m), betekent dit een forse toename van de prijs van de mat per vierkante meter van f17,16 (bij een aangenomen staalprijs van f2000,- per ton).

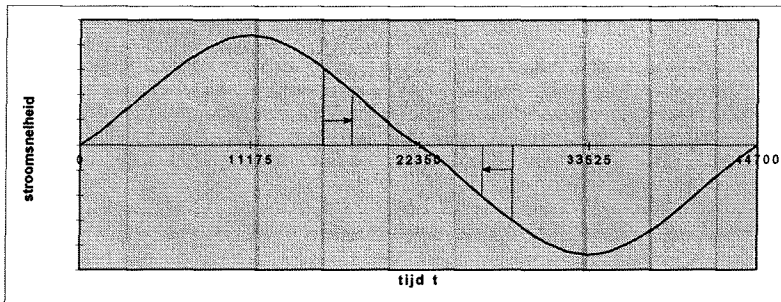
Niet alleen de sterkte van de mat speelt een rol, ook de sterkte van de ankerdraden is van belang. Deze ankerdraden moeten de kracht in de blokkenmat afvoeren naar de ondergrond. Indien nu de kracht in de blokkenmat toeneemt moeten ofwel dikkere of meer draden toegepast worden danwel draden van een ander materiaal gebruikt worden. Aangezien de blokkenmat echter gevoelig is voor beschadigingen door ankerdraden is het wenselijk het aantal draden zo beperkt mogelijk te houden. Ook kunnen de draden niet onbeperkt dik gemaakt worden, daar de handelbaarheid van de draden dan in het geding komt. Een mogelijke oplossing kan dan zijn het gebruik van draden van een sterker materiaal dan staal, zoals bijvoorbeeld Kevlar. Deze draden zijn echter veel duurder dan stalen ankerdraden, zodat ook deze oplossing de prijs per m² van de constructie niet ten goede zal komen.

Concluderend kan gesteld worden dat indien gekozen wordt voor het vergroten van de opneembare kracht dit de kostprijs van de blokkenmat zal doen toenemen.

ad 2) Beperken van de 'diepte' h

De kracht K die het kunststofweefsel op moet nemen neemt rechtevenredig toe met toenemende waterdiepte bij het afzinken vanaf een drijvende rol. Verkleinen van de aangestroomde matlengte onder water van de blokkenmat is een methode om de krachten in het weefsel en de ankerdraden te beperken. Dit verkleinen van de lengte kan gebeuren door de matten alleen af te zinken op de laagwaterkentering of door te kiezen voor een alternatieve uitvoeringswijze waarbij de zinkrol in zijn geheel wordt afgezonken tot op de bodem en vervolgens op de bodem wordt afgerold. Een groot voordeel van deze laatste methode is dat de stroomsnelheden aan de bodem bij een logaritmisch snelheidsprofiel veel kleiner zijn dan aan het oppervlak, zodat ook de krachten op het benodigde materieel veel kleiner zijn. Deze optie lijkt veelbelovend.

ad 3) Verkleinen van de uitvoeringstijd



figuur 6.1: Verkleinen van uitvoeringstijd beperkt de stroomsnelheid

Door het verkleinen van de uitvoeringstijd per afzinkcyclus worden de stroomsnelheden beperkt gehouden (zie figuur 6.1). Deze cyclustijd is afhankelijk van de snelheid van verhalen V_s en de lengte

van de af te zinken mat: $T \propto \frac{L_{mat}}{V_s}$

Verkleinen van de matlengte bekort dus de cyclustijd. Nadeel is dat met een kortere matlengte een groter aantal cycli uitgevoerd moeten worden, zodat de totale uitvoeringstijd langer zal worden. Dit kan opgevangen worden door meerdere 'afzinkploegen' in te zetten indien een langere bouwtijd niet acceptabel is. Dit brengt uiteraard een verhoging van de aanlegkosten met zich mee. Bovendien brengt een bekorting van de matlengte een groter aantal overlappingsen met zich mee, wat de prijs van de mat per m^2 zal doen toenemen.

Ook een hogere verhaalsnelheid bekort de tijd die benodigd is voor het afzinken van een blokkenmat. Een verhoging van de verhaalsnelheid zal de uitvoeringsnauwkeurigheid echter nadelig beïnvloeden. Er zal een afweging gemaakt moeten worden tussen de te realiseren nauwkeurigheid en de snelheid van verhalen, waarbij een hoge vereiste nauwkeurigheid een lage verhaalsnelheid met zich mee brengt en vice versa.

ad 4) Verkleinen van de optredende stroomsnelheid

De optredende stroomsnelheid kan ook verkleind worden door alleen matten af te zinken bij gemiddeld getij of minder. Ook deze optie brengt een langere uitvoeringstijd met zich mee, omdat op deze wijze het aantal werkbare dagen op voorhand al met de helft wordt gereduceerd. Indien een langere uitvoeringstijd niet acceptabel is, kan dit worden opgevangen door meerdere afzinkploegen in te zetten. Dit brengt een verhoging van de aanlegkosten met zich mee.

Conclusie

Geconcludeerd kan worden dat er genoeg mogelijkheden zijn om de blokkenmat ook bij grotere waterdiepten en hogere stroomsnelheden dan in het Oosterschelde-project op dezelfde wijze uit te voeren, echter tegen hogere kosten. Zijn deze hogere kosten niet acceptabel, dan moet een andere wijze van uitvoering gezocht worden. Hierbij is het afrollen van de mat op de bodem een veelbelovende optie.

6.5 Uitvoering asfaltmastiek

6.5.1 Analyse asfaltmastiek

Het verdeelapparaat heeft een breedte van 5 meter, waarmee een 5 meter brede baan asfaltmastiek wordt aangebracht door de mastiek uit 16 openingen met een diameter van 10 cm te laten stromen. Bovendien is een ontzandingsinstallatie op het apparaat aangebracht waarmee het zand dat zich op de onderliggende strook bevindt verwijderd wordt. Dit is noodzakelijk omdat een kleine zandlens reeds voldoende is om de hechting tussen twee aangebrachte stroken onmogelijk te maken.

De lengte van de stortpijp waarmee het mastiek vanaf de menginstallatie op het dek naar het verdeelapparaat getransporteerd wordt heeft een lengte van 60 meter. Met deze pijp kan tot een diepte van 40 meter gewerkt worden. De snelheid van aanbrengen van het asfaltmastiek is ± 4 m / minuut.

Ten aanzien van de werkbaarheid golden in het Oosterschelde-project de volgende grenzen:

- maximale golfhoogte $H_s = 0,75$ meter. Bij grotere golfhoogten kunnen de schepen die voor de toevoer van materialen zorgen niet meer langs zij komen liggen.
- de krachten op de lieren van het asfaltschip worden te groot bij een stroomsnelheid van 2,2 m/s. Bovendien bestaat bij een stroomsnelheid van 2 m/s en hoger het gevaar van doorkomen van het anker.
- Bij hoge stroomsnelheden en grote waterdiepten wordt de buigspanning in de stortpijp te groot. Bij een waterdiepte van 30 meter ligt de grens bij een stroomsnelheid van 1,7 m/s.

Aangezien er over de invloed van golven op de optredende krachten in de stortpijp niets bekend is, wordt aangenomen dat de stromingskrachten maatgevend zijn zolang de golfhoogte kleiner is dan 0,75 meter.

6.5.2 Extrapolatie asfaltmastiek

Bij extrapolatie naar grotere waterdiepten en stroomsnelheden spelen een tweetal aspecten een rol: de kracht die de stroming op de stortpijp uitoefent en de kracht op de lieren en ankers. De kracht op de lieren en ankers wordt niet als maatgevend beschouwd, daar het mogelijk is zwaardere lieren en ankers toe te passen dan in het Oosterschelde-project gebruikt zijn. In het onderstaande wordt enkel ingegaan op de kracht in de stortpijp.

Kracht op de stortpijp

De kracht K die de stroming op de stortpijp uitoefent is evenredig met de diameter d van de pijp, de stroomsnelheid V in het kwadraat, de lengte l en de vorm van de pijp, alsmede van de vorm en afmetingen van het verdeelapparaat:

$$K \propto d \cdot l \cdot V^2 \cdot f(\text{vorm pijp}) \cdot f(\text{vorm en afmetingen verdeelapparaat})$$

Deze kracht zorgt voor een verplaatsing van het uiteinde van de pijp die binnen bepaalde grenzen moet blijven. Indien nu de kracht op de stortpijp onaanvaardbaar groot dreigt te worden kan worden gekozen voor een versteviging van de pijp (optie a) of voor het beperken van de kracht. Om de kracht in de pijp beperkt te houden zijn een aantal oplossingen mogelijk:

- a) verstevigen van de stortpijp
- b) verkleinen van de pijpdiameter d
- c) beperken van de stroomsnelheid
- d) optimaliseren vorm van pijp en verdeelapparaat

ad a) Verstevigen van de pijp

Verstevigen van de pijp kan gebeuren door de dikte van de pijp te vergroten of door het aanbrengen van een extra bevestigingspunt. Met het vergroten van de dikte van de pijp neemt de stijfheid hiervan toe, wat resulteert in een geringere uitwijking aan het ondereinde van de pijp. De tweede optie, het aanbrengen van een extra bevestigingspunt, zou kunnen gebeuren door kabels van voor- en achterzijde van het schip naar het uiteinde van de pijp te spannen. Dit zou echter betekenen dat deze kabels onder het schip aan het pijpuiteinde moeten worden bevestigd, wat bijzonder lastig te realiseren is. Een andere mogelijkheid is het aanbrengen van een apart aangedreven schroef onder aan de pijp die, afhankelijk van de stroomsnelheid, een bepaalde kracht op het ondereinde van de pijp uitoefent. Ook hiermee wordt de uitwijking van het ondereinde van de pijp beperkt gehouden.

ad b) Verkleinen van de pijpdiameter d

Om de asfaltmastiek met een bepaalde snelheid over een zekere breedte op de bodem aan te brengen moet een zeker debiet door de pijp kunnen stromen. Dit debiet is afhankelijk van de viscositeit van de mastiek en de pijpdiameter (grote diameter → relatief klein wandoppervlak → relatief weinig wandwrijving → groter debiet per m² pijppoppervlak). Om bij een kleinere pijpdiameter eenzelfde debiet te halen moet de stroomsnelheid van de mastiek in de pijp groter worden. Hiertoe moet de viscositeit van de mastiek omlaag. Deze viscositeit is echter aan bepaalde grenzen gebonden (in verband met de verwerkbaarheid) en kan niet onbeperkt worden verlaagd. Indien de viscositeit als vaststaand gegeven wordt beschouwd kan de pijpdiameter alleen verkleind worden indien met meerdere pijpen wordt gewerkt. Hiermee wordt de kracht in de individuele pijp beperkt gehouden, de kracht op het schip en dus ook op de lieren en ankers neemt echter toe doordat het totale aangestroomde pijppoppervlak toeneemt.

ad c) Beperkt houden van de stroomsnelheid V

Analoog aan de blokkenmat kan ook bij de asfaltmastiekmat de stroomsnelheid beperkt worden gehouden door de uitvoeringstijd te beperken. Indien een verlenging van de totale bouwtijd niet gewenst is betekent dit dat een hogere produktie moet worden gedraaid in de tijd dat wel gewerkt kan worden. Deze produktie wordt beïnvloed door een aantal factoren:

- verhaalsnelheid van het asfaltschip
- breedte van het verdeelapparaat
- maximale capaciteit van de stortpijp
- maximale capaciteit van de installaties op het asfaltschip die zorgen voor de toevoer van mastiek naar de stortpijp. Deze wordt verder buiten beschouwing gelaten.

De verhaalsnelheid V_s wordt bepaald door de laagdikte d , de breedte van het verdeelapparaat b en het stortpijpdébet Q :

$$V_s = \frac{Q}{b \cdot d}$$

Vergroten van de verhaalsnelheid bij gegeven breedte van het verdeelapparaat b en laagdikte d kan alleen als de stortpijpcapaciteit voldoende is. Vergroten van deze capaciteit kan door de diameter van de pijp te vergroten. Hiermee wordt de kracht in de pijp echter wel vergroot, daar het aangestroomde oppervlak hierdoor toeneemt. Toch is het een goede oplossing, omdat het beperkt houden van de stroomsnelheid een grotere invloed heeft dan de toegenomen breedte van de stortpijp ($K \propto V^2 \cdot b_{pijp}$).

Ook is het mogelijk de breedte van het verdeelapparaat te vergroten bij gelijkblijvende verhaalsnelheid en laagdikte. Hiervoor geldt ook dat dit alleen mogelijk is als het stortpijpdébet vergroot wordt door een grotere pijpdiameter toe te passen. Een breder verdeelapparaat brengt echter

ook al een groter aangestroomd oppervlak met zich mee, bovenop de extra kracht in de stortpijp door de grotere diameter. Beter is het dus het asfaltschip sneller te verhalen.

ad d) Optimaliseren van de vorm van de pijp en het verdeelapparaat

Beperken van de kracht in de pijp kan gebeuren door het stroomlijnen van de pijp en het verdeelapparaat. De kracht op een voorwerp in stromend water wordt vaak berekend met $F = C_D \cdot A \cdot 1/2 \cdot \rho \cdot u^2$, waarbij de factor C_D bepaald wordt door het getal van Reynolds en de vorm van het voorwerp. Voor $Re > ca 10^5$ (zoals hier het geval is) is het verschil in C_D tussen een cylinder en een gestroomlijnd voorwerp een factor 10! Dit betekent dat de kracht die de stroming op de stortpijp uitoefent met een factor 10 kan worden teruggebracht door de pijp te stroomlijnen. Voor het stroomlijnen van het verdeelapparaat zijn geen exacte gegevens beschikbaar, maar het is aannemelijk dat stroomlijnen van het verdeelapparaat ook een aanzienlijke reductie van de kracht zal geven.

Conclusie

Resumerend kan gesteld worden dat het aanbrengen van een asfaltmastiekmat zonder al te veel dure aanpassingen op dezelfde wijze in dieper water met hogere stroomsnelheden kan worden aangebracht zoals dat in het Oosterschelde-project is gedaan. Het is dus niet noodzakelijk voor het aanbrengen van een asfaltmastiekmat onder zwaardere uitvoeringsomstandigheden een geheel nieuwe werkmethode te ontwikkelen. Stroomlijnen van de pijp lijkt vooralsnog een veelbelovende optie.

6.6 Uitvoering gabions en Reno-matrassen

6.6.1 Analyse gabions en Reno-matrassen

Gabions zijn tot op heden voornamelijk toegepast als vooroeververdediging in rivieren en in de teenconstructie van zeedijken en dus nog niet in een situatie met een grote waterdiepte en hoge stroomsnelheden. Reno-matrassen zijn voornamelijk toegepast als bekleding van kanalen, maar ook reeds als bedekking van pijpleidingen. Hoewel in deze laatste situatie wel sprake is van een grote waterdiepte, is de oppervlakte die bedekt moet worden gering. Bij bodemverdedigingen draait het juist vaak om grote oppervlakten die bedekt moeten worden. Hiermee is nog geen ervaring opgedaan op grote waterdiepte.

Gabions kunnen niet met een steenstorter vanaf de waterlijn gestort worden in verband met het scheuren van de staaldraadkorf. Bovendien zou de onderliggende constructie (granulair filter, geotextiel) dan beschadigd kunnen worden. Gabions worden daarom veelal bevestigd aan een stalen frame en met een kraan op hun plaats gezet.

Reno-matrassen worden meestal vanaf een ponton te water gelaten door het ponton, nadat een van de uiteinden is gefixeerd, in lengterichting van de mat te verhalen. Een andere methode is het afzinken met behulp van een stalen frame waaraan het matras is bevestigd. Dit frame wordt vervolgens met een kraan naar de bodem gebracht waar het matras wordt neergelegd en afgekoppeld. Enige voorbeelden van gebruikte methoden zijn te vinden in bijlage 4.

6.6.2 Extrapolatie gabions en Reno-matrassen

Gabions

Bij grote waterdiepten en stroomsnelheden is het naar de bodem brengen van grote gabions met een kraan een bewerkelijke operatie. Door de grote waterdiepte duurt het laten vieren en weer ophijzen van het frame relatief lang.

Er moet dus gezocht worden naar een methode om de gabions gecontroleerd naar de bodem te brengen waarmee het toch mogelijk is een aanzienlijke productie te halen. Gedacht kan worden aan een soort omgekeerde emmerbaggermolen, waarbij de gabions boven op het schip in een mandje worden gezet en vervolgens langs een ladder naar beneden worden getransporteerd alwaar het mandje omklapt en de gabions op de bodem achterblijven. Op deze wijze is er sprake van een continu proces waarbij een redelijke productie gehaald kan worden. Ook is het mogelijk te denken aan een soort stortpijp waarin de gabions liggen opgestapeld en waar om de zoveel tijd een gabion uit gelost wordt.

Reno-matrassen

Ook de methoden waarmee Reno-matrassen aan de grond worden gebracht lijken niet zo geschikt voor werken waarbij sprake is van grote waterdiepten en stroomsnelheden. Het afzinken met behulp van een kraan en een frame is erg bewerkelijk. Bovendien oefent de stroming dermate grote krachten uit op het frame en het matras dat het proces moeilijk controleerbaar is bij grotere stroomsnelheden.

De methoden waarbij met behulp van een ponton met een hellend vlak het matras aan de grond gebracht wordt lijken niet veel geschikter, omdat de stroming ook hier dermate grote krachten op zowel het matras als het materieel uitoefent dat het proces zeer moeilijk controleerbaar wordt. Ook de afzinkmethode zoals die bij de blokken- en steenasfaltmat is toegepast, dus het afzinken met behulp van een rol, lijkt niet zo geschikt omdat Reno-matrassen veel zwaarder en stijver zijn dan blokken- en steenasfaltmatten.

Er moet dus gezocht worden naar een nieuwe uitvoeringsmethode voor het afzinken van Reno-matrassen op grote waterdiepten. Hierbij kan gedacht worden aan een soort fabricage in situ, waarbij eerst de stortsteen op de bodem wordt aangebracht en deze steen vervolgens met een wapeningsnet wordt afgedekt.

7. Case-study: Golf van Khambhat

7.1 Inleiding

In dit laatste hoofdstuk worden de resultaten van hoofdstuk 6 toegepast in een concreet geval: de bodembescherming van de afsluitdam in de Golf van Khambhat.

Waar het in dit hoofdstuk om draait is niet zozeer het tot in detail uitwerken van het ontwerp van de bodembescherming maar veeleer om een meer algemene beschouwing waarbij de vraag beantwoord moet worden of kan worden volstaan met bekende technieken, materiaal en materieel of dat er nieuwe technieken of materiaal/materieel toegepast moeten worden.

De opbouw van dit hoofdstuk is als volgt: in paragraaf 7.2 worden achtereenvolgens een situatiebeschrijving, de doelstelling en de randvoorwaarden en uitgangspunten gegeven. In de paragrafen 7.3, 7.4 en 7.5 wordt vervolgens het ontwerp van de bodemverdediging besproken, waarbij ook de uitvoeringsaspecten zullen worden meegenomen. Het voor de uitvoering benodigde materiaal, materieel en hulpwerken komen in paragraaf 7.6 aan bod, waarna de belangrijkste conclusies tenslotte volgen in paragraaf 7.7.

7.2 Projectbeschrijving

7.2.1 Situatiebeschrijving

De Golf van Khambhat is een zeearm gelegen in de deelstaat Guarajat in het noordwesten van India. In dit estuarium monden verschillende rivieren uit, waarvan de Narmada River veruit de grootste en belangrijkste is. Afsluiting van deze zeearm zou mogelijkheden bieden op verschillende gebieden: irrigatie, visserij, landaanwinning, transport (over land en over water) en opwekking van getijde-energie.

De afsluiting van de Golf van Khambhat is echter een project van enorme afmetingen. Het reservoiroppervlak op gemiddeld zeeniveau wordt geschat op 1150 km². Het getijverschil varieert van 7 meter bij doodtij tot 11 meter bij springtij. De combinatie van dit grote getijverschil en het grote kombergingsoppervlak zorgt voor enorm hoge stroomsnelheden in de verschillende uitvoeringsfasen. De gemiddelde waterdiepte is ruim 20 meter.

De mogelijkheden om de afsluiting te realiseren zijn onderzocht door Haskoning en de Rijkswaterstaat (lit [34] en [35]). Dit heeft geresulteerd in een afsluitstrategie waarbij de bouw van de afsluitdam is opgesplitst in zeven fasen (zie figuur 7.1). De duur van iedere fase wordt geschat op ongeveer een jaar:

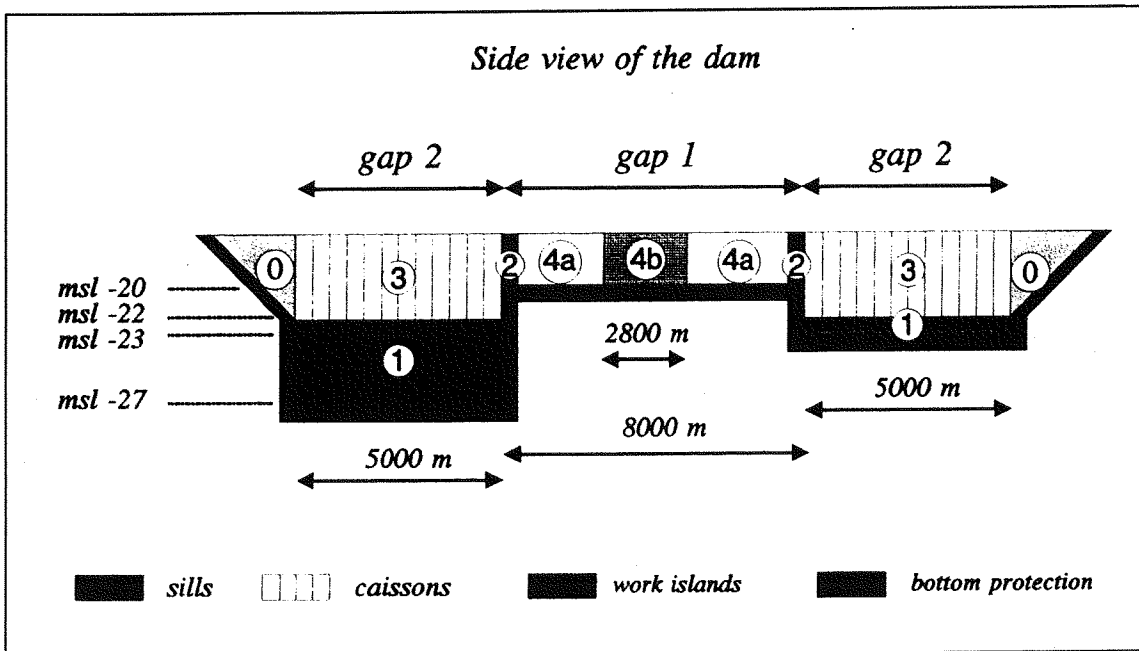
0. Aanleg van de dammen in de ondiepe gedeelten nabij de kustlijn
1. Aanleg van twee drempels, ieder met een lengte van vijf kilometer, tot een niveau van MSL -22 m inclusief de bodemverdediging over het hele damtracé
2. Bouw van twee werkeilanden
3. Plaatsen doorlaatcaissons op de drempels, welke de laatste sluitgaten vormen
4. Aanleg van de dam tussen de beide werkeilanden
5. Maken van de caissondeuren in de caissons
6. Sluiten van de caissondeuren en verdere dam afbouwen

De bij deze afsluitstrategie behorende stroomsnelheden in de verschillende uitvoeringsfasen zijn reeds berekend door de Rijkswaterstaat. Deze snelheden worden gebruikt om de dimensies van de toplaag

van de bodemverdediging te berekenen. De lengte van de bodemverdediging wordt overgenomen uit een aanvullende studie (lit [36]). Dit hoofdstuk richt zich op het bepalen van de verticale opbouw van de bodemverdediging.

De bodemverdediging wordt voor drie verschillende lokaties berekend:

1. Achter de dam in sluitgat 1 als deze is afgesloten tot er nog 2800 meter open is (achter 4a in figuur 7.1)
2. Achter het laatste damgedeelte in sluitgat 1 waarmee dit sluitgat helemaal gesloten wordt (achter 4b in figuur 7.1)
3. Achter de caissons, waarbij onderscheidt wordt gemaakt in het gedeelte waar de bodemverdediging op MSL -27 komt te liggen en het gedeelte waar de bodemverdediging op MSL -23 wordt aangebracht (achter respectievelijk nummers 1 en 3 in figuur 7.1)



figuur 7.1: Verschillende fasen van de uitvoering van de afsluitdam (lit [35])

7.2.2 Doelstelling

Doel van dit hoofdstuk is het bepalen of de alternatieven die zijn onderzocht in dit afstudeerwerk in het Golf van Khambhat-project met reeds bekende technieken uitvoerbaar zijn of dat van nieuwe nog te ontwikkelen technieken gebruik gemaakt moet worden. Hiertoe zullen de dimensies van de in dit afstudeerwerk onderzochte alternatieven aan de hand van de coëfficiënten uit tabel 6.1 bepaald worden en beoordeeld worden op hun uitvoerbaarheid.

7.2.3 Randvoorwaarden en uitgangspunten

De randvoorwaarden en uitgangspunten worden, analoog aan paragraaf 1.4.2, onderscheiden in vier categorieën: hydraulische, grondmechanische, geometrische en uitvoeringstechnische randvoorwaarden en uitgangspunten. Deze zijn afkomstig uit het haalbaarheidsrapport (lit [35]).

1) Hydraulische randvoorwaarden en uitgangspunten

- De maximale stroomsnelheden in de sluitgaten bij een getijverschil van 11m (springtij), omdat deze situatie maatgevend is voor het bepalen van de stabiliteit van de toplaag van de bodemverdediging.
- De belasting U op de bodemverdediging wordt vermenigvuldigd met een factor K die de turbulentie van de stroming achter de drempel tot uitdrukking brengt. Deze turbulentiefactor wordt geschat op 1,4 voor zowel stroming langs de damhoofden in gat 1 als voor stroming over een drempel door de caissons (gat 2). Deze waarde van 1,4 voor stroming door de caissons is slechts geldig als de caissons een gestroomlijnde vorm hebben.
- $\rho_{\text{water}} = 1015 \text{ kg/m}^3$

Locatie	u_{max} [m/s]	K [-]
1	6.38	1.4
2	7.74	1.4
3 MSL -27 m	7.81	1.4
3 MSL -23 m	7.81	1.4

tabel 7.1: Maximale stroomsnelheden voor de verschillende bodemverdedigingslocaties

2) Grondmechanische randvoorwaarden en uitgangspunten

- De grond in het gebied is slechts afschuivingsgevoelig en niet zettingsgevoelig.
- De gemiddelde diameter D_{50} van het bodemmateriaal is 0,7 mm.

3) Geometrische randvoorwaarden en uitgangspunten

- Alleen de in dit afstudeerwerk onderzochte bodemverdedigingsalternatieven zullen in beschouwing worden genomen.
- Sluitgat 1 wordt afgesloten door middel van een horizontale steensluiting, sluitgat 2 door middel van een caissonsluiting.
- De benodigde minimale lengte van de bodemverdediging wordt overgenomen uit lit [36], een aanvulling op het haalbaarheidsrapport. Voor de achtereenvolgende locaties geldt dat de bodemverdediging aan weerszijden van de dam een lengte moet hebben van (zie ook figuur 7.2, figuur 7.4 en figuur 7.6):

$$\text{Locatie 1: } L_{\text{bodemverdediging}} = 115 + 35 \text{ (halve dam)} + 50 \text{ (veiligheidsmarge)} = 200 \text{ meter}$$

$$\text{Locatie 2: } L_{\text{bodemverdediging}} = 155 + 35 \text{ (halve dam)} + 100 \text{ (veiligheidsmarge)} = 290 \text{ meter}$$

$$\text{Locatie 3: } L_{\text{bodemverdediging}} = 220 + 40 \text{ (halve drempel)} + 100 \text{ (veiligheidsmarge)} = 360 \text{ m.}$$

4) Uitvoeringstechnische randvoorwaarden en uitgangspunten

- De toegepaste steen heeft een dichtheid van 2700 kg/m^3 .
- De porositeit van de gestorte steen en de steenvulling van de gabions en matrassen is 40 %.
- $\rho_{\text{beton}} = 2400 \text{ kg/m}^3$
- De maximale kracht die door het kunststofweefsel zonder wapening kan worden opgenomen bedraagt 300 kN/m .
- De dynamische krachten op de mat worden geschat op 25% van de stroomkrachten. Dit betekent dat de kracht per strekkende meter die door de stroming tijdens het leggen op de mat wordt uitgeoefend niet groter mag zijn dan 240 kN/m^1 . Als deze kracht groter is, wordt de mat versterkt met staaldraden.
- Voor de staaldraden die worden toegepast om het kunststofweefsel te versterken wordt uitgegaan van een maximale trekkracht van 435 N/mm^2 .

De bodemverdediging wordt nu uitgerekend voor de genoemde drie locaties. Hierbij wordt gebruik gemaakt van de coëfficiënten uit tabel 7.1. Aangezien niet voor ieder alternatief de waarde van ψ is uitgerekend en deze waarde bovendien minder betrouwbaar is wordt steeds gebruik gemaakt van de formule van Izbash.

7.3 Ontwerp bodemverdediging lokatie 1 (achter 4a)

7.3.1 Bepalen dimensies bodemverdediging

De maximale stroomsnelheid achter de dam bij lokatie 1 is 6,38 m/s. Deze stroomsnelheid blijft gelijk over de gehele lengte van de bodemverdediging (dus geen afname van de stroomsnelheid met toenemende afstand uit de as van de dam). Het bodemniveau is MSL -20 meter.

Voor de mogelijke alternatieven is voor iedere situatie de benodigde dikte van de mat d_{mat} of de benodigde gemiddelde diameter van de steenvulling d_{50} in het geval van gabions of matrassen

bepaald met behulp van de formule van Izbash: $D = \beta \cdot \frac{(K \cdot U_{max})^2}{\Delta \cdot 2 \cdot g}$. In deze formule is, analoog aan

de formule van Shields, de gemiddelde maximale stroomsnelheid U_{max} vermenigvuldigd met een factor K . Hiervoor is de waarde 1,4 gekozen, dezelfde waarde die gebruikt is in lit [35]. De resultaten staan weergegeven in tabel 7.2.

Alternatief	middendeel			zijrand			rand ontgrondingskuil		
	Δ	β	D_{mat}/D_{50}	Δ	β	D_{mat}/D_{50}	Δ	β	D_{mat}/D_{50}
Blokkenmat (bestort)	1,18	0,10	0,34 m	1,18	0,16	0,55 m	1,18	0,56	1,93 m
Blokkenmat (onbestort)	0,82 ¹	0,07	0,35 m	0,82	0,22	1,09 m	0,82	0,74	3,66 m
Steenasfaltmat	0,97	n.v.t.	0,20 m ²	0,97	0,22	0,92 m	0,97	0,56	2,34 m
Asfaltmastiek	1,0	-	0,96 m ³	1,0	-	0,96 m	1,0	1,38	5,61 m
Gabions	1,66	0,09	0,22 m	1,66	0,09	0,22 m	1,66	0,18	0,44 m
Reno-matras	1,66	0,10	0,24 m	1,0 ⁴	0,16	0,63 m	1,0 ⁴	0,28	1,13 m
Stortsteen op blokkenmat	1,66	0,25 ⁵	0,61 m	1,66	0,7	1,71 m	1,66	1,4	3,43 m

tabel 7.2: Benodigde dimensies van de alternatieven in de verschillende stromingssituaties

- 1 Gebaseerd op $\epsilon = 0,4$
- 2 Aangenomen dikte, veiligheidshalve wat groter dan in het Oosterschelde-project
- 3 Aangenomen dikte, gebaseerd op het verschil in verval over de drempel tussen Oosterschelde en Golf van Khambhat
- 4 Δ gebaseerd op de matrasdikte omdat omklappen maatgevend is
- 5 Gebaseerd op het beschut achter de blokken liggen van de stortsteen

Onderstaand zal kort bij de verschillende alternatieven stil worden gestaan.

Bestorte blokkenmat

De bestorte blokkenmat is berekend met een percentage vrije ruimte ϵ van 50%. Bij deze ϵ moeten de blokken op de mat een hoogte van 0,34 meter hebben. Bij afstorten van de blokkenmat met stortsteen is een minimale steendiameter van 0,61 meter vereist. Dit is veel groter dan de hoogte van de blokken op de mat terwijl de waarde van β gebaseerd is op het beschut liggen van de stortsteen achter de betonblokken. Aangezien dit hier niet het geval is moet gerekend worden met $\beta = 0,7$ om de stabiliteit van de afstortsteen te bepalen. Hiermee wordt de benodigde diameter van de afstortstenen 1,71 meter wat veel te groot is.

Een andere mogelijkheid is afstorten met gabions. De d_{50} van de steenvulling is dan 0,22 meter. De gabions hebben een hoogte van ongeveer twee keer de gemiddelde steendiameter, dus d_{gabion} wordt 0,44 meter. Aangezien de stabiliteit van de gabions niet gebaseerd is op het beschut achter de blokken liggen van de gabions hebben de betonblokken op de mat slechts als functie het netjes aan de grond

brengen van de mat en verliezen ze hun functie als de mat is afgestort met gabions. Er kan dan volstaan worden met veel minder ballast wat voordelen heeft in de uitvoeringsfase.

Bij de zijrand en de rand ter plaatse van de ontgrondingskuil moeten speciale maatregelen genomen worden om te zorgen dat deze niet omklappen. Hierbij kan gedacht worden aan het toepassen van randbalken of het afstorten met gabions of afdekken met een Reno-matras. Aangezien niet bekend is hoe deze randbalk te dimensioneren wordt gekozen voor afstorten met gabions of afdekken met een Reno-matras. De zijrand kan worden afgestort met dezelfde gabions als voor het middendeel gebruikt wordt of worden afgedekt met een Reno-matras met een dikte van $2 \cdot 0,24 = 0,48$ meter. De rand ter plaatse van de ontgrondingskuil kan worden afgestort met gabions met $d_{\text{gabion}} = 2 \cdot 0,44 = 0,88$ meter of afgedekt met een Reno-matras van 1,13 meter. Gabions hebben het nadeel dat deze de ontgrondingskuil in kunnen rollen en dan hun functie verliezen, Reno-matrassen hebben dit nadeel niet. Gekozen wordt de zijranden af te storten met dezelfde gabions als waarmee de mat wordt afgestort en de randen ter plaatse van de ontgrondingskuil af te dekken met Reno-matrassen met een dikte van 1,13 meter. De steenvulling van de Reno-matrassen heeft een d_{50} van 0,49 meter.

Onbestorte blokkenmat

Een onbestorte blokkenmat met $\varepsilon = 0,4$ moet een hoogte hebben van 0,35 meter, wat neerkomt op een ballastgewicht van 504 kg/m^2 . De zijrand en de rand ter plaatse van de ontgrondingskuil worden op dezelfde wijze als bij de bestorte blokkenmat op hun plaats gehouden, dus met gabions en Reno-matrassen.

De onbestorte blokkenmat heeft als groot voordeel boven de bestorte blokkenmat dat deze niet afgestort hoeft te worden met gabions. Dit brengt grote voordelen in de uitvoeringsfase met zich mee. Het nadeel is dat door het grote ballastgewicht de krachten in de uitvoeringsfase aanzienlijk groter zullen zijn dan bij de bestorte blokkenmat.

Steenasfaltmat

De stabiliteit van het middendeel van de steenasfaltmat is onafhankelijk van de dikte van de steenasfaltmat omdat steenasfalt zowel stroombestendig als waterdoorlatend is. Veiligheidshalve wordt de dikte wat groter gekozen dan in het Oosterschelde-project, bijvoorbeeld 0,20 meter.

Ook bij de steenasfaltmat is het noodzakelijk de zijranden af te storten met gabions en de rand ter plaatse van de ontgrondingskuil met Reno-matrassen, met dezelfde afmetingen als bij de blokkenmat.

Aanbevolen wordt het steenasfalt, evenals asfaltmastiek, niet toe te passen in het laatste gedeelte van de bodemverdediging grenzend aan de ontgrondingskuil, omdat door het gladde oppervlak slechts een dunne grenslaag ontstaat en de stroomsnelheid ter plaatse van de bodemverdediging dus hoog blijft. Dit leidt tot meer ontgroning achter de bodemverdediging en heeft een langere bodemverdediging tot gevolg. Een hydraulisch ruwe bodemverdediging in het gedeelte grenzend aan de ontgrondingskuil zorgt voor het ontstaan van een veel dikkere grenslaag waardoor de stroomsnelheid ter plaatse van de bodemverdediging sterk afneemt.

Asfaltmastiek

De stabiliteit van het middendeel van een asfaltmastiekmat wordt bepaald door het criterium opdrijven. De overdruk die hiervoor zorgt is van dermate veel factoren afhankelijk dat deze met behulp van een model bepaald moet worden. Aangezien een dergelijk model om de overdrukken onder een asfaltmastiekmat voor de Golf van Khambhat te bepalen niet voorhanden is, wordt de dikte van de asfaltmastiekmat geschat met behulp van het verschil in verval tussen de Oosterschelde-stormvloedkering en de Golf van Khambhat. De stroomsnelheden ter plaatse van de

bodemverdediging zijn in de Golf van Khambhat ongeveer twee maal zo groot als in de Oosterschelde, wat betekent dat het verval over de afsluitdam ongeveer vier maal zo groot is. Aangezien de dikte van de asfaltmastiekmat rechtevenredig is met het verval over de kering, wordt aangenomen dat de mastiekmat in de Golf van Khambhat vier maal zo dik moet zijn als in de Oosterschelde. De minimale dikte bedroeg daar 0,24 meter, zodat de mastiekmat in de Golf van Khambhat minimaal 0,96 meter dik moet zijn. Dit is dermate dik dat de asfaltmastiekmat niet verder in de beschouwing wordt meegenomen.

Reno-matras

Bij het dimensioneren van een Reno-matras wordt eerst de dikte van het middendeel bepaald, vervolgens wordt bepaald of al dan niet een geotextiel toegepast moet worden en tenslotte wordt de benodigde dikte aan de randen berekend.

In tabel 7.2 is te zien dat het matras in het midden een dikte moet hebben van $2 \cdot 0,24 = 0,48$ meter. Of een geotextiel toegepast moet worden hangt af van de stroomsnelheid op het grensvlak matras/ondergrond. Deze wordt als volgt bepaald:

$$u = C \cdot \sqrt{R \cdot i} \Rightarrow i = \frac{u^2}{C^2 \cdot R} = \frac{6,38^2}{40^2 \cdot 20} = 1,3 \cdot 10^{-3} \quad \text{met } C = 40 \text{ m}^{0,5}/\text{s (geschat)}$$

$$v_b = \frac{1}{n_f} \cdot \left(\frac{d_m}{2}\right)^{2/3} \cdot i^{1/2} = \frac{1}{0,02} \cdot \left(\frac{0,24}{2}\right)^{2/3} \cdot \sqrt{1,3 \cdot 10^{-3}} = 0,44 \text{ m/s} \quad (\text{vgl. 5-9, lit [33]})$$

v_b = stroomsnelheid op grensvlak Reno-matras/ondergrond [m/s]
 n_f = ruwheidscoëfficiënt van de ondergrond = 0,02 (geotextiel of geen filter)

De kritische snelheid van het bodemmateriaal wordt berekend met de formule van Shields, waarbij voor de hydraulische straal R de halve steendiameter wordt genomen:

$$C = 25 \cdot \left(\frac{R}{D_n}\right)^{1/6} = 25 \cdot \left(\frac{0,12}{0,7 \cdot 10^{-3}}\right)^{1/6} = 59 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$$

$$u_{kr} = \sqrt{\Delta \cdot D_n \cdot \psi \cdot C^2} = \sqrt{1,66 \cdot 0,7 \cdot 10^{-3} \cdot 0,04 \cdot 59^2} = 0,40 \text{ m/s}$$

wat inhoudt dat er dus een geotextiel toegepast zal moeten worden.

Voor de stabiliteit van de zijrand betekent dit dat omklappen van de matrasrand maatgevend is. Voor β kan dezelfde waarde als voor de bestorte blokkenmat worden aangehouden, waarmee de dikte van de overlappende rand op 0,63 meter komt. De d_{50} van de steenvulling is 0,24 meter. Ook aan de rand van de ontgrondingskuil is omklappen van het matras maatgevend voor de stabiliteit. De benodigde dikte van het matras is dan 1,13 meter, en de d_{50} van de steenvulling is $0,20 \cdot \frac{(1,4 \cdot 6,38)^2}{1,66 \cdot 2 \cdot g} = 0,49 \text{ m}$.

GegROUT Reno-matras

Om de stabiliteit van een gegROUT Reno-matras te bepalen moet eerst de waarde van β geschat worden met behulp van figuur 2 in bijlage 8. Bij een geschatte matrasdikte van 0,5 meter hoort een waarde van β van ongeveer 0,2. Hiermee wordt de dikte van het matras dan exact berekend:

$$\Delta = \frac{0,6 \cdot 2700 + 0,4 \cdot 2000 - 1015}{1015} = 1,38$$

$$D_{\text{matras}} = 0,2 \cdot \frac{(1,4 \cdot 6,38)^2}{1,38 \cdot 2 \cdot g} = 0,59 \text{ m}$$

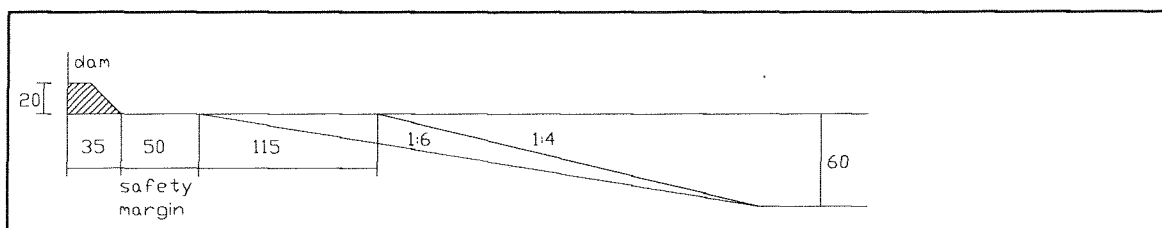
De matrasdikte (en dus de waarde van β) was dus te laag geschat. Ondanks deze te lage schatting van de dikte moet het gegrouete matras dikker zijn dan het niet-gegroute matras. Grouten is dus niet zinvol!

Afweging tussen alternatieven

Bij de afweging tussen de alternatieven blokkenmat (al dan niet bestort), steenasfaltmat en Reno-matras spelen de volgende overwegingen een rol:

- Qua uitvoering hebben de blokkenmat en de steenasfaltmat het voordeel boven Reno-matrassen dat met beide reeds ervaring bestaat met uitvoering op diepten zoals deze in de Golf van Khambhat voorkomen. Met Reno-matrassen is dit nog niet het geval. Bovendien kunnen de blokkenmat en de steenasfaltmat veel grotere afmetingen krijgen dan het Reno-matras, zodat met veel minder uitvoeringshandelingen volstaan kan worden.
- Bij een bestorte blokkenmat hebben de stenen waarmee de mat wordt afgestort dermate grote afmetingen dat gebruik gemaakt moet worden van gabions om de stabiliteit te waarborgen. Deze gabions kunnen niet rechtstreeks vanaf de waterlijn op de mat gestort worden omdat deze dan enerzijds het kunststoffilter van de mat beschadigen en anderzijds de staaldradkorf van de gabion zelf beschadigd raakt. De gabions moeten dus op de mat gezet worden, wat zeer veel uitvoeringshandelingen zal vergen. Op grond hiervan valt de bestorte blokkenmat af als alternatief.
- De steenasfaltmat heeft als voordeel boven de onbestorte blokkenmat dat deze zeer stroombestendig is, zodat bij hoge stroomsnelheden met een geringere dikte volstaan kan worden. Daarentegen hebben steenasfaltmatten als nadeel dat deze niet zonder speciale maatregelen in het laatste gedeelte van de bodemverdediging grenzend aan de ontgrondingskuil toegepast mogen worden. Gedacht kan worden aan het afstorten van de steenasfaltmat in dit gedeelte met gabions, stortsteen of een Reno-matras.

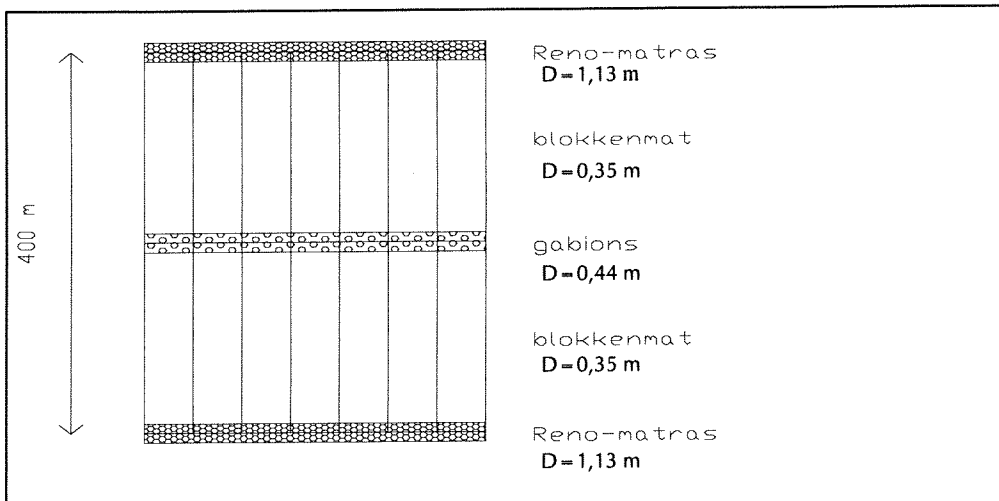
7.3.2 Lay-out bodemverdediging locatie 1



figuur 7.2: Lengte bodemverdediging locatie 1

De totale lengte van de bodemverdediging is $2 \cdot 200 = 400$ meter (zie figuur 7.2). Om het aantal mattenlegoperaties te beperken is het aan te raden om twee matten met een lengte van 205 meter te gebruiken. Deze matten worden bij de overlappende rand in het midden afgestort met gabions en aan de rand afgedekt met Reno-matrassen. Aangezien bij het gebruik van steenasfaltmatten het laatste gedeelte grenzend aan de ontgrondingskuil afgestort zou moeten worden hetzij met bijzonder grote stenen ($d = 3,43$ meter) danwel met gabions (wat weer veel extra uitvoeringshandelingen met zich meebrengt) vallen steenasfaltmatten af als alternatief. Er zal dus gebruik gemaakt worden van onbestorte blokkenmatten.

De lay-out van de bodemverdediging op locatie 1 ziet er nu als volgt uit:



figuur 7.3: Lay-out bodemverdediging lokatie 1

7.3.3 Uitvoering bodemverdediging lokatie 1

De vraag die in deze paragraaf beantwoord moet worden is of de bodemverdediging op dezelfde wijze aangelegd kan worden als bij de stormvloedkering in de Oosterschelde is gebeurd. Om deze vraag te beantwoorden worden de tijdens de uitvoering optredende krachten in de blokkenmat berekend als deze op dezelfde wijze wordt aangelegd als in het Oosterschelde-project.

De lengte van de matten is 205 meter als gekozen wordt voor een overlap van 10 meter. De snelheid waarmee de matten gelegd worden wordt op 2,25 meter per minuut gesteld, gelijk aan de gemiddelde snelheid waarmee de matten in het Oosterschelde-project gelegd zijn. De matten worden dan in 91 minuten aan de grond gebracht.

De maximale stroomsnelheid bij gemiddeld getij is 1,8 m/s (lit [35]). Als ook bij springtij gezonken gaat worden geldt een maximale stroomsnelheid van 2,7 m/s. Voor de maximaal optredende stroomsnelheid geldt, bij aanname van een sinusvormig snelheidsprofiel:

$$V_{\max} = 2,7 \cdot \sin\left(\frac{91 \cdot 60}{44700} \cdot 2\pi\right) = 1,87 \text{ m/s}$$

Met deze snelheid kan de optredende kracht in de blokkenmat berekend worden. De breedte van de mat, die alleen van invloed is op de absolute kracht die de mat uitoefent op ankers en lieren, wordt op 50 meter gesteld, gelijk aan de breedte zoals deze in lit [33] is genomen. De kracht die de stroming op de mat uitoefent bedraagt 297 kN/m (zie bijlage 10). Dit is exclusief de bijdrage van de dynamische krachten die op 25% gesteld is, zodat de maximale treksterkte van 300 kN ruimschoots overschreden wordt. De mat moet daarom versterkt worden met 853 mm² staal per strekkende meter, wat neerkomt op 5 Ø15 per m¹.

7.4 Ontwerp bodemverdediging lokatie 2 (achter 4b)

7.4.1 Bepalen dimensies bodemverdediging lokatie 2

Voor de bodemverdediging achter de dam bij lokatie 2 worden dezelfde berekeningen uitgevoerd als bij lokatie 1, alleen is de stroomsnelheid hier wat hoger: 7,81 m/s. Ook hier wordt ervan uitgegaan dat de stroomsnelheid niet afneemt met toenemende afstand uit de as van de dam. Het bodemniveau ligt op MSL -20 meter.

Uit de vorige paragraaf is bekend dat bestorte blokkenmatten, asfaltmastiek, stortsteen en gegroete matrassen bij zulke hoge stroomsnelheden geen reële opties zijn. Hier wordt dan ook verder niet op ingegaan. Het ligt voor de hand ook hier te kiezen voor blokkenmatten dan wel steenasfaltmatten die bij de overlappende randen worden afgestort met gabions en bij de rand van de ontgrondingskuil worden afgedekt met Reno-matrassen.

Alternatief	middendeel			zijrand			rand ontgrondingskuil		
	Δ	β	D_{mat}/D_{50}	Δ	β	D_{mat}/D_{50}	Δ	β	D_{mat}/D_{50}
Blokkenmat (onbestort)	0,82 <i>1</i>	0,07	0,51 m	0,82	0,22	1,61 m	0,82	0,74	5,43 m
Steenasfaltmat	0,97	n.v.t.	0,20 m ²	0,97	0,22	1,36 m	0,97	0,56	3,46 m
Gabions	1,66	0,09	0,32 m	1,66	0,09	0,32 m	1,66	0,18	0,65 m
Reno-matras	1,66	0,10	0,36 m	1,66	0,10	0,36 m	1,0 ³	0,28	1,68 m

tabel 7.3: Benodigde dimensies in de verschillende stromingssituaties bij lokatie 2

- 1 Gebaseerd op $\varepsilon = 0,4$
- 2 Aangenomen dikte, veiligheidshalve wat groter dan in het Oosterschelde-project
- 3 Δ gebaseerd op de matrasdikte omdat deze maatgevend is bij aanstroming vanuit de ontgrondingskuil

Onbestorte blokkenmat

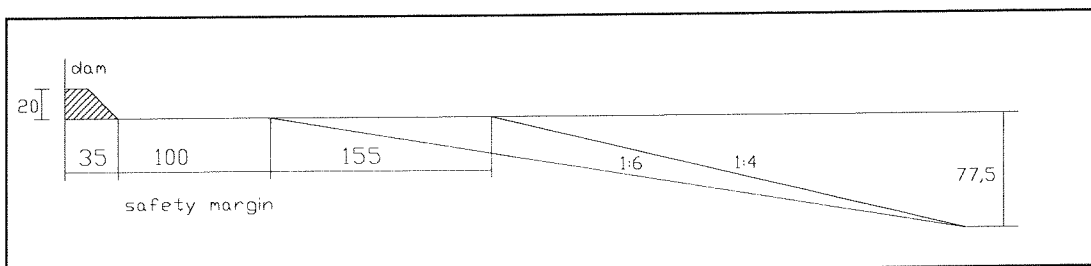
De onbestorte blokkenmat moet een hoogte hebben van 0,51 meter als $\varepsilon = 0,4$. Het ballastgewicht is dan 734 kg/m². Net als bij de bestorte blokkenmat worden de zijrand en de rand ter plaatse van de ontgrondingskuil op hun plaats gehouden door gabions en Reno-matrassen.

De zijranden worden afgestort met gabions die een hoogte hebben van $2 \cdot d_{50}$, steenvulling = $2 \cdot 0,32 = 0,64$ meter. De rand ter plaatse van de ontgrondingskuil wordt afgedekt met Reno-matrassen met een hoogte van 1,68 meter en een d_{50} van de steenvulling van 0,72 meter.

Steenasfaltmat

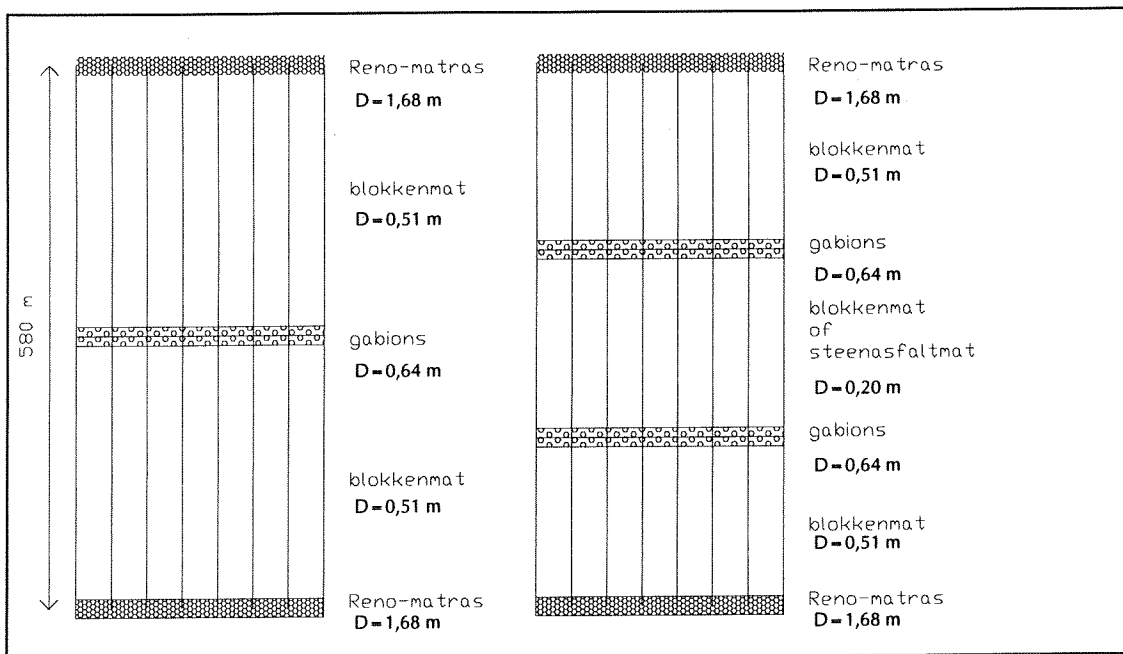
De dikte van de steenasfaltmat is onafhankelijk van de stroomsnelheid en wordt arbitrair bepaald op 0,20 meter. Voor de zijranden en de rand ter plaatse van de ontgrondingskuil wordt ook weer gekozen voor gabions en Reno-matrassen.

7.4.2 Lay-out bodemverdediging lokatie 2



figuur 7.4: Lengte bodemverdediging lokatie 2

De bodemverdediging op lokatie 2 heeft een lengte van $2 \cdot 290 = 580$ meter (zie figuur 7.4). De voorkeur gaat uit naar twee lange matten van ieder 295 meter in plaats van drie matten van 200 meter, omdat je dan een overlap minder hebt die je af moet storten met gabions (zie figuur 7.5). Indien toch drie matten toegepast moeten worden zou de middelste mat een steenasfaltmat kunnen zijn.



figuur 7.5: Lay-out bodemverdediging lokatie 2

7.4.3 Uitvoering bodemverdediging lokatie 2

De totale kracht die opgenomen moet worden door de ankers en lieren zijn gigantisch als gekozen wordt voor een 295 meter lange blokkenmat met blokken van 0,51 meter hoog. Dit wordt voornamelijk veroorzaakt wordt door het enorme eigen gewicht van de blokken op de mat. Er zijn nu een aantal opties om deze totale kracht te verkleinen:

1. Verkleinen van de matbreedte om de absolute kracht op ankers en lieren te verkleinen. De kracht per strekkende meter mat verandert hierdoor niet! Nadeel is dat het aantal legoperaties toeneemt en daarmee de uitvoeringstijd en -kosten.
2. Verkleinen van de lengte van de mat. Doordat deze mat sneller gelegd is, zijn de maximaal optredende stroomsnelheden kleiner en dus de kracht per strekkende meter mat en daarmee de absolute kracht op de ankers en lieren ook.
3. Alleen matten afzinken in de periode tussen doottij en gemiddeld getij als de optredende stroomsnelheden kleiner zijn en de stroomkrachten in de mat dus ook. Deze optie brengt een langere uitvoeringstijd met zich mee, omdat op deze wijze het aantal werkbare dagen op voorhand al met de helft wordt gereduceerd. Indien een langere uitvoeringstijd niet acceptabel is, kan dit worden opgevangen door meerdere afzinkploegen in te zetten.
4. Alleen matten afzinken op de laagwaterkentering, zodat de waterdiepte kleiner is en daarmee de optredende stroomkracht ook. Ook deze optie brengt een verlenging van de uitvoeringstijd met zich mee.
5. Keuze voor een bestorte blokkenmat met een minimale hoeveelheid vaste ballast. Het voordeel is dat met een lichte mat kan worden volstaan en de op te nemen krachten door ankers en lieren veel kleiner zijn. Nadeel is dat de bestorting met gabions een enorme operatie is die erg veel uitvoeringshandelingen met zich meebrengt.
6. Uitwerken van een alternatieve uitvoeringsmethode, waarbij het afrollen van de mat op de waterbodem een veelbelovende optie is.

Uitwerken van de laatste twee opties valt enigszins buiten dit afstudeerwerk, daar het doel is de vraag te beantwoorden of de bodemverdediging al dan niet op de bekende wijze uitgevoerd kan worden. De eerste, derde en vierde optie spreken voor zich, zodat alleen op de tweede optie nader ingegaan wordt.

Bij verkleinen van de matlengte tot 200 meter hoeft minder staalwapening toegepast te worden: 1026 mm^2 per m^1 . Indien voor de middelste mat gekozen wordt voor een steenasfaltmat zijn de optredende krachten nog wat kleiner door het kleinere ballastgewicht. Er moet dan 739 mm^2 staal per m^1 in de mat verwerkt worden.

Indien gekozen wordt voor drie kortere matten moeten 50% meer mattenlegoperaties uitgevoerd worden als bij de keuze voor twee lange matten. Bovendien moet er een extra overlap afgestort worden met gabions. Deze nadelen wegen niet op tegen het voordeel van de geringere hoeveelheid staal die in de kortere matten toegepast hoeft te worden. Gekozen wordt dus voor twee lange blokkenmatten met een lengte van 295 meter en een blokkenhoogte van 0,51 meter.

7.5 Bodemverdediging lokatie 3 (achter de caissons)

7.5.1 Inleiding

In tegenstelling tot de beide vorige lokaties neemt de stroomsnelheid achter de caissons wel af met toenemende afstand uit de as van de drempel (zie figuur 1.6). Deze snelheden zijn in het haalbaarheidsrapport (lit [35]) berekend als functie van de afstand uit de as van de drempel. In bijlage 11 zijn deze snelheden ingevoerd in een spreadsheet en zijn de benodigde dimensies bepaald van de verschillende bodemverdedigingsconstructies als functie van de afstand uit de as van de drempel.

De bodemverdediging is berekend voor de twee verschillende bodemniveaus: MSL -27 en MSL -23 meter. Uit paragraaf 7.3.1 is al gebleken dat voor de bodemverdediging de keuze moet worden gemaakt tussen een onbestorte blokkenmat en een steenasfaltmat, waarbij de zijranden moeten worden beschermd met gabions en de rand ter plaatse van de ontgrondingskuil met Reno-matrassen. Deze alternatieven zijn in het spreadsheet doorgerekend. De resultaten worden hieronder kort besproken.

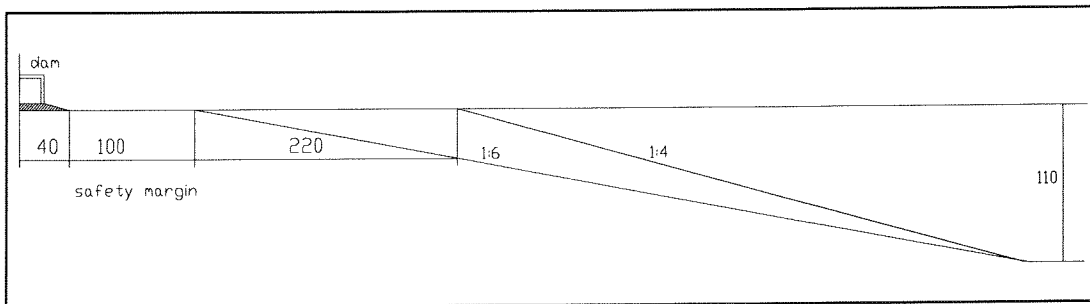
7.5.2 Dimensionering bodemverdediging achter de caissons, MSL -27 meter

In bijlage 11 is te zien dat de stroomsnelheid tussen 92 meter en 132 meter achter de benedenstroomse kruinrand van de drempel afneemt van 7,8 m/s tot 5,5 m/s. De benodigde dimensies van de bodemverdedigingsalternatieven nemen dus ook sterk af tussen 92 en 132 meter achter de benedenstroomse kruinrand. Dit is ook te zien in tabel 7.4, waar de benodigde dimensies (afkomstig uit bijlage 11) van de matten en gabions op een rijtje zijn gezet. De rand ter plaatse van de ontgrondingskuil op een afstand van 360 meter uit de as van de drempel wordt afgedekt met Reno-matrassen met een dikte van 0,84 meter en een d_{50} steenvulling van 0,36 meter.

Afstand vanaf benedenstroomse kruinrand	Afstand uit as drempel	Middendeel		Zijranden	
		onbestorte blokkenmat	steenasfaltmat	gabions d_{50}	d_{gabion}
92 m	102 m	0,52 m	0,20 m	0,33 m	0,66 m
102 m	122 m	0,51 m	0,20 m	0,32 m	0,64 m
112 m	132 m	0,39 m	0,20 m	0,25 m	0,49 m
122 m	142 m	0,29 m	0,20 m	0,18 m	0,37 m
132 m	152 m	0,26 m	0,20 m	0,16 m	0,32 m

tabel 7.4: Benodigde dimensies als functie van de afstand uit as drempel

7.5.3 Lay-out bodemverdediging lokatie 3, MSL -27 meter



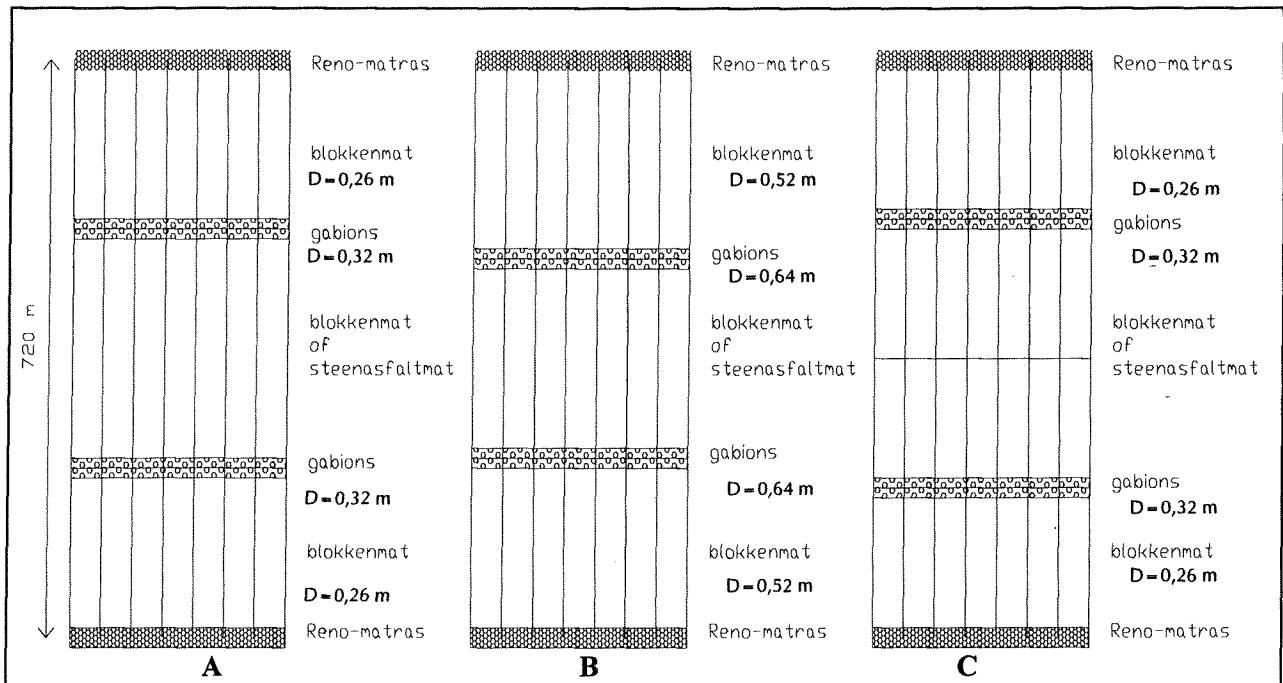
figuur 7.6: Lengte bodemverdediging lokatie 3

De benodigde verticale afmetingen van de alternatieven zijn afhankelijk van de afstand uit de kering en worden dus bepaald door de lay-out van de bodembescherming. De bodemverdediging heeft een totale lengte van $2 \cdot 360 = 720$ meter. Dit zou met drie of vier matten bedekt kunnen worden.

Bij keuze voor drie matten zijn er weer twee mogelijkheden: een lange mat in het midden en twee kortere grenzend aan de ontgrondingskuil (zie figuur 7.7 optie a) of drie matten van gelijke lengte (optie b). Als gekozen wordt voor een lange mat in het midden moet deze een lengte hebben van $2 \cdot 152 = 304$ meter. Deze mat kan dan van steenasfalt zijn of een blokkenmat met een hoogte van 0,52 meter. De matten grenzend aan de ontgrondingskuil zijn blokkenmatten met een lengte van 215 meter en een hoogte van 0,26 meter. De overlappende rand wordt afgestort met gabions met een hoogte van 0,32 meter.

Bij drie matten van ieder 245 meter kan de middelste mat ook weer een blokken- of steenasfaltmat zijn. De matten grenzend aan de rand van de ontgrondingskuil zouden een verlopende dikte kunnen hebben van 0,52 meter aan de zijde van de drempel tot 0,26 meter aan de rand van de ontgrondingskuil. Dit kan echter fouten in de uitvoering in de hand werken (verkeerd om leggen). Daarom wordt toch gekozen voor een mat van uniforme dikte, waarbij alle blokken de maximale hoogte van 0,52 meter hebben. De overlappende rand bevindt zich nog in het gebied met hoge stroomsnelheden en wordt afgestort met gabions met een hoogte van 0,64 meter.

Ook kan gekozen worden voor vier matten met een lengte van 185 meter (zie figuur 7.7, optie c). Dit levert hetzelfde aantal overlappingen op dat moet worden afgedekt met gabions, omdat op de overlap in het midden de drempel gestort wordt en deze dus niet afgestort hoeft te worden met gabions. Hierbij kunnen de middelste matten steenasfaltmatten zijn of blokkenmatten met een dikte van 0,52 meter. De matten grenzend aan de ontgrondingskuil zijn blokkenmatten met een dikte van 0,26 meter. De gabions hebben een hoogte van 0,32 meter. Nadelig is de extra matlegcyclus in vergelijking met drie matten, voordelig de kortere matlengte waardoor de optredende stroomkrachten lager zullen zijn.



figuur 7.7: Lay-out bodemverdediging achter de caissons, MSL -27 meter

7.5.4 Uitvoering bodemverdediging lokatie 3, MSL -27 meter

Optie a

Voor de lange mat in het midden wordt gekozen voor een steenasfaltmat omdat de optredende krachten een stuk kleiner zijn dan bij een blokkenmat (437 om 590 kN/m). De trekkrachten in de mat worden opgenomen door 1256 mm² staalkabel per m¹. De blokkenmatten grenzend aan de ontgrondingskuil hebben een hoogte van 0,26 meter en een staalwapening van 965 mm² per m¹.

Optie b

Ook hier wordt voor de middelste mat een steenasfaltmat gekozen met een staalwapening van 1078 mm² per m¹. De hoeveelheid staalwapening die in de blokkenmatten met hoogte 0,52 meter moet worden toegepast bedraagt 1480 mm² per m¹.

Optie c

De hoeveelheid staal die toegepast moet worden om de trekkracht op te nemen bedraagt bij de steenasfaltmat 819 en bij de blokkenmat 833 mm² per m¹. Dit is aanzienlijk minder dan bij de eerste twee opties. Nadeel van deze laatste optie is het grotere aantal mattenlegoperaties.

De afweging tussen de drie mogelijkheden wordt weer mede bepaald door het aantal mattenlegoperaties dat uitgevoerd moet worden. Dit aantal is gelijk bij optie a en b en het grootst bij optie c (25% meer mattenlegoperaties. Een kostenvergelijking zal moeten uitwijzen of het voordeel van de mindere hoeveelheid staal bij deze laatste optie opweegt tegen het nadeel van het aantal extra legoperaties. Bij deze kostenvergelijking worden de vaste kosten (zoals aanleg van werkhavens, mattenfabrieken en andere hulpwerken alsmede de kosten voor aanschaf en ontwikkeling van materieel) niet meegenomen, omdat deze hetzelfde zijn voor alle opties. Ook het aantal af te storten overlappen is hetzelfde, zodat deze ook niet in de beschouwing worden meegenomen. Alleen de kosten voor het steenasfalt, beton, geotextiel en staalwapening worden in de beschouwing meegenomen. Deze zien er per vierkante meter bodemverdediging als volgt uit (zie bijlage 13):

- optie a) f75,80
- optie b) f105,20
- optie c) f78,26

De kosten voor optie b zijn duidelijk hoger dan voor de beide andere opties. Aangezien bij optie a minder mattenlegoperaties uitgevoerd hoeven te worden dan bij optie c, wordt dus gekozen voor deze optie.

7.5.5 Bodemverdediging achter de caissons, MSL -23 meter

Ook hier neemt de snelheid af met toenemende afstand uit de as van de drempel, alleen al wat dichterbij de drempel. Tussen 48 en 58 meter van de benedenstroomse kruinrand neemt de snelheid af van 7,81 naar 6,60 m/s. Dit betekent dat gekozen kan worden voor drie matten van 245 meter, waarbij de middelste mat dan een steenasfaltmat of een blokkenmat met een dikte van 0,52 meter kan zijn. De beide andere matten zijn blokkenmatten met een dikte van 0,37 meter. De overlappende rand op een afstand van 120 meter uit het hart van de drempel wordt afgestort met gabions met een hoogte van 0,47 meter en een d₅₀,steenvulling van 0,24 meter. De rand bij de ontgrondingskuil wordt afgedekt met een Reno-matras met een hoogte van 1,22 meter en een gemiddelde diameter van de steenvulling van 0,53 meter. De berekening van deze waarden is ook terug te vinden in bijlage 11.

7.5.6 Uitvoering bodemverdediging lokatie 3

De middelste mat wordt uitgevoerd als een steenasfaltmat met een breedte van 48 meter die is voorzien van een staalwapening van 954 mm² per m¹. De matten grenzend aan de ontgrondingskuil zijn blokkenmatten met een hoogte van 0,37 meter en een breedte van 41 meter. Om de trekkracht op te nemen wordt 1121 mm² per m¹ staalwapening toegepast.

7.6 Benodigd materiaal, materieel en hulpwerken

Nu een ontwerp voor de bodemverdediging is gemaakt kunnen een aantal opmerkingen gemaakt worden omtrent het materiaal, materieel en de hulpwerken waarmee deze bodemverdediging gerealiseerd gaat worden.

Materiaal en materieel

De benodigde stenen voor de bodemverdediging en de afsluitdam worden gewonnen in twee groeves die op een afstand van respectievelijk 120 en 50 kilometer landinwaarts van de Golf van Khambhat liggen. Deze worden via het spoor en over de weg naar de werkhavens vervoerd (een haven aan iedere zijde van de Golf) alwaar ze ofwel worden opgeslagen danwel direct in het werk gebruikt. Voor het vervoer over land zijn zware dumptrucks nodig (30 ton is het maximale gewicht dat over de bestaande wegen kan worden vervoerd) en treinwagons. Het vervoer over water geschiedt met een aantal steenpontons. Voor de overslag zijn kranen benodigd. Al dit materieel wordt ook gebruikt voor de aanleg van de stenen drempels en dammen en wordt dus niet enkel op de bodemverdediging afgeschreven.

Het materiaal voor de productie van de blokken- en steenasfaltmatten moet ook hetzij over land, hetzij via het water aangevoerd worden. Hierbij kan men denken aan de rollen geotextiel, het zand, grind en cement voor de beton, de benodigde staalwapening en staalnetten en de ingrediënten voor het steenasfalt (bitumen, zand, vulstof en kalksteen). Ook hiervoor is het nodig een haven aan te leggen waar het mogelijk is de aangevoerde materialen hetzij op te slaan danwel direct te verwerken.

De matten worden gemaakt in twee verschillende mattenfabrieken, een voor de blokkenmat en een voor de steenasfaltmat. Men kan ook kiezen de matten in serie te produceren en dus eerst alle steenasfaltmatten te produceren en leggen, vervolgens de fabriek om te bouwen en daarna pas alle blokkenmatten te fabriceren. In dit geval is slechts een fabriek nodig. De fabriek grenst aan het water aan de oostkant van de Golf van Khambhat, waar een diepe geul vlak bij de kust loopt. Bij deze mattenfabrieken moet een haven aangelegd worden waar de materialen die over het water worden aangevoerd gelost kunnen worden en waar de schepen die bij het afzinken worden ingezet beschutting kunnen vinden. Bovendien moet een produktielijn voor de gabions opgezet worden, wat het beste gedaan kan worden in de havens waar de stenen vanuit de groeves terechtkomen.

De matten worden vervolgens op dezelfde wijze afgezonken als in het Oosterschelde-project. De Golf van Khambhat is overal diep genoeg zodat de benodigde minimale vaardiepte voor de schepen geen problemen op zal leveren. Voor deze wijze van uitvoering zijn om te beginnen een aantal zinkrollen nodig waarmee de matten van de fabriek naar de afzinklocatie worden verslept. De hoeveelheid zinkrollen die benodigd is hangt af van het aantal 'afzinkploegen' waarmee gewerkt wordt. Indien met slechts een afzinkploeg wordt gewerkt zijn er drie zinkrollen nodig (inclusief reserverol). De zinkrollen hebben een lengte die iets groter is dan de breedte van de mat ($\pm 52,5$ meter) en een diameter van 10 meter.

De zinkrollen worden van de fabriek naar de afzinklocatie en vice versa geslept door twee sleepboten. Op de afzinklocatie ligt een ponton gereed dat reeds nauwkeurig is gepositioneerd. Dit ponton moet wat breder zijn dan de zinkrol en moet dus een breedte krijgen van zo'n 60 meter.

Het ponton wordt op zijn plaats gehouden door de verankering. Deze verankering bestaat uit twee ankerdraden op iedere hoek van het schip. Maatgevende belasting op de ankerdraden is de situatie als de mat bijna in zijn geheel is afgezonken en de stroomsnelheid dus het grootst is. De maximaal optredende kracht in de ankers is dan $1,25 \cdot 50 \cdot 590 \cdot \sin 15 = 9544$ kN. Dit kan worden opgenomen door twee ankerdraden die ieder ongeveer $\varnothing 100$ mm zijn. De verankeringspunten op de bodem moeten een kracht op kunnen nemen van ieder ongeveer 500 ton. Dit is 2,5 keer zo veel als de verankering in de Oosterschelde op moest nemen.

Hulpwerken

Naast een aantal werkhavens (in lit [37] wordt uitgegaan van twee havens waar de stenen vanuit de groeve op de schepen worden overgeslagen en vier havens voor de aanleg van de dam inclusief bodemverdediging) is het noodzakelijk een tweetal steden aan te leggen voor het personeel dat bij de uitvoering van de dam betrokken is. Deze steden vallen echter niet echt onder de hulpwerken, omdat de verwachting is dat de regio zich dermate zal ontwikkelen dat deze steden na aanleg van de dam permanent bewoond zullen blijven.

Onder de hulpwerken vallen ook de toegangswegen naar de projectlocatie die voor een goede bereikbaarheid moeten zorgen en de havendammen die eventueel aangelegd moeten worden om de schepen een veilige binnenkomst in de werkhavens te kunnen garanderen.

7.7 Conclusies

- Het is mogelijk de bodemverdediging in het Golf van Khambhat-project op dezelfde wijze uit te voeren als de bodemverdediging van de stormvloedkering in de Oosterschelde. Hierbij treden wel aanzienlijk grotere krachten op in mat, ankerdraden en lieren.
- Bij hoge stroomsnelheden worden bij een bestorte blokkenmat zoals in het Oosterschelde-project is toegepast de dimensies van de afstortstenen dermate groot dat gebruik gemaakt moet worden van gabions om de mat op zijn plaats te houden. De stabiliteit van deze gabions is niet gebaseerd op het beschut liggen achter de blokken op de mat, zodat de vaste ballast eigenlijk alleen in de

uitvoeringsfase een doel heeft (het netjes op zijn plaats brengen van de mat). Hiermee verliest de bestorte blokkenmat in principe zijn unieke eigenschappen uit het Oosterschelde-project: de blokken die de mat op zijn plaats houden en tegelijkertijd bescherming bieden aan de afstortstenen die op hun beurt klapperen van de mat voorkomen. Bij hoge stroomsnelheden is de bestorte blokkenmat dus niet bruikbaar.

- Bij hoge stroomsnelheden worden de dimensies van een onbestorte blokkenmat dermate groot dat een steenasfaltmat de voorkeur verkrijgt. Deze steenasfaltmat mag echter niet toegepast worden in het laatste gedeelte van de bodemverdediging grenzend aan de ontgrondingskuil. In dit gedeelte moet de bodemverdediging voldoende ruw zijn, wat bereikt kan worden door de steenasfaltmat in dit gedeelte af te storten met stortsteen of gabions of in dit gedeelte een blokkenmat toe te passen.

7.8 Referenties

- [34] Bouwdienst Rijkswaterstaat KHAM-R-96069, maart 1996
Gulf of Khambhat - Inception report
- [35] Bouwdienst Rijkswaterstaat KHAM-R-96159, juni 1996
Gulf of Khambhat - Pre-feasibility report: Closure dams, volumes A + B
- [36] Bouwdienst Rijkswaterstaat KHAMB-R-96200, oktober 1996
Report: Review scour holes and length of bed protection

8. Conclusies en aanbevelingen

8.1 Conclusies

Naar aanleiding van het uitgevoerde afstudeerwerk zijn een aantal conclusies te trekken. Deze worden per onderzocht alternatief besproken.

Blokken- en steenasfaltmat

- Het waarborgen van de zanddichtheid in verticale richting vormt, ook bij grote stroomsnelheden, geen enkel probleem als voor een geometrisch dicht kunststofweefsel gekozen wordt.
- Ook horizontaal zandtransport onder de mat zal niet optreden voordat de mat instabiel wordt. Het zandtransport in horizontale richting door de kanalen die gevormd worden door de blokken van de blokkenmat kan worden voorkomen door het toepassen van een wiep.
- De duurzaamheid van de blokkenmat wordt bepaald door de duurzaamheid van het geotextiel of de kunststof pennen die de blokken aan de mat bevestigd houden. Bij gebrek aan gegevens over de duurzaamheid van de kunststofpennen is regelmatige inspectie vereist. De levensduur van het geotextiel kan 400-600 jaar bedragen, afhankelijk van de toegevoegde stabilisator.
- De duurzaamheid van de steenasfaltmat wordt bepaald door de levensduur van het steenasfalt. Deze levensduur bedraagt enkele tientallen jaren.
- Het is mogelijk de blokkenmat en de steenasfaltmat ook in een situatie met hoge stroomsnelheden in de uitvoeringsfase en grote waterdiepten op dezelfde wijze als in het Oosterschelde-project uit te voeren, waarbij de toegenomen krachten in de mat worden opgenomen door staalwapening. Bovendien moeten zwaardere ankers en lieren toegepast worden. Indien de extra kosten die dit met zich mee brengt niet acceptabel zijn, lijkt het uitwerken van een alternatieve uitvoeringswijze waarbij de mat op de bodem wordt afgerold een veelbelovende optie.
- Bij hoge stroomsnelheden is de steenasfaltmat het beste bodemverdedigingsalternatief, daar deze een hoge stroombestendigheid koppelt aan een grote waterdoorlatendheid (geen overdrukken waardoor diens eigen gewicht beperkt hoeft te zijn). De steenasfaltmat mag echter niet toegepast worden in het laatste gedeelte van de bodemverdediging grenzend aan de ontgrondingskuil. In dit gedeelte moet de bodemverdediging voldoende ruw zijn, wat bereikt kan worden door de steenasfaltmat in dit gedeelte af te storten met stortsteen of gabions of in dit gedeelte een blokkenmat toe te passen.
- Bij hoge stroomsnelheden worden de dimensies van de afstortstenen bij de bestorte blokkenmat dermate groot dat deze niet meer beschut achter de blokken liggen. Hiermee verliest de bestorte blokkenmat zijn unieke eigenschappen uit het Oosterschelde-project: blokken die de mat op hun plaats houden en tegelijkertijd bescherming bieden aan de staalslakken die op hun beurt het klapperen van het doek tussen de blokken voorkomen. Het afstorten van de mat met dergelijke grote stenen of gabions is zeer bewerkelijk, zodat een onbestorte blokkenmat de voorkeur geniet.

Asfaltmastiek

- Asfaltmastiek is zand- en waterdicht, zodat zandtransport in verticale richting niet op zal treden.
- Zandtransport in horizontale richting zal slechts plaatsvinden als de mastiekmat wordt opgelicht. Zelfs dan vormt dit geen probleem omdat de optredende stroomsnelheden onder de mat dermate klein zijn dat slechts geringe hoeveelheden zand getransporteerd worden.
- De stabiliteit van de mastiekmat wordt bepaald door de overdrukken die onder de waterdichte mat optreden. Deze overdrukken, die rechtevenredig zijn met het verval over de kering, moeten door het gewicht van de mat onder water gecompenseerd worden. Bij hoge stroomsnelheden ten gevolge van een groot verval over de kering worden de dimensies echter dusdanig groot dat de asfaltmastiekmat geen reële optie meer is.
- De duurzaamheid van de asfaltmastiekmat lijkt goed te zijn. Toch is regelmatige inspectie vereist, omdat hierover geen zekerheid bestaat.

- Ook de asfaltmastiekmat kan op dezelfde wijze uitgevoerd worden als in het Oosterschelde-project, waarbij stroomlijnen van de stortpijp een goede mogelijkheid lijkt om de optredende krachten in de stortpijp te beperken.

Gabions en Reno-matrassen

- De stabiliteit van gabions en Reno-matrassen is veel groter dan de stabiliteit van losgestorte steen. Bij gelijke stroomsnelheid hoeft de gemiddelde steendiameter van de steenvulling van gabions of Reno-matrassen slechts de helft van de gemiddelde steendiameter van losgestorte steen te zijn. Bovendien treedt bij losgestorte steen progressieve schade op als het criterium 'begin van beweging' overschreden wordt, terwijl bij gabions/Reno-matrassen dan een nieuwe evenwichtstoestand wordt verkregen. Ook hoeven door de kleinere gemiddelde steendiameter minder snel geotextielen toegepast te worden bij gabions/Reno-matrassen en hoeven deze minder dik te zijn, wat economischer is.
- De duurzaamheid van gabions en Reno-matrassen wordt bepaald door de duurzaamheid van de verpakking, welke met name aangetast wordt door mechanische beschadiging. Regelmatige inspectie is dus vereist.
- Voor het gebruik van Reno-matrassen en gabions in een uitvoeringssituatie met hoge stroomsnelheden en grote waterdiepten moet gezocht worden naar een andere uitvoeringswijze dan waarmee deze momenteel op hun plaats gebracht worden, daar de huidige ervaring tekort schiet.

8.2 Aanbevelingen

Tijdens het afstudeerwerk is gebleken dat op sommige gebieden de huidige kennis onvoldoende is. Het verdient daarom aanbeveling nader onderzoek te doen naar:

- De dimensionering van het middendeel van steenasfaltmatten, zodat de benodigde minimale dikte van dit alternatief berekend kan worden.
- De optredende krachten door stroming en golven tijdens het afzinken van blokken- en steenasfaltmatten. Hierbij gaat het om het bepalen van de coëfficiënten C_h , C_v en r voor de steenasfaltmat en het bepalen van r voor blokkenmatten met een groot eigengewicht (nu slechts bekend tot blokkenmatten met een gewicht van 370 kg/m^2).
- De dynamische krachten die tijdens het afzinken in de matconstructies optreden. Hierover is nog heel weinig bekend.
- De stroombestendigheid van steenasfalt (tot op heden is slechts onderzoek gedaan bij stroomsnelheden tot 6 m/s).
- De mogelijkheid om matconstructies op de bodem af te rollen in plaats van vanaf de waterlijn.
- De mogelijke reductie die het stroomlijnen van de stortpijp op kan leveren op de optredende kracht in de stortpijp bij het leggen van een asfaltmastiekmat.

Geraadpleegde literatuur

- [1] Ariëns, Franken, Klatter, september 1995
Handleiding voor het ontwerpen van granulaire bodemverdedigingen achter
tweedimensionale uitstromingsconstructies
Bouwdienst Rijkswaterstaat
- [2] Driemaandelijks Bericht Deltawerken
De bodembescherming van een sluitgat
- [3] Driemaandelijks Bericht Deltawerken
Ervaringen met het aanbrengen van verschillende soorten bodembescherming
- [4] J.C. Huis in 't Veld, J. Stuip, A.W. Walther, J.M. van Westen, 1984
The closure of tidal bassins
Delft University Press
- [5] G.J. Schiereck, september 1993
Diktaat f4 - Introduction to bed, bank and shore protection
Technische Universiteit Delft
- [6] K. Mouw, maart 1986
Geotextielen bij het Oosterschelde-project
Tijdschriftartikel uit PT/Civiele Techniek, jaargang 41, nummer 1
- [7] P. Poelman, 1978
Ontwikkeling betonblokkenmat met bestorting
Rijkswaterstaat-Deltadienst
- [8] J. Stuip, januari 1984
Diktaat f4 - Flexibele waterbouwkundige constructies
Technische Universiteit Delft
- [9] J. Bouwmeester, juli 1989
Diktaat f4 - Flexibele waterbouwkundige constructies
Technische Universiteit Delft
- [10] Waterloopkundig Laboratorium R460 deel XIII, mei 1982
Gedrag blokkenmatten onder invloed van stroom in turbulente ontwerpomstandigheden
Waterloopkundig Laboratorium
- [11] Stormvloedkering Oosterschelde 2PROBU-N-86.012, 1986
Ontwerpnota bodembescherming deel 1: blokken- en steenasfaltmatten
Rijkswaterstaat
- [12] Waterloopkundig Laboratorium R460, februari 1974
Randverzwaring van de blokkenmatten, nota
- [13] Waterloopkundig Laboratorium M2010, december 1984
Stormvloedkering Oosterschelde: stabiliteit bodemverdediging - verslag modelonderzoek

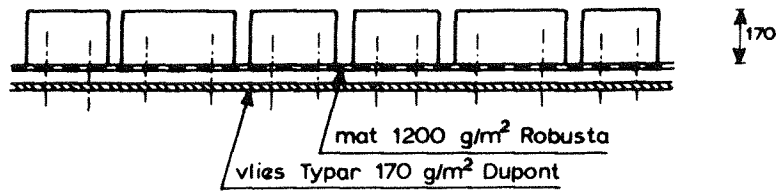
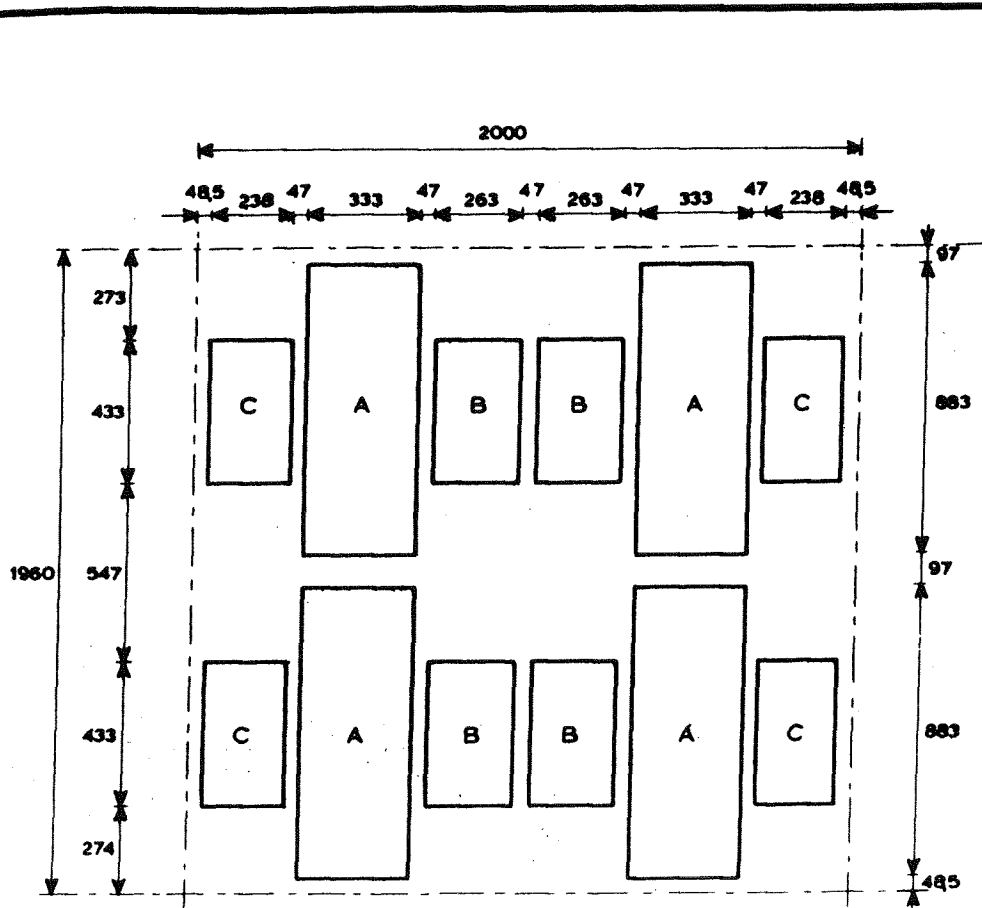
- [14] Rijkswaterstaat-Deltadienst, december 1978
Bodembescherming blokkenmat: omklapproeven postzegel
- [15] P.A. Hoogewerf, januari 1979
Interimrapport kunststofaspecten blokkenmat
Rijkswaterstaat-Deltadienst
- [16] Rijkswaterstaat, 1991
Ontwerpnota Stormvloedkering Oosterschelde
Boek 2: de waterbouwkundige werken
- [17] Waterloopkundig Laboratorium Q108, juni 1987
Stormvloedkering Oosterschelde: Stabiliteit beschadigde blokkenmat - Verslag
modelonderzoek
- [18] De Groot, Konter
Prediction of mattress stability in turbulent flow
Waterloopkundig Laboratorium
- [19] Waterloopkundig Laboratorium M685, september 1965
Het zinken van een zinkstuk op stroom, deel D: methode en bepaling van de ankerkrachten
- [20] Driemaandelijks Bericht Deltawerken
Productie en verwerking van blokkenmatten als bodembescherming
- [21] Rijkswaterstaat-Deltadienst, 1976
Slijtage onderzoek steenasfalt
- [22] Rijkswaterstaat 2PROBU-N-82068, juli 1983
Stand van zaken nota ontwerp bodembescherming
- [23] Driemaandelijks Bericht Deltawerken
De vernieuwde 'Jan Heijmans'
- [24] Werkgroep evaluatie Asfaltmastiek stortebedden, 1981
Stormvloedkering Oosterschelde: Evaluatienota Asfaltmastiek stortebedden
Rijkswaterstaat-Deltadienst
- [25] L. Pekaar, 1986
Geboorteregister Bodembescherming: asfaltmastiekmat
Rijkswaterstaat
- [26] Waterloopkundig Laboratorium M924, Rijkswaterstaat Deltadienst W937, 1969
Onderzoek naar de overdrukken onder een asfaltbodembescherming bij een geleidelijke
sluiting
- [27] Waterloopkundig Laboratorium M731, 1969
Geleidelijke sluiting: stabiliteit asfaltslab
- [28] Waterloopkundig Laboratorium R460-IV, december 1971
Stabiliteit van de rand van bodembeschermingen

- [29] Rijkswaterstaat-Deltadienst 22RABO-M-83025, december 1982
Asfaltmastiek stortebedden Oosterschelde: beoordeling door externe deskundigen
- [30] Waterloopkundig Laboratorium R 1795, 1982
Stormvloedkering Oosterschelde: stroombestendigheid gabions, verslag modelonderzoek
- [31] Rijkswaterstaat, directie Sluizen en Stuwen, hoofdafdeling Waterbouw, mei 1990
Rekenregels voor waterbouwkundig ontwerpen
- [32] Bouwdienst Rijkswaterstaat, 1993
Schanskorven deel I en II
- [33] Officine Maccaferri S.P.A., januari 1985
Flexible linings in Reno mattress and gabions for canals and canalized water courses
- [34] Bouwdienst Rijkswaterstaat KHAM-R-96069, maart 1996
Gulf of Khambhat - Inception report
- [35] Bouwdienst Rijkswaterstaat KHAM-R-96159, juni 1996
Gulf of Khambhat - Pre-feasibility report: Closure dams, volumes A + B
- [36] Bouwdienst Rijkswaterstaat KHAMB-R-96200, oktober 1996
Report: Review scour holes and length of bed protection

Bijlagen

bijlage 1	Overzicht betonblokkenmat
bijlage 2	Stabiliteit beschadigde blokkenmat
bijlage 3	Drukken onder een asfaltmastiexlab
bijlage 4	Enkele uitvoeringsmethoden van Reno-matrassen
bijlage 5	Analyse betonblokkenmat
bijlage 6	Analyse steenasfaltmat
bijlage 7	Analyse asfaltmastiek
bijlage 8	Analyse gabions en Reno-matrassen
bijlage 9	Berekening van de optredende krachten in de blokkenmat tijdens het afzinken
bijlage 10	Berekening optredende krachten in de Golf van Khambhat
bijlage 11	Berekening dimensies bodemverdediging
bijlage 12	Kettinglijn
bijlage 13	Kostenvergelijking bodemverdediging locatie 3, MSL -27 meter
bijlage 14	Namen en adressen

Bijlage 1 Overzicht betonblokkenmat



blokafmetingen: type A: 833 x 333 x 170
 type B: 433 x 263 x 170
 type C: 433 x 238 x 170

maten in mm

DETAIL BLOKKENMAT

SCHAAL 1:20

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

R 460

FIG. 3

Bijlage 2 Stabiliteit beschadigde blokkenmat

konditie blokkenmat	Proef VL	begin van transport			verachturen losligg. betonblokken			omklappen/verpl. losse betonblokken			uitlekken slak tussen beton blokken			hoorsten doek tussen beton blokken			crillen blokken (T) hoorsten doek over			klappen van matkonstruktie		
		U	σ	II + 3σ	AD	U	σ	II + 3σ	AD	U	σ	II + 3σ	AD	U	σ	II + 3σ	AD	U	σ	II + 3σ	AD	
staalslak 40-160 mm bestort. 100 kg/m ² vlakke bodem	T0	P1	3,0	0,17	3,51	0,14	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	5,5	?										
		P1	3,0	0,17	3,51	0,14	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	5,5	?										
staalslak 40-160 mm bestort. 100 kg/m ² vlakke bodem	T0	(P7)	2,3	0,17	2,81	0,09	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	3,5	0,20	4,10	0,19									
		P7	2,3	0,17	2,81	0,09	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	3,5	0,20	4,10	0,19									
staalslak 20-80 mm bestort. 100 kg/m ² vlakke bodem	T1	P4	2,0	0,16	2,48	0,07	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	3,0	0,18	3,54	0,14									
		P4	2,0	0,16	2,48	0,07	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	3,0	0,18	3,54	0,14									
vaste blokken, zonder bestorting vlakke bodem	T5	P3					n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.													
		P3					n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.													
losse blokken zonder bestorting vlakke bodem	T4	P8					n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.													
		P8					n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.													
losse blokken, slak 40-160 mm, 100 kg/m ² , vlakke bodem	T2	P7	2,0	0,15	2,45	0,07				3,2	0,18	3,74	0,16	3,4	0,22	4,06	0,19					
		P7	2,0	0,15	2,45	0,07				3,2	0,18	3,74	0,16	3,4	0,22	4,06	0,19					
losse blokken, slak 40-160 mm, 100 kg/m ² , vlakke bodem	T2	P14*	2,5	0,18	3,04	0,10				4,1	0,23	4,79	0,26	4,1	0,23	4,79	0,26					
		P14*	2,5	0,18	3,04	0,10				4,1	0,23	4,79	0,26	4,1	0,23	4,79	0,26					
blokkenmat zonder bestorting. Kaal opp. 2 x 8 m ²	T6	P10					n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.													
		P10					n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.													
blokkenmat zonder bestorting. Kaal opp. 2 x 5,5 m ²	T7	P11					n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.													
		P11					n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.													

* P12, P13 en P14 oude blokken

ongeveer als P10

<1,7|0,15| 1,82| 0,04
steek afhankelijk van
ruimte in doek

4,4| 0,24| 4,52| 0,23| 4,4| 0,24| 4,52| 0,23

4,0| 0,18| 4,09| 0,19| 4,4| 0,21| 4,50| 0,23

niet stabiele toestand

3,7| 0,22| 3,81| 0,16| 4,2| 0,22| 4,31| 0,21

>6,8| 0,26| 6,93| 0,55| >6,8| 0,26| >6,93| >0,55

6,5| 0,33| 6,67| 0,51| >6,5| 0,33| 6,67| >0,51

>>1,1| 0,26| >5,23| >0,31

>6 bij zeer extreme
turbulente situaties

U + 3σ

AD

U + 3σ

AD

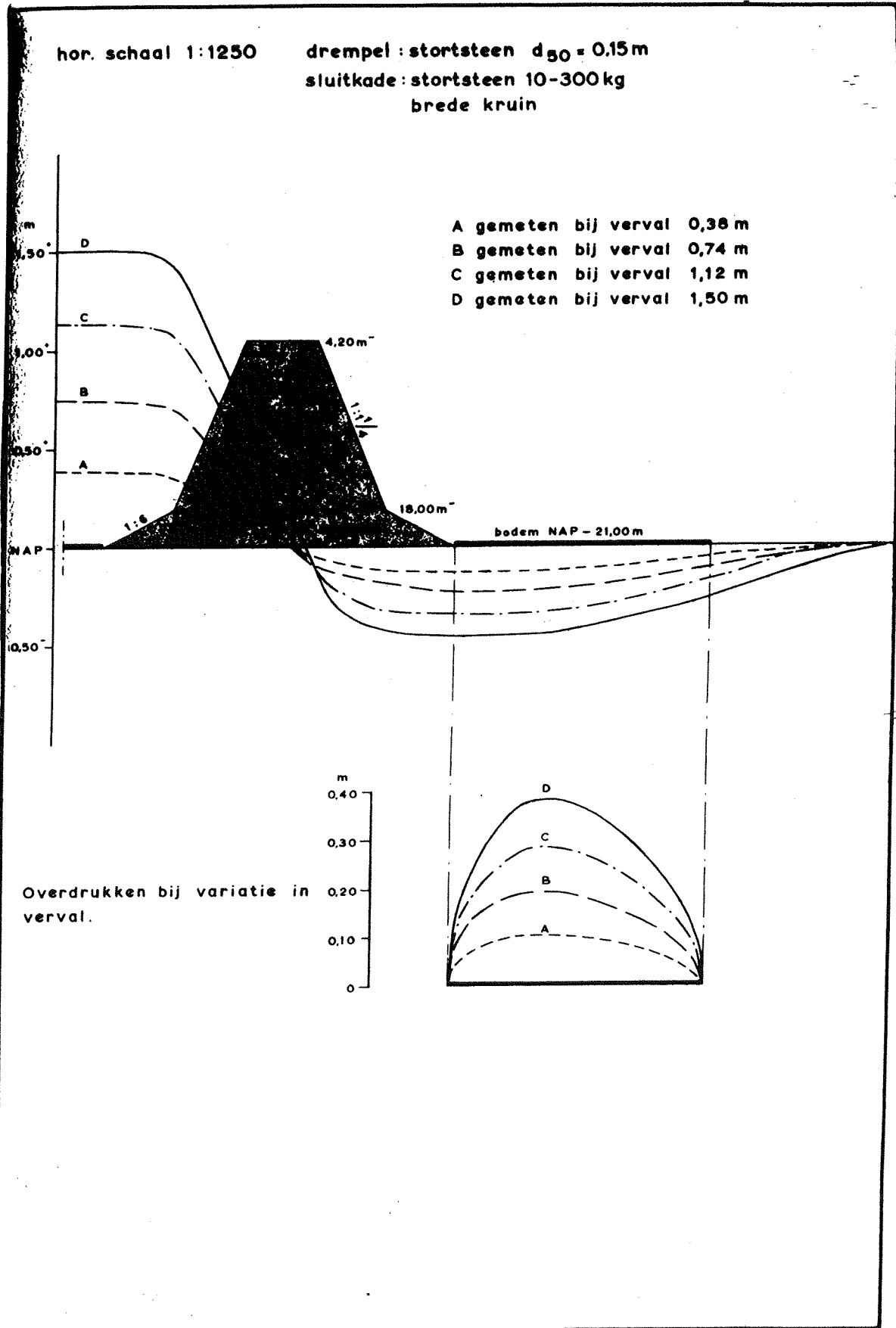
U + 3σ

AD

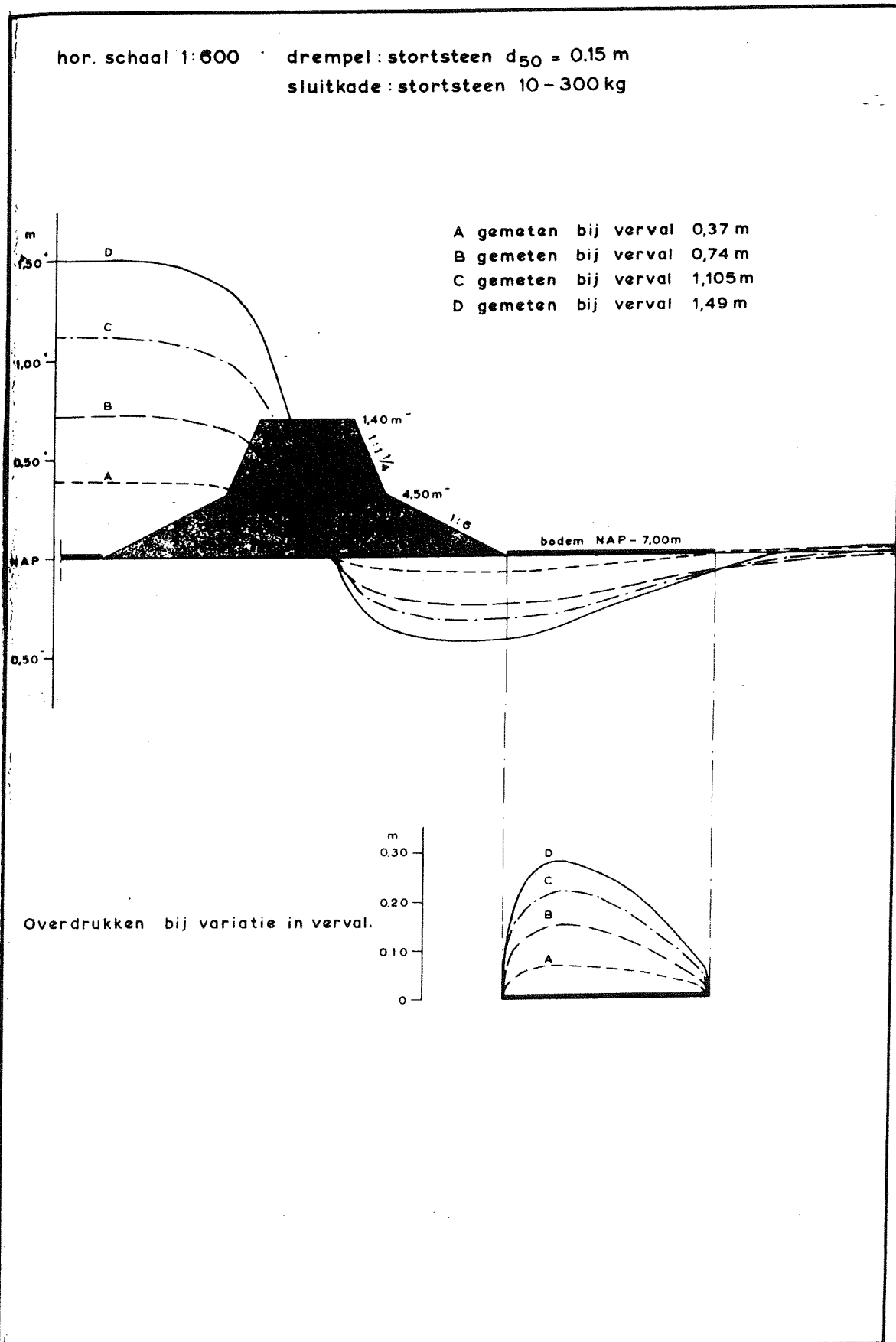
U + 3σ

AD

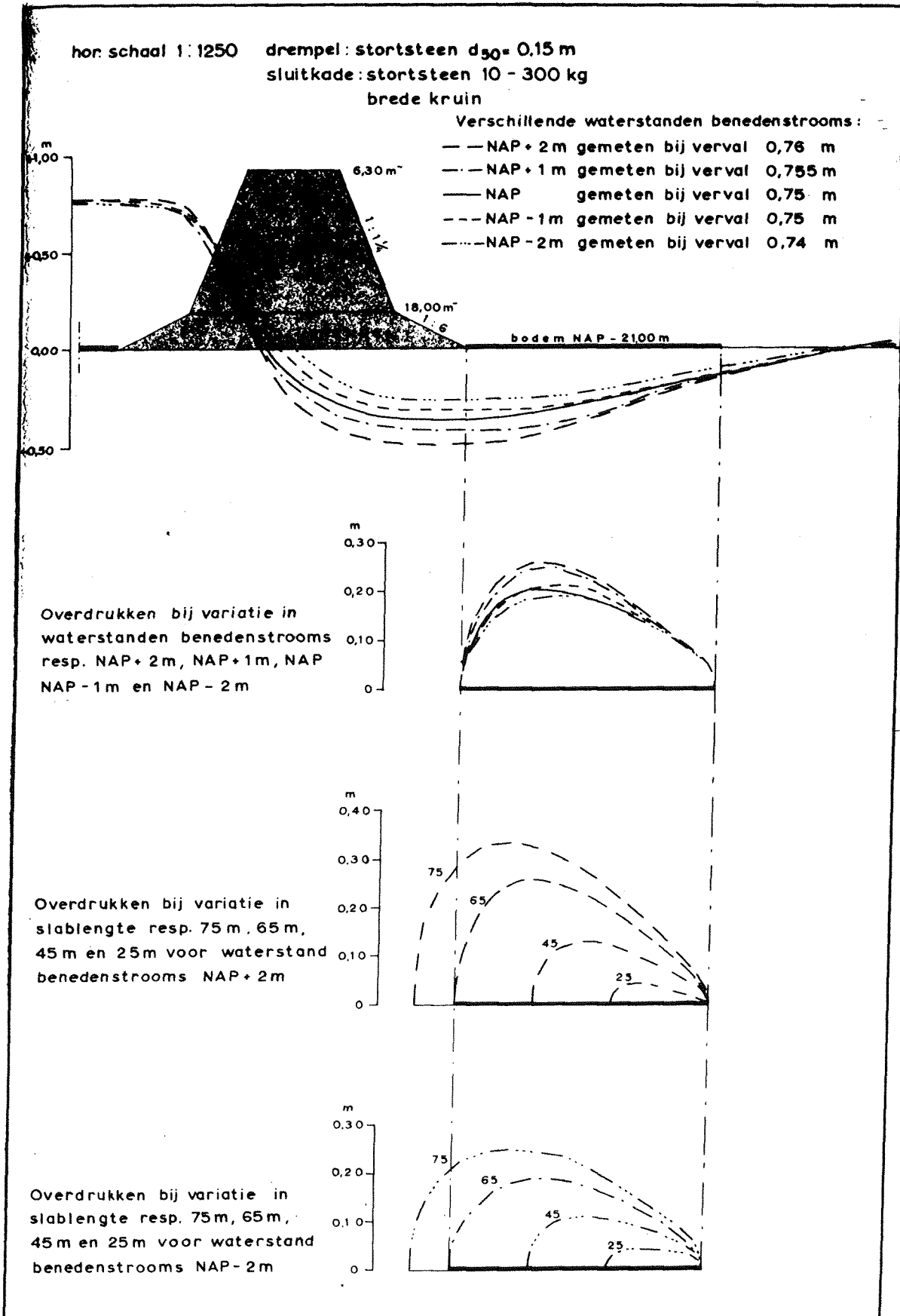
Bijlage 3 a



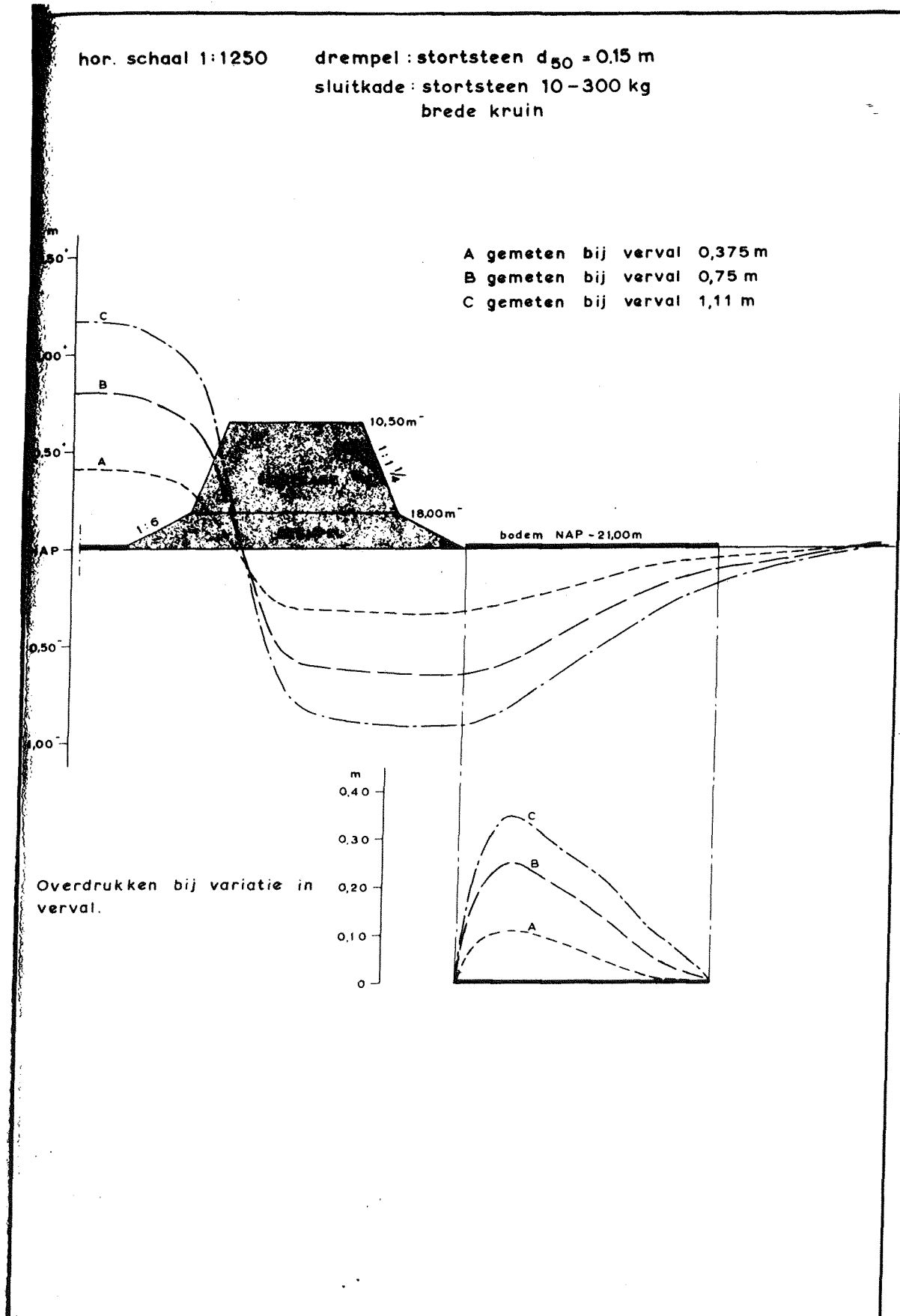
Bijlage 3 b



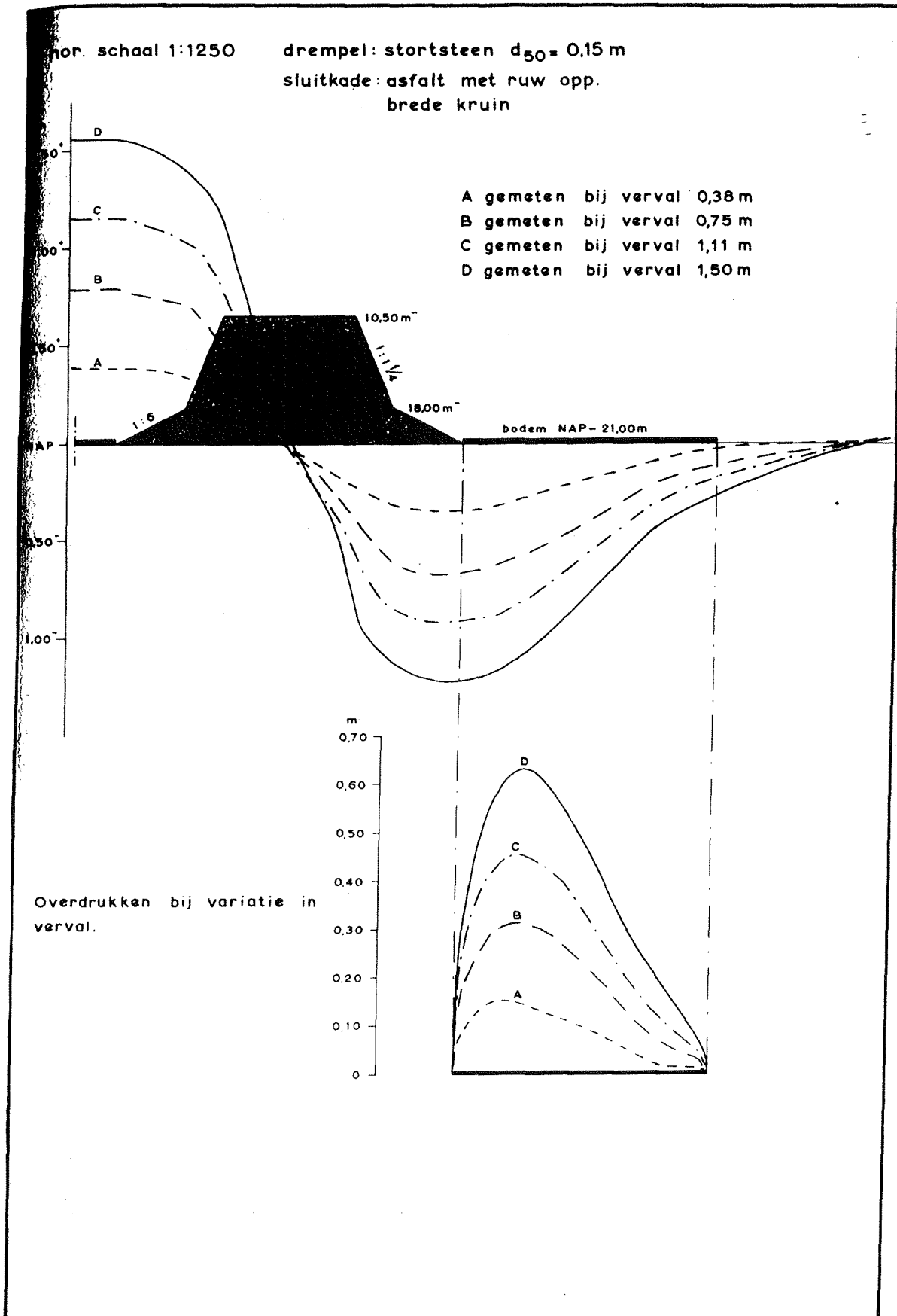
Bijlage 3 c



Bijlage 3 d



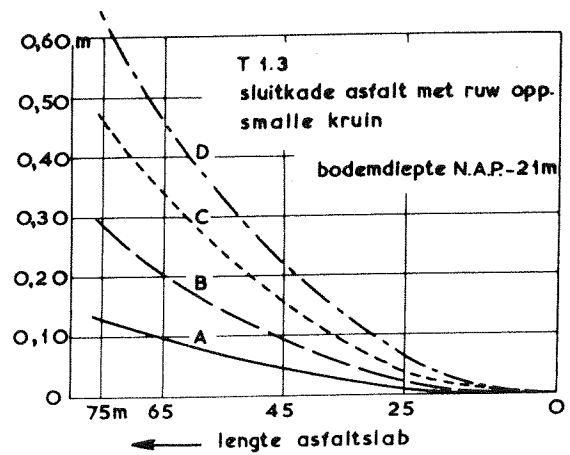
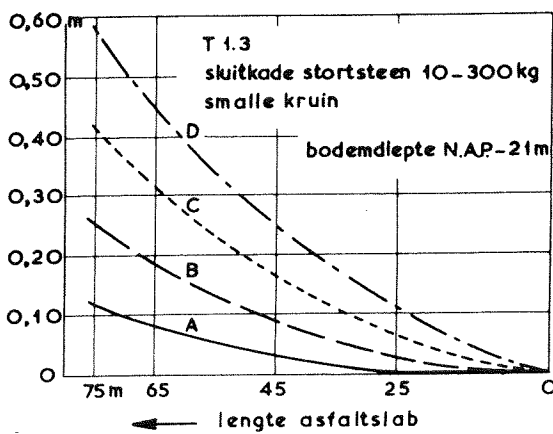
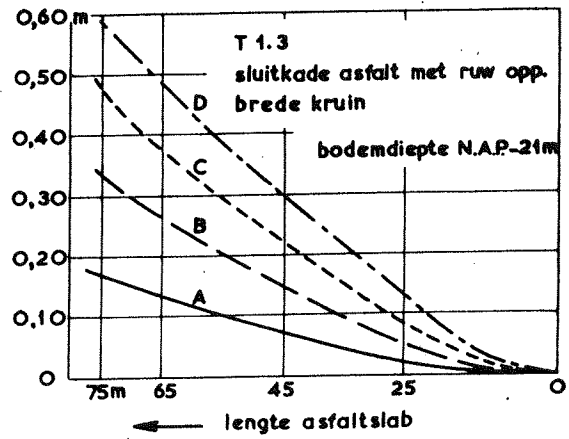
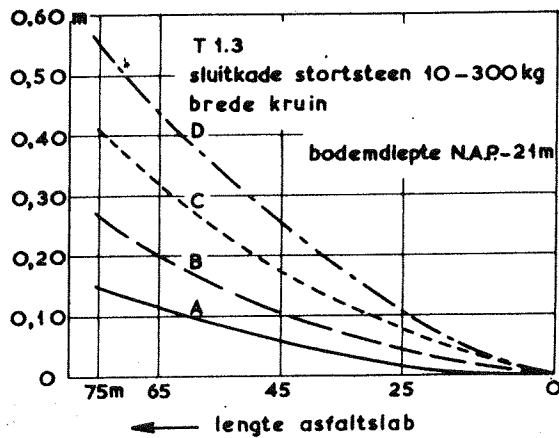
Bijlage 3 e



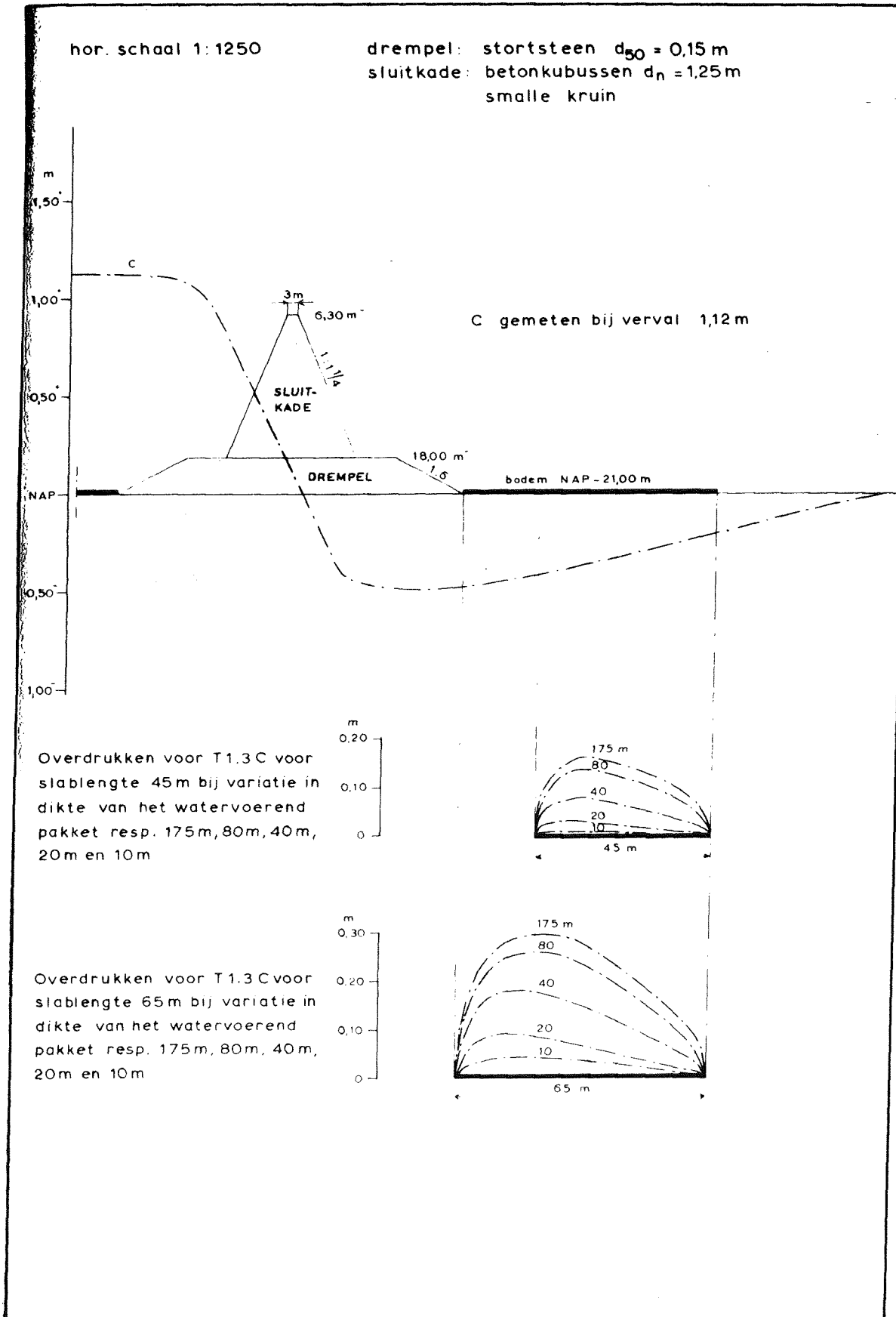
Bijlage 3 f

Verloop van de maximale overdrukken bij verschillende asfaltslablengten

A gemeten bij verval 0,38 m
 B gemeten bij verval 0,75 m
 C gemeten bij verval 1,13 m
 D gemeten bij verval 1,50 m



Bijlage 3 g



Bijlage 3 h Berekening kosten asfaltmastiekmat

In lit [24] zijn de kosten opgenomen van enkele bestekken. Uit deze bestekken wordt nu ter indicatie van de kostprijs van asfaltmastiek de prijs per centimeter laagdikte per m² aangelegde bodembescherming berekend.

In het eerste bestek is 73.000 ton mastiek aangebracht in 3 lagen van 0,08 meter. De kosten hiervoor bedroegen f7.367.000,- exclusief BTW en inclusief meer- en minderwerk. Bij een soortelijk gewicht van asfaltmastiek van 2000 kg/m³ betekent dit dat per bedekte vierkante meter $2000 \cdot 0,08 = 160$ kg gebruikt is. Voor f7.367.000,- is dus $73.000.000 / 160 = 456.250$ m² asfaltmastiek aangebracht, wat neerkomt op een prijs van f16,17 /m².

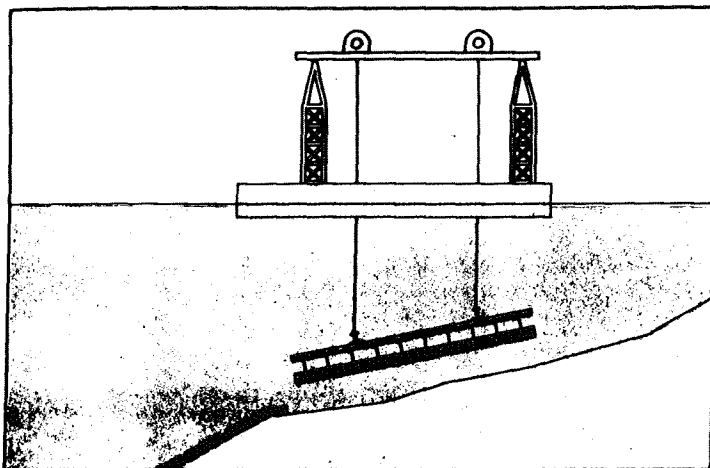
In het tweede bestek is 80.400 ton asfaltmastiek aangebracht in vier lagen van 0,08 meter voor een bedrag van f12.160.000,- exclusief BTW en inclusief meer- en minderwerk. Analoog aan bovenstaande berekening kan becijferd worden dat de kosten per vierkante meter dan f96,80 bedragen.

In het laatst vermelde bestek werd 205.000 ton asfaltmastiek in 3 lagen van 0,1 meter aangebracht voor een bedrag van f34.200.000,- , wat neerkomt op f100,10 /m².

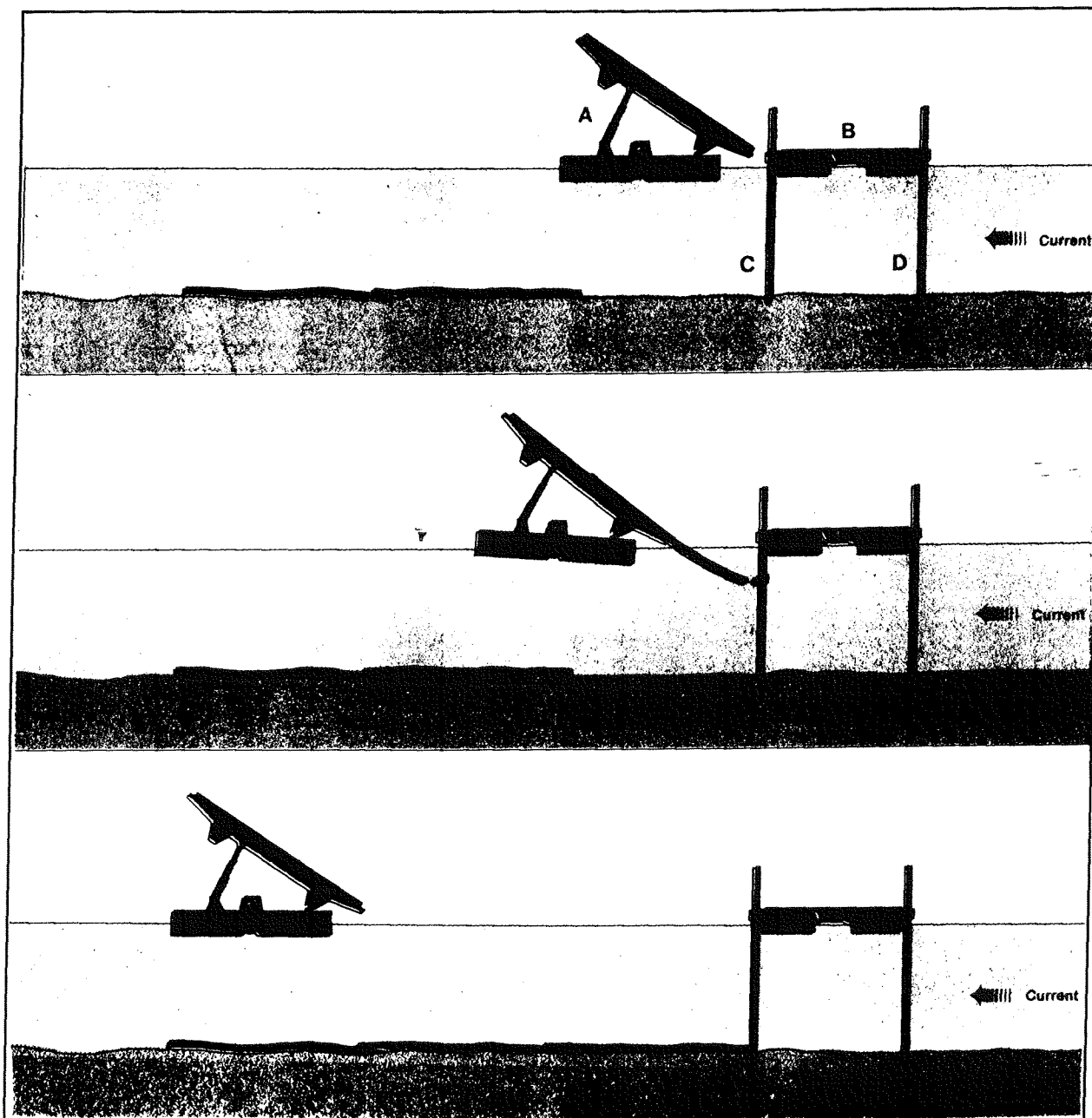
De prijs van de asfaltmastiekmat is logischerwijs afhankelijk van de dikte van de aan te leggen mat. De prijs per centimeter laagdikte per m² bedroeg respectievelijk f2,02 , f3,02 en f3,34. Deze prijsstijging wordt voornamelijk veroorzaakt door een verdubbeling van de materiaalkosten in de periode tussen het eerste en het laatste bestek. Deze materiaalkosten bepalen ongeveer de helft van de totale kosten.

In lit [24] wordt een gemiddelde prijs per centimeter laagdikte per aangelegde m² berekend van f3,35. Opgemerkt moet worden dat in deze berekening ook de kosten van de controle van het eindproduct en de kosten van het asfaltschip zijn meegenomen, zodat de gemiddelde prijs wat hoger is dan de gemiddelde prijs die volgt uit bovenstaande berekeningen.

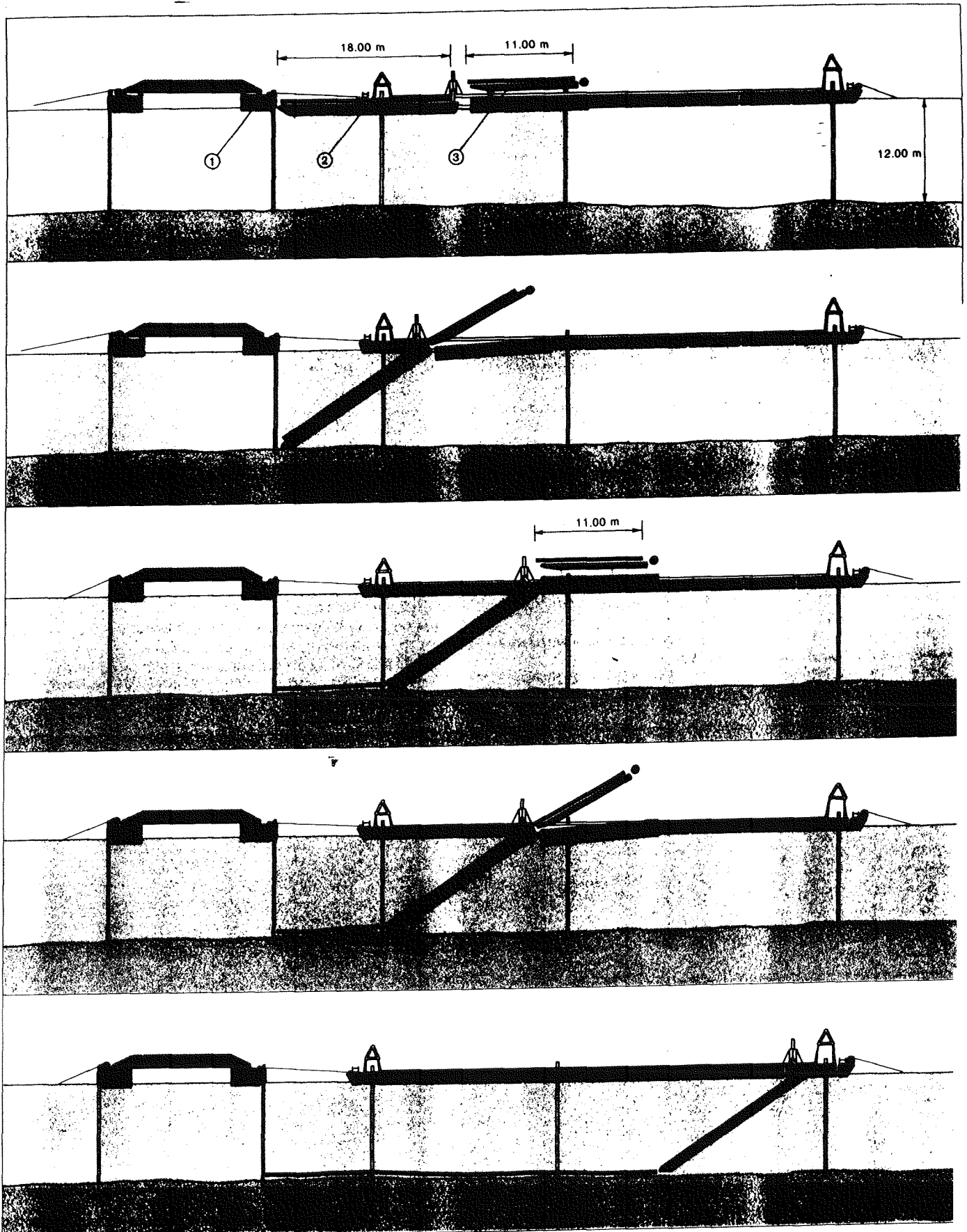
bijlage 4 Enkele uitvoeringsmethoden van Reno-matrassen



Figuur 1: Afzinken met behulp van een frame



Figuur 2: Afzinken met behulp van een ponton



Figuur 3: Afzinken met een ponton waarbij de matrassen worden gekoppeld op een hulpponton

Bijlage 5 Analyse betonblokkenmat

1. Algemeen

In deze bijlage worden de berekeningen weergegeven die ten grondslag liggen aan de stabiliteitscoëfficiënten β en ψ zoals die voor de betonblokkenmat in tabel 6.1 gepresenteerd zijn. Bij het bepalen van deze coëfficiënten voor de stabiliteit van het middendeel en de staalslak is met name gebruik gemaakt van lit [10] (proeven P1 tot en met P14) en lit [17]. De coëfficiënten voor de stabiliteit van de randen zijn berekend aan de hand van de gegevens uit lit [13] en lit [14].

2. Bepaling Δ

Alvorens de resultaten van de uitgevoerde analyse te presenteren wordt eerst ingegaan op de bepaling van de waarde van Δ van de betonblokkenmat. Deze wordt als volgt berekend:

betonblokkenmat zonder bestorting

Bepaal de dichtheid van de betonblokkenmat met een hoogte van de blokjes d en een percentage vrije ruimte op de mat ε :

$$\rho_{\text{mat}} = \frac{V_b \cdot \rho_b + V_w \cdot \rho_w}{V_b + V_w} = \frac{d \cdot (1-\varepsilon) \cdot \rho_b + \varepsilon \cdot d \cdot \rho_w}{d} = (1-\varepsilon) \cdot \rho_b + \varepsilon \cdot \rho_w$$

$$\Delta = \frac{\rho_{\text{mat}} - \rho_w}{\rho_w} = \frac{(1-\varepsilon) \cdot \rho_b + \varepsilon \cdot \rho_w - \rho_w}{\rho_w} = \frac{(1-\varepsilon) \cdot \rho_b + (\varepsilon - 1) \cdot \rho_w}{\rho_w} = \frac{(1-\varepsilon) \cdot \rho_b}{\rho_w} + (\varepsilon - 1)$$

betonblokkenmat met bestorting

Bepaal de dichtheid van de betonblokkenmat met een hoogte van de blokjes d en een percentage vrije ruimte op de mat ε dat voor n procent gevuld is met ballastmateriaal:

$$\rho_{\text{mat}} = \frac{V_b \cdot \rho_b + V_s \cdot \rho_s + V_w \cdot \rho_w}{V_b + V_s + V_w} = \frac{d \cdot (1-\varepsilon) \cdot \rho_b + \varepsilon \cdot d \cdot (1-n) \cdot \rho_s + \varepsilon \cdot d \cdot n \cdot \rho_w}{d} = (1-\varepsilon) \cdot \rho_b + \varepsilon \cdot (1-n) \cdot \rho_s + \varepsilon \cdot n \cdot \rho_w$$

$$\Delta = \frac{\rho_{\text{mat}} - \rho_w}{\rho_w} = \frac{(1-\varepsilon) \cdot \rho_b + \varepsilon \cdot (1-n) \cdot \rho_s + \varepsilon \cdot n \cdot \rho_w - \rho_w}{\rho_w} = \frac{(1-\varepsilon) \cdot \rho_b + \varepsilon \cdot (1-n) \cdot \rho_s + (\varepsilon \cdot n - 1) \cdot \rho_w}{\rho_w}$$

In deze formules is: $\rho_{\text{mat}}, \rho_w, \rho_b, \rho_s$ = dichtheden van respectievelijk de betonblokkenmat, water, beton en ballastmateriaal [kg/m^3]
 V_m, V_b, V_s, V_w = volumes van mat, beton, ballastmateriaal en water [m^3]

3. Stabiliteit middendeel

3.1 Algemeen

Bij het bepalen van de stabiliteit van het middendeel van de betonblokkenmat is gekeken naar de stabiliteit van de staalslakken, van de blokkenmat met vaste blokken en van de blokkenmat met losse blokken. Indien een nieuwe blokkenmat wordt ontworpen mag worden uitgegaan van een blokkenmat met vaste betonblokken. De gegevens voor de mat met losse betonblokken zijn opgenomen om de stabiliteit van een bestaande blokkenmat waarvan is geconstateerd dat de blokken (deels) los liggen te toetsen om te bepalen of een aanpassing van de constructie noodzakelijk is of niet.

3.1 Stabiliteit staalslak

Bij het ontwerpen van een nieuwe betonblokkenmat waarop ballastmateriaal gestort gaat worden om de stabiliteit van de mat te verbeteren is het zinvol dat de stabiliteit van het stortmateriaal op de mat berekend kan worden als functie van de D_{n50} van het stortmateriaal. Zodoende kan de benodigde minimale diameter van het stortmateriaal berekend worden bij een bepaalde stroomsnelheid zodat bekend is welke minimale afmetingen het stortmateriaal moet hebben.

In Tabel 1 zijn de resultaten weergegeven van de analyse van de stabiliteit van de staalslakken op de betonblokkenmat. Als maatgevend voor de stabiliteit van de staalslakken bij het ontwerp van een nieuwe blokkenmat is de betonblokkenmat met vaste blokken op een golvende bodem gesteld, omdat dit een realistischere situatie is dan een betonblokkenmat op een perfect vlakke bodem. Voor deze situatie mag dan gebruik gemaakt worden van $\beta = 0,25$ en $\psi = 0,032$.

Proef	Staalslak 40/160 mm		Staalslak 20/80 mm		Toestand	
	ψ	β	ψ	β	Bodem	Blokken
P1	0,076	0,11			vlak	vast
P6			0,032	0,21	golvend	vast
P7	0,034-0,039	0,22-0,25			golvend	vast
R460 XIII	n.v.t.	0,08			vlak	los

Tabel 1: Waarden van de stabiliteitscoëfficiënten β en ψ voor staalslakken op een blokkenmat

De waarden van ψ en β zijn als volgt berekend:

Proef R460 XIII

Bestorting en losliggende blokken worden instabiel bij een gemiddelde stroomsnelheid $\bar{u} = 5,60$ m/s. Schat σ (variatie in stroomsnelheid, maat voor de turbulentie) op 0,3 (veel turbulentie door leggen betonnen balk in stroomgoot). Hieruit volgt voor de staalslakken $u_{krit} = \bar{u} + 3 \cdot \sigma = 5,6 + 3 \cdot 0,3 = 6,5$ m/s.

$$\Delta_{\text{staalslakken}} = \frac{3200 - 1000}{1000} = 2,2$$

$$D_n = 85 \text{ mm} = 0,085 \text{ m}$$

$$\text{Izbash: } \Delta \cdot D_n \geq \beta \cdot \frac{u_{krit}^2}{2g} \quad \Rightarrow \quad \beta = \frac{2 \cdot g \cdot \Delta \cdot D_n}{u_{krit}^2}$$

$$\beta = \frac{2 \cdot 9,81 \cdot 2,2 \cdot 0,085}{6,5^2} = 0,08$$

Shields: Uit deze proef kan geen waarde van ψ afgeleid worden omdat $h/D_n \ll 20$ en er geen sprake is van een logaritmisch snelheidsprofiel.

Proef P1

Vlakke bodem, intacte blokkenmat, 100 kg/m² staalslak 40/160 mm.

Bij $\bar{u} = 5,5$ m/s worden de staalslakken een beetje uitgehold. Hieruit volgt (met $\sigma = 0,2$):

$$u_{\text{krit}} = \bar{u} + 3 \cdot \sigma = 5,5 + 3 \cdot 0,2 = 6,1 \text{ m/s.}$$

$$D_n = 0,097 \text{ m}$$

$$\text{Izbash:} \quad \beta = \frac{2 \cdot 9,81 \cdot 2,2 \cdot 0,097}{6,1^2} = 0,11$$

Shields: Voor de hydraulische ruwheid van de bestorte blokkenmat wordt aangenomen dat deze gelijk is aan de ruwheid van de staalslakken, die meer dan 50% van het oppervlak bedekken. Aangezien de hydraulische ruwheid echter van grote invloed is op ψ zou deze eigenlijk nauwkeurig in het model gemeten moeten worden.

$$C = 25 \cdot \left(\frac{h}{D_n}\right)^{1/6} = 25 \cdot \left(\frac{5}{0,097}\right)^{1/6} = 48 \text{ m}^{1/2} / \text{s}$$

$$\Delta \cdot D_n = \frac{u_{\text{kr}}^2}{\psi \cdot C^2} \quad \Rightarrow \quad \psi = \frac{u_{\text{kr}}^2}{\Delta \cdot D_n \cdot C^2}$$

$$\psi = \frac{5,6^2}{2,2 \cdot 0,097 \cdot 48^2} = 0,076$$

Proef P6

Gegolfde bodem, intacte blokkenmat, 100 kg/m² staalslak 20/80 mm

Transport van slak begint bij $\bar{u} = 2,7$ m/s en $\sigma = 0,2$ m/s (geschat) \Rightarrow

$$u_{\text{krit}} = \bar{u} + 3 \cdot \sigma = 2,7 + 3 \cdot 0,2 = 3,3 \text{ m/s}$$

$$D_n = 0,051 \text{ m}$$

$$C = 25 \cdot \left(\frac{5}{0,051}\right)^{1/6} = 53,7 \text{ m}^{1/2} / \text{s}$$

$$\Delta = 2,3$$

$$\text{Izbash:} \quad \beta = \frac{2 \cdot 9,81 \cdot 2,3 \cdot 0,051}{3,3^2} = 0,21$$

$$\text{Shields:} \quad \psi = \frac{3,3^2}{2,3 \cdot 0,051 \cdot 53,7^2} = 0,032$$

Proef P7

Gegolfde bodem, intacte blokkenmat, 100 kg/m² staalslak 40/160 mm

Uitmelken slak bij $\bar{u} = 3,5-3,8$ m/s en $\sigma = 0,20$ m/s \Rightarrow

$$u_{\text{krit}} = \bar{u} + 3 \cdot \sigma = 3,5-3,8 + 3 \cdot 0,2 = 4,1-4,4 \text{ m/s}$$

$$D_n = 0,097 \text{ m}$$

$$\text{Izbash:} \quad \beta = \frac{2 \cdot 9,81 \cdot 2,2 \cdot 0,097}{(4,1-4,4)^2} = 0,22 - 0,25$$

$$\text{Shields:} \quad \psi = \frac{(4,1-4,4)^2}{2,2 \cdot 0,097 \cdot 48^2} = 0,034 - 0,039$$

3.2 Stabiliteit blokkenmat met vaste blokken

Als maatgevend voor de stabiliteit van een betonblokkenmat is gesteld de situatie waarin het doek onder de blokken gaat trillen of klapperen, omdat dit klapperen de zanddichtheid van de mat nadelig beïnvloedt. Bij de proeven P1 en P7 is de proef voortijdig afgebroken terwijl de mat nog stabiel was evenals de meeste staalslak. Hierdoor is het moeilijk om bij deze proeven een concrete waarde van β te noemen waarbij de stabiliteit van de mat nog verzekerd is.

Gekozen wordt voor een waarde van β van 0,1 voor de bestorte blokkenmat. Dit is de waarde van β die hoort bij proef P6, de enige proef die tot en met het klapperen van het doek is voortgezet. De waarde van ψ die hierbij hoort is 0,067. Voor de onbestorte blokkenmat worden de waarden van proef P5 aangehouden: $\beta = 0,06$ en $\psi = 0,162$.

Proef	ψ	β	Toestand	
			bodem	slak
P1	> 0,070	< 0,12	vlak	40/160
P5	0,162	0,06	golvend	geen
P6	0,067	0,10	golvend	20/80
P7	> 0,052	< 0,16	golvend	40/160

Tabel 2: Waarden van de stabiliteitscoëfficiënten β en ψ voor een blokkenmat met vaste blokken

Aan bovenstaande tabel liggen de volgende berekeningen ten grondslag:

Proef P1

Vlakke bodem, intacte blokkenmat, 100 kg/m² staalslak 40/160 mm.

Bij $\bar{u} = 6$ m/s is de mat nog stabiel en de meeste slak nog aanwezig. Hieruit volgt (met $\sigma = 0,2$):

$$u_{\text{krit}} > \bar{u} + 1/2 \cdot \sigma > 6,0 + 1/2 \cdot 0,2 > 6,1 \text{ m/s.}$$

$$D_n = 0,177 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 0,59$$

$$\rho_b = 2185 \text{ kg/m}^3$$

$n =$ holle ruimte tussen de slak = 0,4 (aanname)

$$\Delta = \frac{(1-\varepsilon) \cdot \rho_b + \varepsilon \cdot (1-n) \cdot \rho_s + (\varepsilon \cdot n - 1) \cdot \rho_w}{\rho_w} = \frac{(1-0,59) \cdot 2185 + 3300 \cdot 0,59 \cdot (1-0,4) + 1000 \cdot 0,59 \cdot 0,4 - 1000}{1000} = 1,300$$

$$\text{Izbash: } \beta < \frac{2 \cdot 9,81 \cdot 1,3 \cdot 0,177}{6,1^2} < 0,12$$

Shields: Neem $C = C_{\text{staalslak}} = 48 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$

$$\psi > \frac{6,1^2}{1,3 \cdot 0,177 \cdot 48^2} > 0,070$$

Proef P5

Gegolfde bodem, intacte blokkenmat, geen slak

Trillen van de mat begint bij $\bar{u} = 5,0$ m/s en $\sigma = 0,33$ m/s \Rightarrow

$$u_{\text{krit}} = \bar{u} + 1/2 \cdot \sigma = 2,7 + 1/2 \cdot 0,33 = 5,17 \text{ m/s}$$

$$\Delta = \frac{(1-\varepsilon) \cdot \rho_b}{\rho_w} + (\varepsilon - 1) = \frac{(1-0,59) \cdot 2185}{1000} + (0,59 - 1) = 0,489$$

$$C = 25 \cdot \left(\frac{5}{0,177}\right)^{1/6} = 43,6 \text{ m}^{1/2} / \text{s}$$

$$\text{Izbash: } \beta = \frac{2 \cdot 9,81 \cdot 0,489 \cdot 0,177}{5,17^2} = 0,06$$

$$\text{Shields: } \psi = \frac{5,17^2}{0,489 \cdot 0,177 \cdot 43,6^2} = 0,162$$

Proef P6

Gegolfde bodem, intacte blokkenmat, 100 kg/m² staalslak 20/80 mm

Klapperen van het doek bij $\bar{u} = 6,5$ m/s en $\sigma = 0,33$ m/s (geschat) \Rightarrow

$$u_{\text{krit}} = \bar{u} + 1/2 \cdot \sigma = 6,5 + 1/2 \cdot 0,33 = 6,67 \text{ m/s}$$

$$D_n = 0,177 \text{ m}$$

$$C = 53,7 \text{ m}^{1/2} / \text{s}$$

$$\Delta = 1,3$$

$$\text{Izbash: } \beta = \frac{2 \cdot 9,81 \cdot 1,3 \cdot 0,177}{6,67^2} = 0,10$$

$$\text{Shields: } \psi = \frac{6,67^2}{1,3 \cdot 0,177 \cdot 53,7^2} = 0,067$$

Proef P7

Gegolfde bodem, intacte blokkenmat, 100 kg/m² staalslak 40/160 mm

Bij proef P7 bestond de mat uit een gedeelte met losse en een gedeelte met vaste blokken. Nadat de proef bij $\bar{u} = 5,1$ m/s is afgebroken omdat het gedeelte met de losse blokken bezweken was bleek het deel met de vaste blokken nog intact. Ook was vrijwel alle slak nog aanwezig. Hieruit volgt (met $\sigma = 0,26$ m/s) $u_{\text{krit}} > \bar{u} + 1/2 \cdot \sigma > 5,1 + 1/2 \cdot 0,26 > 5,23$ m/s

$$\text{Izbash: } \beta < \frac{2 \cdot 9,81 \cdot 1,3 \cdot 0,177}{5,23^2} < 0,16$$

$$\text{Shields: } \psi > \frac{5,23^2}{1,3 \cdot 0,177 \cdot 48^2} > 0,052$$

3.3 Stabiliteit blokkenmat met losse blokken

Als maatgevend voor een betonblokkenmat met losse blokken wordt gesteld de situatie van begin van bewegen op een golvende bodem. Hierbij hoort een waarde van $\psi = 0,041$ en $\beta = 0,25$ voor de onbestorte blokkenmat. Bij de bestorte blokkenmat worden de waarden $\beta = 0,32$ en $\psi = 0,027$ toegepast. Op het eerste gezicht is men geneigd te denken dat een onbestorte mat dus stabiel is dan een mat met bestorting. Zoals al is uitgelegd in hoofdstuk 7 wordt dit veroorzaakt door de veel hogere waarde van Δ voor de bestorte blokkenmat ten opzichte van de onbestorte blokkenmat. Hierdoor vallen de waarden van β en ψ hoger respectievelijk lager uit voor de bestorte blokkenmat, ondanks dat deze in staat is hogere stroomsnelheden te weerstaan.

Proef	begin van bewegen		klapperen doek		bezwijken		Toestand	
	ψ	β	ψ	β	ψ	β	bodem	slak
R460 XIII					n.v.t.	0,11	vlak	40/160
P12	0,041	0,25	0,082	0,13			golvend	geen
P13	0,027	0,32	0,032	0,27	0,040	0,21	golvend	40/160
P14			0,043	0,20	0,038	0,22	vlak	40/160

Tabel 3: Waarden van de stabiliteitscoëfficiënten β en ψ voor een blokkenmat met losse blokken

Berekeningen:

Proef R460 XIII

Bestorting en losliggende blokken worden instabiel bij een gemiddelde stroomsnelheid $\bar{u} = 5,60$ m/s.

Schat $\sigma = 0,3 \Rightarrow u_{krit} = \bar{u} + 1/2 \cdot \sigma = 5,6 + 3 \cdot 0,3 = 6,5$ m/s.

$$\rho_b = 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$\varepsilon = 0,48$$

$$\rho_s = 3200 \text{ kg/m}^3$$

$$\Delta = \frac{(1-\varepsilon) \cdot \rho_b + \varepsilon \cdot (1-n) \cdot \rho_s + (\varepsilon \cdot n - 1) \cdot \rho_w}{\rho_w} = \frac{(1-0,48) \cdot 2500 + 3200 \cdot 0,48 \cdot (1-0,4) + 1000 \cdot 0,48 \cdot 0,4 - 1000}{1000} = 1,414$$

$$Izbash: \quad \beta = \frac{2 \cdot 9,81 \cdot 1,414 \cdot 0,17}{6,5^2} = 0,11$$

Shields: Uit deze proef kan geen waarde van ψ afgeleid worden omdat $h/D_n \ll 20$ en er geen sprake is van een logaritmischn snelheidsprofiel.

Proef P12

Gegolfde bodem, losliggende blokken, geen staalslak.

Iets ander blokkenpatroon met $\varepsilon = 0,56$

$$\Delta = \frac{(1-\varepsilon) \cdot \rho_b}{\rho_w} + (\varepsilon - 1) = \frac{(1-0,56) \cdot 2185}{1000} + (0,56 - 1) = 0,521$$

Verplaatsen van de losse blokken bij $\bar{u} = 2,2$ m/s en $\sigma = 0,16 \Rightarrow$

$u_{krit} = \bar{u} + 3 \cdot \sigma = 2,2 + 3 \cdot 0,16 = 2,68$ m/s.

$$Izbash: \quad \beta = \frac{2 \cdot 9,81 \cdot 0,521 \cdot 0,177}{2,68^2} = 0,25$$

$$Shields: \quad C = 43,6 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$$
$$\psi = \frac{2,68^2}{0,521 \cdot 0,177 \cdot 43,6^2} = 0,041$$

Klapperen van het doek treedt op bij $\bar{u} = 3,7$ m/s en $\sigma = 0,22 \Rightarrow$

$u_{krit} = \bar{u} + 1/2 \cdot \sigma = 3,7 + 1/2 \cdot 0,22 = 3,8$ m/s.

$$Izbash: \quad \beta = \frac{2 \cdot 9,81 \cdot 0,521 \cdot 0,177}{3,8^2} = 0,13$$

$$Shields: \quad \psi = \frac{3,8^2}{0,521 \cdot 0,177 \cdot 43,6^2} = 0,082$$

Proef P13

Gegolfde bodem, losliggende blokken, 100 kg/m^2 staalslak 40/160 mm.

Zelfde blokkenpatroon als P12 met $\varepsilon = 0,56$

$$\Delta = \frac{(1-\varepsilon) \cdot \rho_b + \varepsilon \cdot (1-n) \cdot \rho_s + (\varepsilon \cdot n - 1) \cdot \rho_w}{\rho_w} = \frac{(1-0,56) \cdot 2185 + 3300 \cdot 0,56 \cdot (1-0,4) + 1000 \cdot 0,56 \cdot 0,4 - 1000}{1000} = 1,294$$

Verplaatsen van de losse blokken bij $\bar{u} = 3,2$ m/s en $\sigma = 0,18 \Rightarrow$

$u_{krit} = \bar{u} + 3 \cdot \sigma = 3,2 + 3 \cdot 0,18 = 3,74$ m/s.

$$\text{Izbash: } \beta = \frac{2 \cdot 9,81 \cdot 1,294 \cdot 0,177}{3,74^2} = 0,32$$

$$\text{Shields: } C = 48 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$$

$$\psi = \frac{3,74^2}{1,294 \cdot 0,177 \cdot 48^2} = 0,027$$

Klapperen van het doek treedt op bij $\bar{u} = 4,0 \text{ m/s}$ en $\sigma = 0,2 \Rightarrow$
 $u_{\text{krit}} = \bar{u} + 1/2 \cdot \sigma = 4,0 + 1/2 \cdot 0,2 = 4,1 \text{ m/s}$.

$$\text{Izbash: } \beta = \frac{2 \cdot 9,81 \cdot 1,294 \cdot 0,177}{4,1^2} = 0,27$$

$$\text{Shields: } \psi = \frac{4,1^2}{1,294 \cdot 0,177 \cdot 48^2} = 0,032$$

Bezwijken van de mat treedt op bij $\bar{u} = 4,5 \text{ m/s}$ en $\sigma = 0,21 \Rightarrow$
 $u_{\text{krit}} = \bar{u} + 1/2 \cdot \sigma = 4,5 + 1/2 \cdot 0,21 = 4,6 \text{ m/s}$.

$$\text{Izbash: } \beta = \frac{2 \cdot 9,81 \cdot 1,294 \cdot 0,177}{4,6^2} = 0,21$$

$$\text{Shields: } \psi = \frac{4,6^2}{1,294 \cdot 0,177 \cdot 48^2} = 0,040$$

Proef P14

Vlakke bodem, losliggende blokken, 100 kg/m^2 staalslak 40/160 mm.
 Zelfde blokkenpatroon als P12 met $\varepsilon = 0,56$ en $\Delta = 1,294$

Wegspoelen blokken bij $\bar{u} = 4,1 \text{ m/s}$ en $\sigma = 0,23 \Rightarrow$
 $u_{\text{krit}} = \bar{u} + 3 \cdot \sigma = 4,1 + 3 \cdot 0,23 = 4,79 \text{ m/s}$.

$$\text{Izbash: } \beta = \frac{2 \cdot 9,81 \cdot 1,294 \cdot 0,177}{4,79^2} = 0,20$$

$$\text{Shields: } C = 48 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$$

$$\psi = \frac{4,79^2}{1,294 \cdot 0,177 \cdot 48^2} = 0,043$$

Bezwijken van de mat treedt op bij $\bar{u} = 4,4 \text{ m/s}$ en $\sigma = 0,24 \Rightarrow$
 $u_{\text{krit}} = \bar{u} + 1/2 \cdot \sigma = 4,4 + 1/2 \cdot 0,24 = 4,52 \text{ m/s}$.

$$\text{Izbash: } \beta = \frac{2 \cdot 9,81 \cdot 1,294 \cdot 0,177}{4,52^2} = 0,22$$

$$\text{Shields: } \psi = \frac{4,52^2}{1,294 \cdot 0,177 \cdot 48^2} = 0,038$$

4. Stabiliteit randen

4.1 Algemeen

Bij het bepalen van de randstabiliteit speelt het drukverschil tussen boven- en onderzijde van de matrand een grote rol. Dit drukverschil is afhankelijk van de geometrie en permeabiliteit van zowel matrasrand als ondergrond, en van de waterdiepte.

Uit verschillende onderzoeken is gebleken dat het drukverschil evenredig is met de stroomsnelheid in het kwadraat: $p \propto \rho \cdot u^2$. Waar het nu om draait is het vinden van de juiste vermenigvuldigingscoëfficiënt. Dit komt neer op het bepalen van β in de formule van Izbash. Dit kan als volgt aangetoond worden:

Het drukverschil moet gecompenseerd worden door de kracht van het gewicht van de mat onder water. Deze kracht is gelijk aan $(1 - \varepsilon) \cdot \rho_b \cdot g \cdot d - (1 - \varepsilon) \cdot \rho_w \cdot g \cdot d$. Nu kan de volgende vergelijking opgesteld worden (met C als de te bepalen coëfficiënt):

$$(1 - \varepsilon) \cdot \rho_b \cdot g \cdot d - (1 - \varepsilon) \cdot \rho_w \cdot g \cdot d = C \cdot \rho_w \cdot u^2 \Rightarrow$$

$$\frac{(1 - \varepsilon) \cdot \rho_b \cdot d - (1 - \varepsilon) \cdot \rho_w \cdot d}{\rho_w} = C \cdot \frac{u^2}{g} \Rightarrow$$

$$\Delta \cdot d = C \cdot \frac{u^2}{g}$$

Dit is gelijk aan de formule van Izbash als $\beta/2$ in plaats van C ingevuld wordt.

4.2 Stabiliteit randen

De stabiliteit van de randen van de blokkenmat is te vinden in Tabel 4. De berekeningen die hebben geresulteerd in de waarden die in Tabel 4 gegeven staan zijn onder deze tabel te vinden.

	zijrand	rand ontgrondingskuil
Onbestorte blokkenmat	0,22	0,74
Bestorte blokkenmat	0,16	0,56

Tabel 4: stabiliteitscoëfficiënten voor de randen van de blokkenmat

4.2.1 Berekening stabiliteit zijdelings aangestroomde rand

De stabiliteit van de zijrand van zowel de bestorte als de onbestorte blokkenmat staat weergegeven in figuur 3.4 (blz. 21) welke afkomstig is uit Waterloopkundig Laboratorium M2010. Hieruit valt te zien dat voor grote waterdiepten de kritieke stroomsnelheid voor de bestorte blokkenmat een factor 1,5 hoger is dan voor de onbestorte blokkenmat. Hiervan wordt een factor 1,31 veroorzaakt door de toename van Δ van de bestorte ($\Delta = 1,065$) ten opzichte van de onbestorte ($\Delta = 0,618$) blokkenmat.

Dit is als volgt in te zien:

$$\Delta_1 \cdot D = \beta_1 \cdot \frac{u_1^2}{2g} \rightarrow u_1 = \frac{\sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta_1 \cdot D}}{\sqrt{\beta_1}}$$

$$\Delta_2 \cdot D = \beta_2 \cdot \frac{u_2^2}{2g} \rightarrow u_2 = \frac{\sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta_2 \cdot D}}{\sqrt{\beta_2}}$$

Hieruit volgt, met $\beta_1 = \beta_2$ (verzwaring van de mat heeft geen invloed op β):

$$\frac{u_2}{u_1} = \frac{\sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta_2 \cdot D}}{\sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta_1 \cdot D}} = \sqrt{\frac{\Delta_2}{\Delta_1}} = \sqrt{\frac{1,065}{0,618}} = 1,31$$

Het overige deel, een factor $1,5/1,31 = 1,15$, wordt veroorzaakt door een toename van de stijfheid van de mat waardoor de weerstand tegen opbuigen vergroot wordt.

De stabiliteitscoëfficiënt β is nu als volgt te berekenen:

Onbestorte blokkenmat:

$\Delta = 0,618$ (gegeven)

$u_{kr} = 3,1$ m/s (figuur 3.4)

$$\Delta \cdot d = \frac{\beta}{2} \cdot \frac{u^2}{g} \Rightarrow 0,618 \cdot 0,17 = \frac{\beta}{2} \cdot \frac{3,1^2}{g} \Rightarrow \underline{\beta = 0,22}$$

Bestorte blokkenmat:

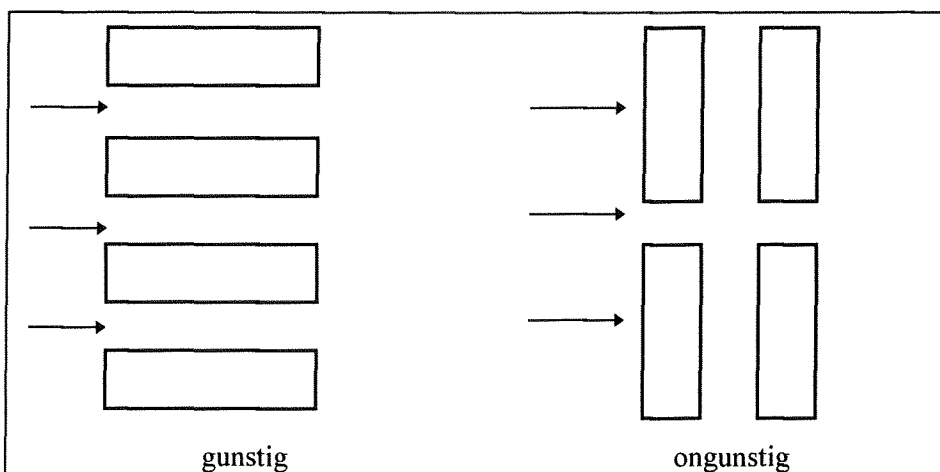
$\Delta = 0,618$ (gegeven)

$u_{kr} = 3,1$ m/s (figuur 3.4)

$$\Delta \cdot d = \frac{\beta}{2} \cdot \frac{u^2}{g} \Rightarrow 1,065 \cdot 0,17 = \frac{\beta}{2} \cdot \frac{4,7^2}{g} \Rightarrow \underline{\beta = 0,16}$$

4.2.2 Berekening stabiliteit rand ontgrondingskuil

De stabiliteit van de rand die vanuit de ontgrondingskuil wordt aangestroomd wordt berekend aan de hand van een aantal proeven die zijn uitgevoerd door de Deltadienst (Rijkswaterstaat-Deltadienst - Bodembescherming Oosterschelde: omklapproeven postzegel, 1978). Uit deze proeven bleek het van belang dat de blokken die aan de rand liggen in lengterichting worden aangestroomd (zie Figuur 1). Het drukverschil concentreert zich namelijk aan de bovenstroomse zijde van het betonblok. De blokken die in lengterichting worden aangestroomd hebben een grotere afstand tussen het zwaartepunt van het blok en de plaats waar het drukverschil zich manifesteert en zijn door deze grotere arm dus stabiel. Hiermee is verklaard waarom de mat in de proeven 3 en 4 een grotere stroomsnelheid kan weerstaan dan de mat in proeven 1 en 2.



Figuur 1: configuratie van de blokken aan de rand

De meest ongunstige aanstroming vindt plaats indien de mat op een ophoging ligt (zie figuur 2.7, blz. 20). Uitgaande van de situatie dat de blokken aan de rand in lengterichting worden aangestroomd is de stabiliteit van de onbestorte blokkenmat als volgt te bepalen uit proef 4:

$$\varepsilon = 0,15, \text{ gewicht } G = 310 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow \rho_b = 310/0,17 \cdot (1-0,15) = 2145 \text{ kg/m}^3$$

$$\Delta = \frac{(1-0,15) \cdot 2145}{1000} + (0,15 - 1) = 0,973$$

$$v_{\text{omklap}} = 2,10 \text{ m/s}$$

$$0,973 \cdot 0,17 = \frac{\beta}{2} \cdot \frac{2,1^2}{g} \Rightarrow \underline{\beta = 0,74}$$

Over de stabiliteit van de bestorte blokkenmat bij aanstroming vanuit de ontgrondingskuil zijn geen proefgegevens bekend. Bij het proces van omklappen van de mat bij aanstroming vanuit de ontgrondingskuil zal, net als bij de zijdelings aangestroomde rand het geval is, de toegenomen stijfheid van de mat door het aanbrengen van de steenbestorting een rol spelen. Bij de zijdelings aangestroomde rand bleek dit verstijvingseffect te leiden tot een verhoging van de kritieke stroomsnelheid met een factor 1,15. Bovendien leidt de aangebrachte bestorting tot een verhoging van de stroomsnelheid met een factor $\sqrt{\frac{\Delta_{\text{bestort}}}{\Delta_{\text{onbestort}}}}$. De stabiliteitsfactor β voor de bestorte blokkenmat wordt nu als volgt berekend:

$$\Delta_{\text{bestort}} = \frac{(1-\varepsilon) \cdot \rho_b + \varepsilon \cdot (1-n) \cdot \rho_s + (\varepsilon \cdot n - 1) \cdot \rho_w}{\rho_w} = \frac{(1-0,15) \cdot 2145 + 3300 \cdot 0,15 \cdot (1-0,4) + 1000 \cdot 0,15 \cdot 0,4 - 1000}{1000} = 1,180$$

$$v_{\text{omklap, bestort}} = v_{\text{omklap, onbestort}} \cdot \sqrt{\frac{\Delta_{\text{bestort}}}{\Delta_{\text{onbestort}}}} \cdot 1,15 = 2,10 \cdot \sqrt{\frac{1,180}{0,973}} \cdot 1,15 = 2,66 \text{ m/s}$$

$$1,180 \cdot 0,17 = \frac{\beta}{2} \cdot \frac{2,66^2}{g} \Rightarrow \underline{\beta = 0,56}$$

Bijlage 6 Analyse steenasfaltmat

1. Algemeen

Deze bijlage bevat de berekeningen en overwegingen die hebben geleid tot de waarden van de stabiliteitscoëfficiënt β zoals die in tabel 7.1 zijn opgenomen. Naar de stabiliteit van de steenasfaltmat onder stroming is weinig onderzoek gedaan. De gegevens die zijn gebruikt voor de bepaling van de stabiliteit van de zijdelings aangestroomde rand zijn afkomstig uit Waterloopkundig Laboratorium M2010 - Stabiliteit bodemverdediging: verslag modelonderzoek, december 1984. Naar de stabiliteit van het middendeel en de rand die vanuit de ontgrondingskuil wordt aangestroomd is nagenoeg geen onderzoek gedaan.

2. Stabiliteit middendeel

De steenasfaltmat vormt een gladde, ononderbroken laag die stroombestendig is tot tenminste 6 m/s. Bovendien is de steenasfaltmat dermate waterdoorlatend dat met opdrijven van de mat geen rekening hoeft worden gehouden.

De dikte van de steenasfaltmat kan echter niet onbepaald klein genomen worden, omdat de mat dan zal gaan klapperen onder invloed van de turbulente drukfluctuaties. Hierdoor kunnen overdrukken onder de mat ontstaan, welke gecompenseerd moeten worden door het gewicht onder water van de steenasfaltmat. De snelheid waarmee de drukken onder de mat zich aanpassen aan de drukfluctuaties boven de mat is bepalend voor de grootte van de overdrukken. Op basis van de beschikbare gegevens kon echter geen stabiliteitsparameter afgeleid worden.

3. Stabiliteit randen

Voor de stabiliteit van de zijrand van de steenasfaltmat is in verschillende onderzoeken (De Groot, Konter - Prediction of mattress stability in turbulent flow, Waterloopkundig Laboratorium M2010) een relatie analoog aan de formule van Izbash afgeleid:

$$\theta = \frac{u_{kr}}{\sqrt{\Delta \cdot g \cdot d}}$$

Deze relatie kan als volgt omschreven worden naar Izbash:

$$\theta = \frac{u_{kr}}{\sqrt{\Delta \cdot g \cdot d}} \quad \Rightarrow \quad \theta^2 = \frac{u_{kr}^2}{\Delta \cdot g \cdot d} \quad \Rightarrow \quad \Delta \cdot d \cdot \theta^2 = \frac{u_{kr}^2}{g}$$

$$\Delta \cdot d = \frac{1}{\theta^2} \cdot 2 \cdot \frac{u_{kr}^2}{2g} = \frac{2}{\theta^2} \cdot \frac{u_{kr}^2}{2g} \quad \Rightarrow \quad \boxed{\beta = \frac{2}{\theta^2}}$$

Voor $h > 5$ meter geldt $\theta = 3$ (Waterloopkundig Laboratorium M2010), waaruit volgt $\beta = 2/9 = 0,22$. Deze waarde is vergelijkbaar met de stabiliteit van de zijrand van de betonblokkenmat.

Naar de stabiliteit van de rand van de steenasfaltmat t.p.v. de ontgrondingskuil is geen onderzoek gedaan, zodoende kan hiervoor ook geen exacte waarde voor de stabiliteit gegeven worden. De stabiliteit van de rand van de bestorte betonblokkenmat ter plaatse van de ontgrondingskuil kan ter indicatie dienen, omdat zowel het stroombeeld als ook de permeabiliteit min of meer gelijk zijn. Dit zou betekenen dat $\beta \approx 0,56$.

bijlage 7 Analyse asfaltmestiek

1. Algemeen

De gegevens die zijn gebruikt om de stabiliteitscoëfficiënten voor de asfaltmestiekmat te bepalen zijn afkomstig uit lit [27] en lit [29] (voor de stabiliteit van de randen van de asfaltmestiekmat). De gegevens die zijn gebruikt voor het bepalen van de stabiliteit van een overlappende strook zijn afkomstig uit lit [31]. Hiernaast is nog gebruik gemaakt lit [18].

2. Stabiliteit tegen opdrijven

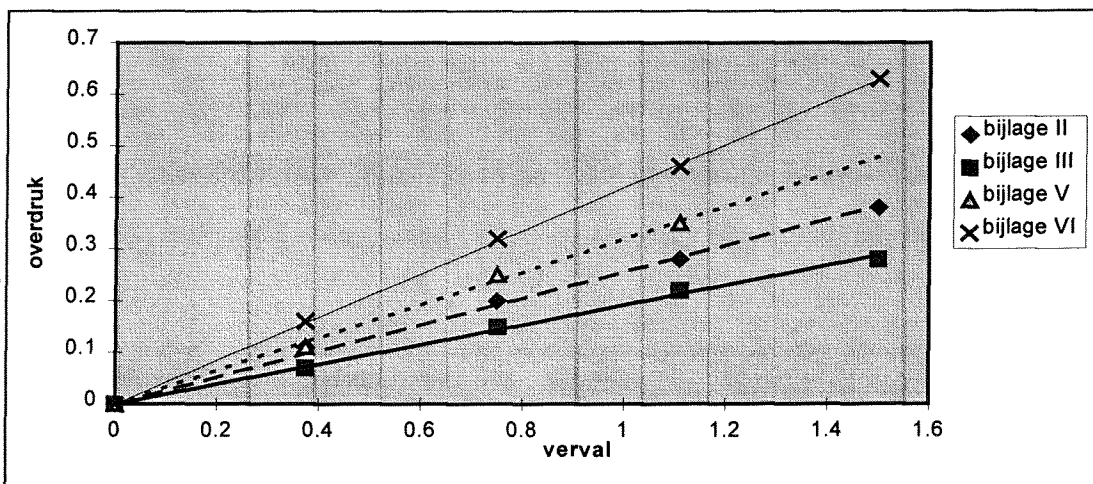
De asfaltmestiekmat is stabiel tegen opdrijven mits geldt dat $\Delta \cdot h < d \cdot \left(\frac{\rho_a}{\rho_w} - 1 \right)$.

De overdruk Δh is een functie van de vorm en afmetingen van de sluitdam, de lengte van de asfaltmestiekmat en het optredende verval. In de onderzoeken is geen rekening gehouden met drukvariaties t.g.v. turbulentie en windgolven, omdat de perioden van deze drukvariaties te klein zijn om voldoende water toe te laten stromen om de slab op te lichten. Onderstaand wordt de invloed van een aantal factoren op het optredende drukverschil besproken.

- Het verband tussen het verval en het optredende drukverschil blijkt een rechtevenredig verband te zijn (zie Figuur 1). Deze figuur is samengesteld op basis van de vervallen uit bijlagen II, III, V en VI van de literatuurstudie die staan vermeld in onderstaande tabel. De vermenigvuldigingsfactor is afhankelijk van de geometrie van de constructie en de lengte van de slab.

bijlage II		bijlage III		bijlage V		bijlage VI	
verval (m)	Δh (m)	verval (m)	Δh (m)	verval (m)	Δh (m)	verval (m)	Δh (m)
0,38	0,11	0,37	0,07	0,38	0,11	0,38	0,16
0,74	0,20	0,74	0,15	0,75	0,25	0,75	0,32
1,12	0,28	1,11	0,22	1,11	0,35	1,11	0,46
1,50	0,38	1,49	0,28			1,50	0,63

Tabel 1: overdruk Δh als functie van het verval



Figuur 1: rechtevenredig verband tussen verval en overdruk

- De invloed van de bodemdiepte blijkt slechts bij relatief kleine bodemdiepten een rol te spelen (zie bijlage III en V):

bodemdiepte NAP -7m	⇒	$\Delta h = 0,28$
bodemdiepte NAP -14m	⇒	$\Delta h = 0,38$
bodemdiepte NAP -21m	⇒	$\Delta h = 0,40$
- De invloed van de benedenwaterstand op het optredende drukverschil is moeilijk te bepalen. Gesteld kan worden dat een lagere benedenwaterstand een lagere overdruk tot gevolg heeft. De meest kritieke fase is dus die fase waarin een groot verval in combinatie met een hoge benedenwaterstand optreedt.
- Ook de invloed van de waterdoorlatendheid van de sluitkade is moeilijk te bepalen. Het blijkt dat een relatief ondoorlatende sluitkade een hogere overdruk met zich mee brengt (zie ook Tabel 2). Het verschil in overdruk tussen een doorlatende en een ondoorlatende sluitkade ligt tussen de 6 en 36%.

	steen	asfalt		steen	asfalt		steen	asfalt
verval	Δh	Δh	verval	Δh	Δh	verval	Δh	Δh
0,38	0,11	0,15	0,38	0,11	0,14	0,38	0,09	0,10
0,75	0,25	0,31	0,75	0,20	0,27	0,75	0,19	0,21
1,11	0,35	0,45	1,13	0,32	0,38	1,12	0,32	0,34
			1,50	0,44	0,49	1,24	0,34	0,36

Tabel 2: verschil in overdruk bij toepassing van permeabele en impermeabele sluitkade

- De invloed van de geometrie van de constructie op de optredende overdrukken is onderzocht door constructies met een smalle en met een brede kruin te vergelijken. Deze invloed blijkt groot te zijn en toe te nemen bij toenemende waterdoorlatendheid van de sluitkade (zie ook Tabel 3).

stortsteen			betonkubussen			asfalt		
kruin:	breed	smal	kruin:	breed	smal	kruin:	breed	smal
verval	Δh	Δh	verval	Δh	Δh	verval	Δh	Δh
0,38	0,11	0,06	0,37	0,12	0,06	0,37	0,16	0,05
0,75	0,25	0,17	0,75	0,24	0,11	0,75	0,32	0,11
0,90		0,19	1,12	0,39	0,27	1,12	0,46	0,18
1,11	0,35		1,38		0,29	1,38		0,24
			1,50	0,51		1,50	0,63	

Tabel 3: verschil in overdruk bij toepassing van constructies met brede en smalle kruin

- Inkorten van de asfaltslab aan de damzijde doet de waarde van de optredende overdruk aanzienlijk afnemen (zie bijlage VII).
- Een grotere dikte van het watervoerend pakket leidt tot een grotere overdruk (zie bijlage VIII).

Conclusie

De invloed van de geometrie van de constructie van de afsluitdam (materiaal, opbouw), van de hydraulische randvoorwaarden (verval, bodemdiepte, benedenwaterstand), van de ondergrond (watervoerend pakket) en van de lengte van de slab is bijzonder groot maar zeer slecht kwantificeerbaar. Alleen het rechtevenredig verband tussen het verval en de optredende overdruk is aan te tonen. Het is dus noodzakelijk de te verwachten overdrukken aan de hand van een model te bepalen. Indien de overige randvoorwaarden gelijk blijven is met behulp van de uitkomsten uit het model de overdruk als functie van het verval te bepalen.

Noot: impliciet is de overdruk dan ook als functie van de stroomsnelheid bekend, omdat het verval omgerekend kan worden naar een stroomsnelheid: $u = \mu \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta h}$. Hiermee is ook weer de evenredigheid van de optredende overdruk met het kwadraat van de stroomsnelheid aangetoond.

3. Omklappen overlappende strook

De overlappende strook is, indien de hechting tussen de mastiekslab en de onderliggende laag goed is, nog niet instabiel bij stroomsnelheden van 5,3 m/s. Aangezien de stabiliteit van de overliggende strook geheel afhankelijk is van de hechting tussen deze strook en de strook die eronder ligt, is het weinig zinvol de stabiliteitsparameter β uit te rekenen.

Anders wordt het indien de hechting tussen de mastiekslab en de onderliggende laag erg slecht is door de aanwezigheid van zand. In dit geval wordt de stabiliteit wel bepaald door de dikte van de aangebrachte strook asfaltmestiek en dus heeft β hier wel degelijk betekenis. De kritieke stroomsnelheid ingeval de hechting slecht is is een stuk lager. Een strook asfaltmestiek van 0,08 meter dikte klapt dan reeds om bij een stroomsnelheid van 1,85 m/s. Dit betekent voor een losliggende strook dat $\beta = \frac{\Delta \cdot D \cdot 2 \cdot g}{u^2} = \frac{1,0 \cdot 0,08 \cdot 2 \cdot 9,81}{1,85^2} = 0,46$.

4. Stabiliteit van de buitenrand

De overdruk Δp aan de rand van de asfaltmestiekmat is evenredig met de stroomsnelheid in het kwadraat. In Mattress stability in turbulent flow (De Groot, Konter) wordt het volgende gesteld:

$$\Delta p = 1/2 \cdot C_L \cdot \rho_w \cdot u_{kr}^2$$

met $C_L =$ liftcoëfficiënt [-]

Als deze overdruk groter is dan het onderwatergewicht van de matrasrand wordt een deel van het matras opgelicht en met hoge snelheid omgeklapt. Dit leidt tot de volgende vergelijking:

$$1/2 \cdot C_L \cdot \rho_w \cdot u_{kr}^2 = \rho_w \cdot g \cdot \Delta \cdot d$$

(Deze vergelijking kan weer uitgewerkt worden tot de vergelijking die reeds in de vorige bijlage is

gebruikt: $\frac{u_{kr}}{\sqrt{\Delta \cdot g \cdot d}} = \sqrt{\frac{2}{C_L}} = \theta$)

Uit figuur 5.5 (blz 44) volgt:

$$\Delta p = 1/2 \cdot C_L \cdot \rho_w \cdot u_{kr}^2$$

$$330 \cdot 9,8 = 1/2 \cdot C_L \cdot 1000 \cdot 2,5^2$$

$$C_L = \beta = 1,0$$

Uit figuur 5.7 (blz 45) volgt (met maatgevend drukverschil tussen 0,31 en 0,44):

$$\Delta p = 1/2 \cdot C_L \cdot \rho_w \cdot u_{kr}^2$$

$$0,31 \cdot 9,8 \cdot 1000 = 1/2 \cdot C_L \cdot 1000 \cdot 2,5^2 \quad \Rightarrow \quad C_L = \beta = 0,97$$

$$0,44 \cdot 9,8 \cdot 1000 = 1/2 \cdot C_L \cdot 1000 \cdot 2,5^2 \quad \Rightarrow \quad C_L = \beta = 1,38$$

Veiligheidshalve wordt ervoor gekozen de meest ongunstige waarde $\beta = 1,38$ te gebruiken.

5. Omklappen bij een gat in de laag

De stabiliteit van de rand van de asfaltmastiekmat bij een gat in de laag is onder andere afhankelijk van de grootte van het gat. De stabiliteit zal liggen tussen de stabiliteit van de ononderbroken laag (gatlengthe = 0) en de stabiliteit van de buitenrand (gatlengthe = ∞). Naar de invloed van de grootte van het gat is geen onderzoek gedaan. Er zijn alleen gegevens bekend van een laag asfaltmastiek van 30 cm dikte met een gat van vijf meter erin. Deze asfaltmastieklaag is nog stabiel bij een stroomsnelheid van 6 m/s. Het is echter zinloos om voor deze situatie de coëfficiënt β te bepalen, daar het in de praktijk nooit voor zal komen dat men zal dimensioneren op de situatie met een gat van vijf meter in de mastieklaag.

bijlage 8 Analyse gabions en Reno-matrassen

1. Algemeen

De berekeningen die hebben geleid tot de waarden van β en ψ zoals die in tabel 7.1 zijn opgenomen zijn gebaseerd op de gegevens uit lit [30] en lit [33]. De gegevens uit dit laatste rapport zijn voornamelijk afkomstig van proeven die zijn uitgevoerd door het Hydraulic Laboratory of the Engineering Research Centre van de Colorado State University in Fort Collins, Colorado.

2. Stabiliteit van gabions en Reno-matrassen (middendeel)

2.1 Berekening ψ

Door het Waterloopkundig Laboratorium zijn proeven uitgevoerd naar de stabiliteit van gabions waaruit voor gabions bleek dat $\psi = 0,11$. Deze waarde van ψ is echter berekend op basis van de gehele gabionribbe. Toevalligerwijs volgt deze waarde van ψ ook uit de proeven die door Maccaferri zijn uitgevoerd, hoewel hier de kritieke schuifspanning is berekend als functie van de steengrootte van de vulling van het matras. Als een willekeurig punt van de grafiek uit figuur 6.3 wordt genomen (bijvoorbeeld het punt d_{50} , steenvulling = 0,1125 en $\tau_c = 20$) volgt hieruit voor Reno-matrassen en gabions:

$$\psi = \frac{\tau_c}{(\rho_s - \rho_w) \cdot d} = \frac{20}{(2650 - 1000) \cdot 0,1125} = 0,11$$

2.2 Berekening β

In tabel 6.2 zijn de kritieke stroomsnelheden gegeven voor verschillende soorten Reno-matrassen en gabions. In deze tabel zijn twee soorten kritieke stroomsnelheden gegeven: de snelheid u_{kr} van begin van bewegen van de individuele stenen in het matras en de snelheid u_l waarbij enige vervorming van het matras optreedt. De bij deze stroomsnelheden behorende waarden van β worden als volgt berekend:

$$\Delta_{\text{gabion}} = \frac{(1-n) \cdot (\rho_s - \rho_w)}{\rho_w} = \frac{(1-0,4) \cdot (2650 - 1000)}{1000} = 0,99 \text{ of } \Delta_{\text{steen}} = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} = \frac{2600 - 1000}{1000} = 1,6$$

$$\beta = \frac{\Delta \cdot d \cdot 2 \cdot g}{u_{kr}^2}$$

De vraag is nu welke waarde er voor d ingevuld moet worden: de dikte van het matras / de ribbe van de gabion of de d_{50} van de steenvulling van het matras/gabion. Aangezien de kritieke snelheid u_{kr} is gedefinieerd als horende bij het begin van bewegen van de individuele stenen in het matras en ook de limietsnelheid u_l (die is gedefinieerd als de snelheid waarbij enige vervorming van het matras plaatsvindt) te maken heeft met het bewegen van de individuele stenen lijkt het logisch de waarde van β te relateren aan de waarde van de d_{50} van de steenvulling. Dit blijkt ook uit tabel 1, waar de waarde van β zowel is gerelateerd aan de matrasdikte/gabionribbe als aan de d_{50} van de steenvulling. Het blijkt dat het verschil tussen de waarden van β als deze gerelateerd wordt aan de d_{50} van de steenvulling wat kleiner is dan wanneer deze wordt gerelateerd aan de matrasdikte/gabionribbe. Bovendien is de waarde van β bij een en dezelfde matrasdikte min of meer constant als deze wordt gerelateerd aan de d_{50} en beslist niet als deze aan de gabion/matrasdikte wordt gerelateerd.

De waarde van β_{kr} varieert tussen 0,18 en 0,35 als deze aan de matrasdikte/gabionribbe wordt gerelateerd en tussen 0,14 en 0,22 als deze aan de d_{50} van de steenvulling gerelateerd wordt. De waarde van β_l varieert tussen 0,13 en 0,19 als de gabiondikte gebruikt wordt en tussen 0,08 en 0,17

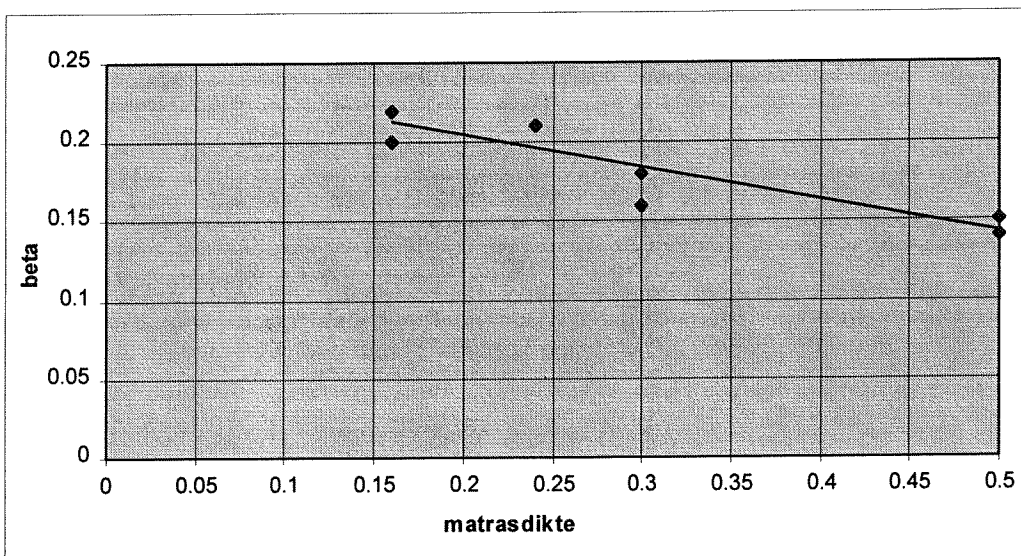
als de d_{50} van de steenvulling in de berekening gebruikt wordt. Afhankelijk van de mate waarin schade geaccepteerd wordt kan voor β_{kr} of β_l gekozen worden.

Gekozen wordt dus de waarde van β te relateren aan de d_{50} van de steenvulling. Bij het bekijken van de waarden van β_{kr} en β_l zijn er een tweetal opvallende aspecten:

- de waarden van β_{kr} nemen af met afnemende matrasdikte, wat betekent dat de matrasdikte wel degelijk invloed heeft op de stabiliteit van de individuele stenen. Dit is ook te zien in figuur 1, waar de waarden van β_{kr} zijn uitgezet tegen de matrasdikte. Het blijkt dat er een omgekeerd evenredig verband is tussen de matrasdikte en de waarde van β_{kr} . Dit omgekeerd evenredige verband tussen β en de matrasdikte is in overeenstemming met de figuren 6.4 en 6.5 (blz 56). Uit deze figuren blijkt dat er een rechtevenredig verband bestaat tussen de stroomsnelheid u en de dikte van het matras en tussen u en de d_{50} van de stenen, dus $u \propto d_{matras}$ en $u \propto d_{50}$. Nu is $\beta \propto d_{50} / u^2 \propto d_{50} / d_{50} \cdot d_{matras} \propto 1 / d_{matras}$.
- de waarde van β_l is in bijna alle gevallen ongeveer 0,10 behalve bij het matras met de kleinste dikte waar β_l een waarde heeft van 0,15-0,17. Een verklaring voor dit verschil ontbreekt. Aanbevolen wordt voor matrassen met $d < 0,2$ meter $\beta_l = 0,17$ te gebruiken en voor matrassen met $d > 0,2$ meter $\beta_l = 0,10$.

Type	Dikte (m)	d_{50} (m)	u_{kr} (m/s)	u_l (m/s)	$\beta_{kr}(d_{50})$	$\beta_{kr}(d_{gabion})$	$\beta_l(d_{50})$	$\beta_l(d_{gabion})$
Reno	0,15 - 0,17	0,085	3,5	4,2	0,22	0,25	0,15	0,18
		0,110	4,2	4,5	0,20	0,18	0,17	0,15
	0,23 - 0,25	0,085	3,6	5,5	0,21	0,35	0,09	0,15
		0,120	4,5	6,1	0,21	0,23	0,10	0,13
	0,30	0,100	4,2	5,5	0,18	0,33	0,10	0,19
		0,125	5,0	6,4	0,16	0,23	0,10	0,14
Gabions	0,50	0,150	5,8	7,6	0,14	0,28	0,08	0,17
		0,190	6,4	8,0	0,15	0,24	0,09	0,15

tabel 1: Waarden van β voor verschillende matrassen en gabions



figuur 1: β_{kr} als functie van de matrasdikte

Ook uit de proeven door het Waterloopkundig Laboratorium is een waarde van de stabiliteitscoëfficiënt β af te leiden. Deze proeven zijn gedaan met gabions met een ribbe van respectievelijk 0,1 en 0,062 meter die gevuld zijn met grind 8-40 mm. De waarde van Δ_{gabion} bedroeg 1,08 ($\epsilon = 0,32$) en $\Delta_{steen} = 1,6$ zodat volgt:

Ribbe gabion (m)	d ₅₀ (m)	u _{Kr} (m/s)	β (d ₅₀)	β (d _{gabion})
0,10	0,024	4,2	0,04	0,12
0,062	0,024	3,4	0,07	0,11

tabel 2: Waarden van β voor gabions berekend door het Waterloopkundig Laboratorium

De waarden van β zijn lager dan de waarden van β zoals die in tabel 1 zijn berekend. Dit komt doordat de vervorming van de gabions in deze proeven aanzienlijk was. Deze vervorming wordt in het verslag van de proeven ook genoemd als reden waarom gabions een grotere stabiliteit hebben dan betonnen kubussen van dezelfde afmetingen (door de vervorming wordt de sleepkracht op de gabions verminderd). Veiligheidshalve wordt aanbevolen de waarden zoals berekend in tabel 1 te gebruiken.

3. Stabiliteit van gepenetreerde gabions en Reno-matrassen

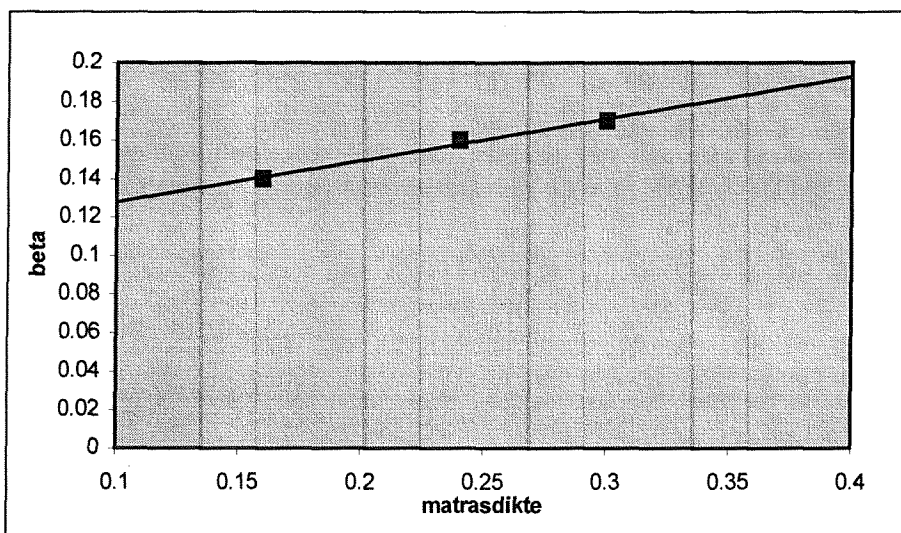
In tabel 6.3 (blz 53) staan de kritieke stroomsnelheden gegeven voor een aantal asfaltgepenetreerde gabions en matrassen. Ook hiervoor kan de waarde van β uitgerekend worden (zie tabel 3). Bij deze berekening is gebruik gemaakt van een waarde van β die is gebaseerd op een volledige vulling van de poriën met asfaltmestiek (ρ = 2000 kg/m³):

$$\Delta = \frac{(1-n) \cdot \rho_s + n \cdot \rho_a - \rho_w}{\rho_w} = \frac{(1-0,4) \cdot 2650 + 0,4 \cdot 2000 - 1000}{1000} = 1,39$$

In dit geval is de waarde van β uitsluitend afhankelijk van de matrasdikte, daar de individuele stenen gefixeerd zijn door het asfalt. Te zien valt dat β wederom geen constante waarde heeft maar varieert tussen 0,14 en 0,17, waarbij de tendens is dat een grotere matrasdikte d nu een grotere waarde van β tot gevolg heeft. Dit is merkwaardig, daar een constante waarde van β (analoog aan de asfaltmestiekmat) meer voor de hand ligt. Het verband tussen de matrasdikte en β blijkt rechtevenredig te zijn (zie figuur 2).

Type	Dikte (m)	Steengrootte (mm)	u _{Kr} (m/s)	β
Reno-matras	0,15 - 0,17	70 - 90	5,5	0,14
	0,23 - 0,25	70 - 120	6,3	0,16
	0,30	100 - 150	7,0	0,17
Gabion	0,50	100 - 200	8,5	0,19

tabel 3: Waarden van β voor asfaltgepenetreerde gabions en matrassen



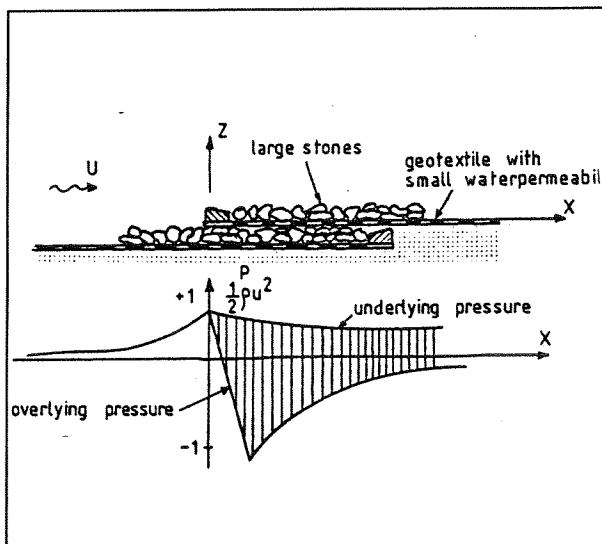
figuur 2: β als functie van de matrasdikte voor asfaltgepenetreerde gabions

4. Stabiliteit van de randen van Reno-matrassen

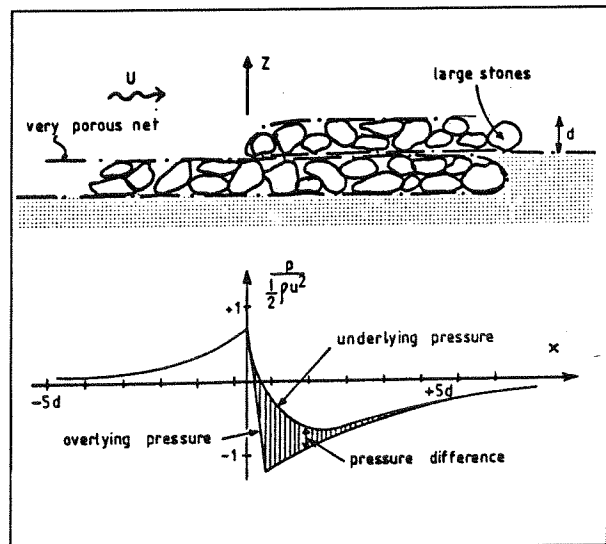
De stabiliteit van de randen van het Reno-matras zal groter zijn dan de stabiliteit van de randen van de asfaltmestiekmat en de blokkenmat omdat de permeabiliteit van het Reno-matras veel groter is (zie figuur 3 en figuur 4). In deze figuren is te zien dat de druk onder een Reno-matras ongeveer de helft is van de druk onder een bestorte blokkenmat. De rand van een Reno-matras zal dan ook onder overigens vergelijkbare omstandigheden een twee maal zo grote stabiliteit tegen vertonen. Dit komt neer op een twee maal zo kleine waarde van β , dus $\beta = \frac{1}{2} \cdot 0,16 = 0,08$ voor de overlappende rand en $\beta = \frac{1}{2} \cdot 0,56 = 0,28$ voor de rand ter plaatse van de ontgrondingskuil (deze waarden van β zijn weer gebaseerd op de hele matrasdikte en niet op de d_{50} van de steenvulling).

Aangezien deze waarden van β kleiner zijn dan die voor de stabiliteit van het middendeel betekent dit dat de stabiliteit van de randen door de grote doorlatendheid van de matrassen geen rol speelt.

Anders wordt het natuurlijk indien onder het Reno-matras een geotextiel toegepast moet worden om de zanddichtheid te waarborgen. In dit geval wordt de doorlatendheid gelijk aan die van de betonblokkenmat, en daarmee wordt ook de stabiliteit van de Reno-matrasrand gelijk aan de blokkenmatrand, dus $\beta = 0,16$ voor de overlappende rand en $\beta = 0,56$ voor de rand ter plaatse van de ontgrondingskuil.



figuur 3: drukverschil blokkenmat op blokkenmat



figuur 4: drukverschil gabion op gabion

Voor asfaltgegroute Reno-matrassen gelden dezelfde waarden van β als voor de asfaltmestieklaag, dus voor de overlappende rand geldt $\beta = 0,46$ en voor de rand ter plaatse van de ontgrondingskuil geldt $\beta = 1,38$.

Bijlage 9 Berekening van de optredende krachten in de blokkenmat tijdens het afzinken

Berekening van de kracht in de Oosterschelde-situatie:

waterdiepte $h = 30$ meter, stroomsnelheid $u_{\max} = 1,5$ m/s, matbreedte $b = 30$ meter, lengte mat boven water = 7 meter, matlengte onder water = 44 meter, ballastgewicht $G = 200$ kg/m², $\rho_w = 1025$ kg/m³, $\beta = 15^\circ$, $C_h = 2,35$ en $C_v = 1,95$

$$K_{sh} = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot b \cdot h \cdot C_h = 1/2 \cdot 1025 \cdot 1,5^2 \cdot 30 \cdot 30 \cdot 2,35 = 2438 \text{ kN}$$

$$K_{sv} = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot b \cdot h \cdot C_v \cdot e^{r\alpha} = 1/2 \cdot 1025 \cdot 1,5^2 \cdot 30 \cdot 30 \cdot 1,95 \cdot e^{0,026 \cdot 15} = 2989 \text{ kN}$$

$$G_b = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 30 \text{ m} \cdot 7 \text{ m} \cdot 10 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 420 \text{ kN}$$

$$G_o = 113 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 30 \text{ m} \cdot 44 \text{ m} \cdot 10 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 1492 \text{ kN}$$

$$K_{sv} = K_1 \cdot \cos\beta - G_b - G_o \Rightarrow K_1 = \frac{K_{sv} + G_b + G_o}{\cos\beta} = \frac{2989 + 420 + 1492}{\cos 15} = 5074 \text{ kN} = \frac{5074}{30} = \boxed{169 \text{ kN/m}}$$

$$K_{sh} = K_a - K_1 \cdot \sin\beta \Rightarrow K_a = K_{sh} + K_1 \cdot \sin\beta = 2438 + 5074 \cdot \sin\beta = 3751 \text{ kN}$$

Toename stroomsnelheid van 1,5 naar 3,0 m/s, h = 30 m:

$$K_{sh} = 1/2 \cdot 1025 \cdot 3,0^2 \cdot 30 \cdot 30 \cdot 2,35 = 9755 \text{ kN}$$

$$K_{sv} = 1/2 \cdot 1025 \cdot 3,0^2 \cdot 30 \cdot 30 \cdot 1,95 \cdot e^{0,026 \cdot 15} = 11956 \text{ kN}$$

$$G_b = 200 \cdot 30 \cdot 7 \cdot 10 = 420 \text{ kN}$$

$$G_o = 113 \cdot 30 \cdot 44 \cdot 10 = 1492 \text{ kN}$$

$$K_1 = \frac{K_{sv} + G_b + G_o}{\cos\beta} = \frac{11956 + 420 + 1492}{\cos 15} = 14357 \text{ kN} = \frac{14357}{30} = \boxed{478 \text{ kN/m}}$$

$$K_a = K_{sh} + K_1 \cdot \sin\beta = 9755 + 11956 \cdot \sin\beta = 12849 \text{ kN}$$

Toename waterdiepte naar 40 meter, u = 1,5 m/s:

Matlengte boven water blijft 7 meter, matlengte onder water wordt $44 \cdot 40/30 = 58,67$ m

$$K_{sh} = 1/2 \cdot 1025 \cdot 1,5^2 \cdot 30 \cdot 40 \cdot 2,35 = 3252 \text{ kN}$$

$$K_{sv} = 1/2 \cdot 1025 \cdot 1,5^2 \cdot 30 \cdot 40 \cdot 1,95 \cdot e^{0,026 \cdot 15} = 3985 \text{ kN}$$

$$G_b = 200 \cdot 30 \cdot 7 \cdot 10 = 420 \text{ kN}$$

$$G_o = 113 \cdot 30 \cdot 58,67 \cdot 10 = 1989 \text{ kN}$$

$$K_1 = \frac{K_{sv} + G_b + G_o}{\cos\beta} = \frac{3985 + 420 + 1989}{\cos 15} = 6620 \text{ kN} = \frac{6620}{30} = \boxed{221 \text{ kN/m}}$$

$$K_a = K_{sh} + K_1 \cdot \sin\beta = 3252 + 6620 \cdot \sin\beta = 4965 \text{ kN}$$

Vergroting van het ballastgewicht tot 250 kg/m², u = 1,5 m/s, h = 30 m:

Coëfficiënt r wordt nu geïnterpoleerd: r = 0,023 als G = 100 kg/m² en r = 0,032 als G = 370 kg/m².
Voor een gewicht van 250 kg/m² volgt dat r = 0,028.

$$K_{sh} = 1/2 \cdot 1025 \cdot 1,5^2 \cdot 30 \cdot 30 \cdot 2,35 = 2438 \text{ kN}$$

$$K_{sv} = 1/2 \cdot 1025 \cdot 1,5^2 \cdot 30 \cdot 30 \cdot 1,95 \cdot e^{0,028 \cdot 15} = 3080 \text{ kN}$$

$$G_b = 250 \cdot 30 \cdot 7 \cdot 10 = 420 \text{ kN}$$

$$G_o = 141 \cdot 30 \cdot 44 \cdot 10 = 1861 \text{ kN}$$

$$K_1 = \frac{K_{sv} + G_b + G_o}{\cos \beta} = \frac{3080 + 420 + 1861}{\cos 15} = 5550 \text{ kN} = \frac{5550}{30} = \boxed{185 \text{ kN/m}}$$

$$K_a = K_{sh} + K_1 \cdot \sin \beta = 2438 + 5550 \cdot \sin \beta = 3874 \text{ kN}$$

Vergroting van de breedte naar 40 meter, u = 1,5 m/s, h = 30 m, G = 200 kg/m²:

$$K_{sh} = 1/2 \cdot 1025 \cdot 1,5^2 \cdot 30 \cdot 40 \cdot 2,35 = 3252 \text{ kN}$$

$$K_{sv} = 1/2 \cdot 1025 \cdot 1,5^2 \cdot 30 \cdot 40 \cdot 1,95 \cdot e^{0,026 \cdot 15} = 3985 \text{ kN}$$

$$G_b = 200 \cdot 40 \cdot 7 \cdot 10 = 560 \text{ kN}$$

$$G_o = 113 \cdot 40 \cdot 44 \cdot 10 = 1989 \text{ kN}$$

$$K_1 = \frac{K_{sv} + G_b + G_o}{\cos \beta} = \frac{3985 + 560 + 1989}{\cos 15} = 6764 \text{ kN} = \frac{6764}{40} = \boxed{169 \text{ kN/m}}$$

$$K_a = K_{sh} + K_1 \cdot \sin \beta = 3252 + 6764 \cdot \sin \beta = 5003 \text{ kN}$$

Vergroting waterdiepte naar 40 meter en stroomsnelheid naar 3 m/s, b = 30 m, G = 200 kg/m²:

$$K_{sh} = 1/2 \cdot 1025 \cdot 3,0^2 \cdot 30 \cdot 40 \cdot 2,35 = 13007 \text{ kN}$$

$$K_{sv} = 1/2 \cdot 1025 \cdot 3,0^2 \cdot 30 \cdot 40 \cdot 1,95 \cdot e^{0,026 \cdot 15} = 15941 \text{ kN}$$

$$G_b = 200 \cdot 30 \cdot 7 \cdot 10 = 420 \text{ kN}$$

$$G_o = 113 \cdot 30 \cdot 58,67 \cdot 10 = 1989 \text{ kN}$$

$$K_1 = \frac{K_{sv} + G_b + G_o}{\cos \beta} = \frac{15941 + 420 + 1989}{\cos 15} = 18997 \text{ kN} = \frac{18997}{30} = \boxed{633 \text{ kN/m}}$$

$$K_a = K_{sh} + K_1 \cdot \sin \beta = 13007 + 18997 \cdot \sin \beta = 17923 \text{ kN}$$

Bijlage 10 Berekening optredende krachten in Golf van Khambhat

Voorafgaand aan de berekeningen worden een aantal belangrijke aannamen gedaan:

- De maximale kracht die door het kunststofweefsel kan worden opgenomen bedraagt 300 kN/m. Indien deze kracht wordt overschreden moet de mat versterkt worden met staaldraden, waarbij ervan uitgegaan wordt dat de staalkabels in dat geval alle trekkracht op zullen nemen. Het kunststofweefsel heeft dan alleen een zanddichtheidsfunctie en geen dragerfunctie meer.
- De dynamische krachten op de mat worden geschat op 25% van de stroomkrachten. Dit betekent dat de kracht per strekkende meter niet groter mag zijn dan 240 kN/m¹. Is de kracht groter, dan moeten staalkabels toegepast worden.
- Voor de staaldraden wordt uitgegaan van een trekkracht van 435 N/mm².

Berekening van de kracht in de mat achter lokatie 1:

Blokkenmat met hoogte 0,35 meter en lengte 205 meter:

Bodemniveau op MSL -20 meter

Afzinken op springtij-hoogwaterkentering: waterdiepte $h = 20 + 0,5 \cdot 11 = 25,5$ meter

Matlengte onder water is $44 \cdot 25,5 / 30 = 37,4$ meter

Gewicht onder water = $504 - 0,6 \cdot 0,35 \cdot 1015 = 291$ kg/m³

Voor de coëfficiënt r , die toeneemt met toenemend ballastgewicht wordt de maximale waarde van 0,032 aangenomen. Overige gegevens: stroomsnelheid $u_{\max} = 1,87$ m/s, matbreedte $b = 50$ meter, lengte mat boven water = 7 meter, ballastgewicht $G = 504$ kg/m², $\rho_w = 1015$ kg/m³, $\beta = 15^\circ$, $C_h = 2,35$ en $C_v = 1,95$

$$K_{sh} = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot b \cdot h \cdot C_h = 1/2 \cdot 1015 \cdot 1,87^2 \cdot 50 \cdot 25,5 \cdot 2,35 = 5317 \text{ kN}$$

$$K_{sv} = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot b \cdot h \cdot C_v \cdot e^{r\alpha} = 1/2 \cdot 1015 \cdot 1,87^2 \cdot 50 \cdot 25,5 \cdot 1,95 \cdot e^{0,032 \cdot 15} = 7131 \text{ kN}$$

$$G_b = 504 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 50 \text{ m} \cdot 7 \text{ m} \cdot 10 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 1764 \text{ kN}$$

$$G_o = 291 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 50 \text{ m} \cdot 37,4 \text{ m} \cdot 10 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 5442 \text{ kN}$$

$$K_{sv} = K_1 \cdot \cos\beta - G_b - G_o \Rightarrow K_1 = \frac{K_{sv} + G_b + G_o}{\cos\beta} = \frac{7131 + 1764 + 5442}{\cos 15} = 14843 \text{ kN} = \frac{14843}{50} = \boxed{297 \text{ kN/m}}$$

$$K_{sh} = K_a - K_1 \cdot \sin\beta \Rightarrow K_a = K_{sh} + K_1 \cdot \sin\beta = 5317 + 14843 \cdot \sin\beta = 9159 \text{ kN}$$

Dit is groter dan 240 kN/m¹, wat inhoudt dat de mat versterkt moet worden met staalkabels. Er moet nu $297 \cdot 10^3 \cdot 1,25 / 435 = 853$ mm² staal toegepast worden. Dit komt neer op 5 Ø15 per m¹.

Berekening kracht in de mat achter lokatie 2:

Twee mogelijkheden: 2 matten van 295 meter of 3 van 200 meter. In beide gevallen hebben de blokken op de mat een hoogte van 0,51 meter.

Blokkenmat met lengte 295 meter:

Afrollen van de mat duurt $295 / 2,25 = 131$ minuten.

$$V_{\max} = 2,7 \cdot \sin\left(\frac{131 \cdot 60}{44700} \cdot 2\pi\right) = 2,4 \text{ m/s}$$

Overige gegevens: waterdiepte $h = 25,5$ meter, matbreedte $b = 50$ meter, lengte mat boven water = 7 meter, lengte mat onder water = 37,4 meter, ballastgewicht $G = 734$ kg/m², $\rho_w = 1015$ kg/m³, $r = 0,032$, $\beta = 15^\circ$, $C_h = 2,35$ en $C_v = 1,95$

$$K_{sh} = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot b \cdot h \cdot C_h = 1/2 \cdot 1015 \cdot 2,4^2 \cdot 50 \cdot 25,5 \cdot 2,35 = 8758 \text{ kN}$$

$$K_{sv} = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot b \cdot h \cdot C_v \cdot e^{r\alpha} = 1/2 \cdot 1015 \cdot 2,4^2 \cdot 50 \cdot 25,5 \cdot 1,95 \cdot e^{0,032 \cdot 15} = 11745 \text{ kN}$$

$$G_b = 734 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 50 \text{ m} \cdot 7 \text{ m} \cdot 10 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 2569 \text{ kN}$$

$$G_o = 423 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 50 \text{ m} \cdot 37,4 \text{ m} \cdot 10 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 7910 \text{ kN}$$

$$K_{sv} = K_1 \cdot \cos\beta - G_b - G_o \Rightarrow K_1 = \frac{K_{sv} + G_b + G_o}{\cos\beta} = \frac{11745 + 2569 + 7910}{\cos 15} = 23008 \text{ kN} = \frac{23008}{50} = \boxed{460 \text{ kN/m}}$$

$$K_{sh} = K_a - K_1 \cdot \sin\beta \Rightarrow K_a = K_{sh} + K_1 \cdot \sin\beta = 8758 + 23008 \cdot \sin\beta = 14713 \text{ kN}$$

Deze kracht kan niet door het kunststofweefsel worden opgenomen \Rightarrow staalkabels toepassen. Indien ervan wordt uitgegaan dat deze een trekkracht van 435 N/mm^2 hebben en alle kracht opnemen moet $460 \cdot 10^3 \cdot 1,25/435 = 1321 \text{ mm}^2$ staalkabel per strekkende meter mat toegepast worden.

De absolute krachten die in dit geval opgenomen moeten worden door de ankerdraden en lieren zijn gigantisch, en de vraag is of het wel mogelijk is deze krachten te verwerken. Deze absolute krachten kunnen gereduceerd worden door de mat te versmallen. De kracht per strekkende meter in de mat verandert dan niet! Ook kan gekozen worden voor een kortere mat, met als nadeel een groter aantal uitvoeringshandelingen en een extra af te storten overlap:

200 meter:

Afrollen van de mat duurt $200/2,25 = 89$ minuten.

$$V_{\max} = 2,7 \cdot \sin\left(\frac{89 \cdot 60}{44700} \cdot 2\pi\right) = 1,84 \text{ m/s}$$

Overige gegevens: waterdiepte $h = 25,5$ meter, matbreedte $b = 50$ meter, lengte mat boven water $= 7$ meter, lengte mat onder water $= 37,4$ meter, ballastgewicht $G = 734 \text{ kg/m}^2$, $\rho_w = 1015 \text{ kg/m}^3$, $r = 0,032$, $\beta = 15^\circ$, $C_h = 2,35$ en $C_v = 1,95$

$$K_{sh} = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot b \cdot h \cdot C_h = 1/2 \cdot 1015 \cdot 1,84^2 \cdot 50 \cdot 25,5 \cdot 2,35 = 5148 \text{ kN}$$

$$K_{sv} = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot b \cdot h \cdot C_v \cdot e^{r\alpha} = 1/2 \cdot 1015 \cdot 1,84^2 \cdot 50 \cdot 25,5 \cdot 1,95 \cdot e^{0,032 \cdot 15} = 6904 \text{ kN}$$

$$G_b = 734 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 50 \text{ m} \cdot 7 \text{ m} \cdot 10 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 2569 \text{ kN}$$

$$G_o = 415 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 50 \text{ m} \cdot 37,4 \text{ m} \cdot 10 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 7761 \text{ kN}$$

$$K_{sv} = K_1 \cdot \cos\beta - G_b - G_o \Rightarrow K_1 = \frac{K_{sv} + G_b + G_o}{\cos\beta} = \frac{6904 + 2569 + 7761}{\cos 15} = 17842 \text{ kN} = \frac{17842}{50} = \boxed{357 \text{ kN/m}}$$

$$K_{sh} = K_a - K_1 \cdot \sin\beta \Rightarrow K_a = K_{sh} + K_1 \cdot \sin\beta = 5148 + 17842 \cdot \sin\beta = 9766 \text{ kN}$$

Ook hier moeten staalkabels toegepast worden: $357 \cdot 10^3 \cdot 1,25/435 = 1026 \text{ mm}^2$ per m^1 .

Te zien valt dat door de kortere lengte van de mat de optredende maximale stroomsnelheid kleiner wordt en hiermee ook de optredende kracht in de mat. Bovendien hoeft er minder staalwapening toegepast te worden.

Ook kan voor de middelste mat worden gekozen voor een steenasfaltmat met hoogte $0,2$ meter: Ballastgewicht G boven water is $2000 \text{ kg/m}^3 \cdot 0,2 \text{ m} = 400 \text{ kg/m}^2$. Ballastgewicht onder water is $400 \cdot 0,2 \cdot 1015 = 197 \text{ kg/m}^2$.

Overige gegevens zijn hetzelfde als bij de blokkenmat.

$$K_{sh} = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot b \cdot h \cdot C_h = 1/2 \cdot 1015 \cdot 1,84^2 \cdot 50 \cdot 25,5 \cdot 2,35 = 5148 \text{ kN}$$

$$K_{sv} = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot b \cdot h \cdot C_v \cdot e^{r\alpha} = 1/2 \cdot 1015 \cdot 1,84^2 \cdot 50 \cdot 25,5 \cdot 1,95 \cdot e^{0,032 \cdot 15} = 6904 \text{ kN}$$

$$G_b = 400 \text{ kg/m}^2 \cdot 50 \text{ m} \cdot 7 \text{ m} \cdot 10 \text{ m/s}^2 = 1400 \text{ kN}$$

$$G_o = 197 \text{ kg/m}^2 \cdot 50 \text{ m} \cdot 41,8 \text{ m} \cdot 10 \text{ m/s}^2 = 4117 \text{ kN}$$

$$K_{sv} = K_1 \cdot \cos\beta - G_b - G_o \Rightarrow K_1 = \frac{K_{sv} + G_b + G_o}{\cos\beta} = \frac{6904 + 1400 + 4117}{\cos 15} = 12859 \text{ kN} = \frac{12859}{50} = \boxed{257 \text{ kN/m}}$$

$$K_{sh} = K_a - K_1 \cdot \sin\beta \Rightarrow K_a = K_{sh} + K_1 \cdot \sin\beta = 6904 + 12859 \cdot \sin\beta = 10232 \text{ kN}$$

Er moet staalwapening toegepast worden om de trekkracht op te nemen:

$$257 \cdot 10^3 \cdot 1,25/435 = 739 \text{ mm}^2 \text{ per strekkende meter.}$$

Nu moet een afweging gemaakt worden tussen de beide mogelijkheden. Het aantal matten dat gelegd moet worden per strekkende meter dam is in het geval van de lange mat $2/47 = 0,043$. Bij de korte matten moeten $2/47$ blokkenmat en $1/47$ steenasfaltmat = $0,064$ matten gelegd worden. Indien gekozen wordt voor de korte matten moeten dus 50% meer mattenlegoperaties ($0,064/0,043 = 1,5$) uitgevoerd worden. Bovendien moet er een extra overlap afgestort worden met gabions. Dit weegt niet op tegen de geringere hoeveelheid staal die dan toegepast moet worden. Er wordt dus gekozen voor 2 lange onbestorte blokkenmatten met een lengte van 295 meter.

Berekening kracht in de mat achter lokatie 3, MSL -27 meter:

Drie mogelijkheden:

1. Een mat van 304 meter en twee van 215 meter. De lange mat kan een blokkenmat met hoogte 0,52 meter zijn of een steenasfaltmat. Kies voor een steenasfaltmat, omdat dan de optredende krachten kleiner zijn. De matten van 215 meter zijn blokkenmatten met een hoogte van 0,26 meter.
2. Drie matten van ieder 245 meter met een dikte van 0,52 meter.
3. Vier matten van ieder 185 meter, waarbij de buitenste matten blokkenmatten zijn met een hoogte van 0,26 meter en de middelste matten steenasfaltmatten of blokkenmatten met een hoogte van 0,52 meter.

ad 1)

De aanleg van de lange mat van 304 meter levert door de wat grotere waterdiepte en wat langere lengte nog grotere krachten op dan bij aanleg van de lange mat achter lokatie 2, zowel in de mat als op de ankers en lieren.

Berekening van de stroomkracht per m¹:

Afrollen van de mat duurt $304/2,25 = 135$ minuten.

$$V_{\max} = 2,7 \cdot \sin\left(\frac{135 \cdot 60}{44700} \cdot 2\pi\right) = 2,45 \text{ m/s}$$

Overige gegevens: waterdiepte $h = 27 + 5,5 = 32,5$ meter, lengte mat boven water = 7 meter, lengte mat onder water = $44 \cdot 32,5/30 = 47,7$ meter, ballastgewicht G boven water = 749 kg/m^2 , gewicht onder water is 432 kg/m^3 , $\rho_w = 1015 \text{ kg/m}^3$, $r = 0,032$, $\beta = 15^\circ$, $C_h = 2,35$ en $C_v = 1,95$

$$K_{sh} = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot h \cdot C_h = 1/2 \cdot 1015 \cdot 2,45^2 \cdot 32,5 \cdot 2,35 = 233 \text{ kN / m}$$

$$K_{sv} = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot h \cdot C_v \cdot e^{r\alpha} = 1/2 \cdot 1015 \cdot 2,45^2 \cdot 32,5 \cdot 1,95 \cdot e^{0,032 \cdot 15} = 312 \text{ kN / m}$$

$$G_b = 749 \text{ kg/m}^2 \cdot 7 \text{ m} \cdot 10 \text{ m/s}^2 = 52 \text{ kN / m}$$

$$G_o = 432 \text{ kg/m}^2 \cdot 47,7 \text{ m} \cdot 10 \text{ m/s}^2 = 206 \text{ kN / m}$$

$$K_{sv} = K_1 \cdot \cos\beta - G_b - G_o \Rightarrow K_1 = \frac{K_{sv} + G_b + G_o}{\cos\beta} = \frac{312 + 52 + 206}{\cos 15} = 590 \text{ kN/m}$$

Ingeval voor een steenasfaltmat gekozen wordt is de optredende kracht kleiner:

$$K_{sh} = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot h \cdot C_h = 1/2 \cdot 1015 \cdot 2,45^2 \cdot 32,5 \cdot 2,35 = 233 \text{ kN/m}$$

$$K_{sv} = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot h \cdot C_v \cdot e^{r\alpha} = 1/2 \cdot 1015 \cdot 2,45^2 \cdot 32,5 \cdot 1,95 \cdot e^{0,032 \cdot 15} = 312 \text{ kN/m}$$

$$G_b = 400 \text{ kg/m}^2 \cdot 7 \text{ m} \cdot 10 \text{ m/s}^2 = 28 \text{ kN/m}$$

$$G_o = 197 \text{ kg/m}^2 \cdot 41,8 \text{ m} \cdot 10 \text{ m/s}^2 = 82 \text{ kN}$$

$$K_{sv} = K_1 \cdot \cos\beta - G_b - G_o \Rightarrow K_1 = \frac{K_{sv} + G_b + G_o}{\cos\beta} = \frac{312 + 28 + 82}{\cos 15} = 437 \text{ kN/m}$$

Kies dus voor de steenasfaltmat. De hoeveelheid staal die de trekkracht op moet nemen bedraagt $437 \cdot 10^3 \cdot 1,25/435 = 1256 \text{ mm}^2$ per m¹.

Mat van 215 meter:

Afrollen van de mat duurt $215/2,25 = 96$ minuten.

$$V_{\max} = 2,7 \cdot \sin\left(\frac{96 \cdot 60}{44700} \cdot 2\pi\right) = 1,95 \text{ m/s}$$

Overige gegevens: waterdiepte $h = 27 + 5,5 = 32,5$ meter, matbreedte $b = 50$ meter, lengte mat boven water = 7 meter, lengte mat onder water = $44 \cdot 32,5/30 = 47,7$ meter, ballastgewicht G boven water = 374 kg/m^2 , $\rho_w = 1015 \text{ kg/m}^3$, $r = 0,032$, $\beta = 15^\circ$, $C_h = 2,35$ en $C_v = 1,95$

$$K_{sh} = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot b \cdot h \cdot C_h = 1/2 \cdot 1015 \cdot 1,95^2 \cdot 50 \cdot 32,5 \cdot 2,35 = 7369 \text{ kN}$$

$$K_{sv} = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot b \cdot h \cdot C_v \cdot e^{r\alpha} = 1/2 \cdot 1015 \cdot 1,95^2 \cdot 50 \cdot 32,5 \cdot 1,95 \cdot e^{0,032 \cdot 15} = 9882 \text{ kN}$$

$$G_b = 374 \text{ kg/m}^2 \cdot 50 \text{ m} \cdot 7 \text{ m} \cdot 10 \text{ m/s}^2 = 1309 \text{ kN}$$

$$G_o = 211 \text{ kg/m}^2 \cdot 50 \text{ m} \cdot 47,7 \text{ m} \cdot 10 \text{ m/s}^2 = 5032 \text{ kN}$$

$$K_{sv} = K_1 \cdot \cos\beta - G_b - G_o \Rightarrow K_1 = \frac{K_{sv} + G_b + G_o}{\cos\beta} = \frac{9882 + 1309 + 5032}{\cos 15} = 16795 \text{ kN} = \frac{16795}{50} = 336 \text{ kN/m}$$

$$K_{sh} = K_a - K_1 \cdot \sin\beta \Rightarrow K_a = K_{sh} + K_1 \cdot \sin\beta = 7369 + 16795 \cdot \sin\beta = 11716 \text{ kN}$$

Deze kracht kan niet door het kunststofweefsel worden opgenomen \Rightarrow staalkabels toepassen:

$$336 \cdot 10^3 \cdot 1,25/435 = 965 \text{ mm}^2 \text{ per strekkende meter mat.}$$

ad 2)

Berekening van de kracht in een mat van 245 meter met een blokkenhoogte van 0,52 meter:

Afrollen van de mat duurt $245/2,25 = 109$ minuten.

$$V_{\max} = 2,7 \cdot \sin\left(\frac{109 \cdot 60}{44700} \cdot 2\pi\right) = 2,15 \text{ m/s}$$

Overige gegevens: waterdiepte $h = 27 + 5,5 = 32,5$ meter, lengte mat boven water = 7 meter, lengte mat onder water = $44 \cdot 32,5/30 = 47,7$ meter, ballastgewicht G boven water = 749 kg/m^2 , gewicht onder water is 432 kg/m^3 , $\rho_w = 1015 \text{ kg/m}^3$, $r = 0,032$, $\beta = 15^\circ$, $C_h = 2,35$ en $C_v = 1,95$

$$K_{sh} = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot h \cdot C_h = 1/2 \cdot 1015 \cdot 2,15^2 \cdot 32,5 \cdot 2,35 = 179 \text{ kN/m}$$

$$K_{sv} = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot h \cdot C_v \cdot e^{r \cdot \alpha} = 1/2 \cdot 1015 \cdot 2,15^2 \cdot 32,5 \cdot 1,95 \cdot e^{0,032 \cdot 15} = 240 \text{ kN / m}$$

$$G_b = 749 \text{ kg/m}^2 \cdot 7 \text{ m} \cdot 10 \text{ m/s}^2 = 52 \text{ kN / m}$$

$$G_o = 432 \text{ kg/m}^2 \cdot 47,7 \text{ m} \cdot 10 \text{ m/s}^2 = 206 \text{ kN / m}$$

$$K_{sv} = K_1 \cdot \cos\beta - G_b - G_o \Rightarrow K_1 = \frac{K_{sv} + G_b + G_o}{\cos\beta} = \frac{240 + 52 + 206}{\cos 15} = \boxed{515 \text{ kN/m}}$$

De hoeveelheid toe te passen staal is $515 \cdot 10^3 \cdot 1,25/435 = 1480 \text{ mm}^2$ per strekkende meter.

De middelste mat kan ook een steenasfaltmat zijn:

$$K_{sh} = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot b \cdot h \cdot C_h = 1/2 \cdot 1015 \cdot 2,15^2 \cdot 50 \cdot 32,5 \cdot 2,35 = 8958 \text{ kN}$$

$$K_{sv} = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot b \cdot h \cdot C_v \cdot e^{r \cdot \alpha} = 1/2 \cdot 1015 \cdot 2,15^2 \cdot 50 \cdot 32,5 \cdot 1,95 \cdot e^{0,032 \cdot 15} = 12013 \text{ kN}$$

$$G_b = 400 \text{ kg/m}^2 \cdot 50 \text{ m} \cdot 7 \text{ m} \cdot 10 \text{ m/s}^2 = 1400 \text{ kN}$$

$$G_o = 197 \text{ kg/m}^2 \cdot 50 \text{ m} \cdot 47,7 \text{ m} \cdot 10 \text{ m/s}^2 = 4698 \text{ kN}$$

$$K_{sv} = K_1 \cdot \cos\beta - G_b - G_o \Rightarrow K_1 = \frac{K_{sv} + G_b + G_o}{\cos\beta} = \frac{12013 + 1400 + 4698}{\cos 15} = 18749 \text{ kN} = \frac{18749}{50} = \boxed{375 \text{ kN/m}}$$

$$K_{sh} = K_a - K_1 \cdot \sin\beta \Rightarrow K_a = K_{sh} + K_1 \cdot \sin\beta = 8958 + 18749 \cdot \sin\beta = 13811 \text{ kN}$$

De hoeveelheid staalwapening bedraagt $375 \cdot 10^3 \cdot 1,25/435 = 1078 \text{ mm}^2$ per strekkende meter.

ad 3)

Mat met dikte 0,52 meter:

Afrollen van de mat duurt $185/2,25 = 82$ minuten.

$$V_{\max} = 2,7 \cdot \sin\left(\frac{82 \cdot 60}{44700} \cdot 2\pi\right) = 1,72 \text{ m/s}$$

Overige gegevens: waterdiepte $h = 27 + 5,5 = 32,5$ meter, matbreedte $b = 50$ meter, lengte mat boven water = 7 meter, lengte mat onder water = $44 \cdot 32,5/30 = 47,7$ meter, ballastgewicht $G = 749 \text{ kg/m}^2$, $\rho_w = 1015 \text{ kg/m}^3$, $r = 0,032$, $\beta = 15^\circ$, $C_h = 2,35$ en $C_v = 1,95$

$$K_{sh} = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot b \cdot h \cdot C_h = 1/2 \cdot 1015 \cdot 1,72^2 \cdot 50 \cdot 32,5 \cdot 2,35 = 5733 \text{ kN}$$

$$K_{sv} = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot b \cdot h \cdot C_v \cdot e^{r \cdot \alpha} = 1/2 \cdot 1015 \cdot 1,72^2 \cdot 50 \cdot 32,5 \cdot 1,95 \cdot e^{0,032 \cdot 15} = 7688 \text{ kN}$$

$$G_b = 749 \text{ kg/m}^2 \cdot 50 \text{ m} \cdot 7 \text{ m} \cdot 10 \text{ m/s}^2 = 2622 \text{ kN}$$

$$G_o = 423 \text{ kg/m}^2 \cdot 50 \text{ m} \cdot 47,7 \text{ m} \cdot 10 \text{ m/s}^2 = 10089 \text{ kN}$$

$$K_{sv} = K_1 \cdot \cos\beta - G_b - G_o \Rightarrow K_1 = \frac{K_{sv} + G_b + G_o}{\cos\beta} = \frac{7688 + 2622 + 10089}{\cos 15} = 21119 \text{ kN} = \frac{21119}{50} = \boxed{422 \text{ kN/m}}$$

$$K_{sh} = K_a - K_1 \cdot \sin\beta \Rightarrow K_a = K_{sh} + K_1 \cdot \sin\beta = 5733 + 21119 \cdot \sin\beta = 11199 \text{ kN}$$

De hoeveelheid staal bedraagt $422 \cdot 10^3 \cdot 1,25/435 = 1213 \text{ mm}^2$ per strekkende meter mat.

Steenasfaltmat

Overige gegevens: waterdiepte $h = 27 + 5,5 = 32,5$ meter, matbreedte $b = 50$ meter, lengte mat boven water = 7 meter, lengte mat onder water = $44 \cdot 32,5/30 = 47,7$ meter, ballastgewicht $G = 400 \text{ kg/m}^2$, $\rho_w = 1015 \text{ kg/m}^3$, $r = 0,032$, $\beta = 15^\circ$, $C_h = 2,35$ en $C_v = 1,95$

$$K_{sh} = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot b \cdot h \cdot C_h = 1/2 \cdot 1015 \cdot 1,72^2 \cdot 50 \cdot 32,5 \cdot 2,35 = 5733 \text{ kN}$$

$$K_{sv} = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot b \cdot h \cdot C_v \cdot e^{r\alpha} = 1/2 \cdot 1015 \cdot 1,72^2 \cdot 50 \cdot 32,5 \cdot 1,95 \cdot e^{0,032 \cdot 15} = 7688 \text{ kN}$$

$$G_b = 400 \text{ kg/m}^2 \cdot 50 \text{ m} \cdot 7 \text{ m} \cdot 10 \text{ m/s}^2 = 1400 \text{ kN}$$

$$G_o = 197 \text{ kg/m}^2 \cdot 50 \text{ m} \cdot 47,7 \text{ m} \cdot 10 \text{ m/s}^2 = 4698 \text{ kN}$$

$$K_{sv} = K_1 \cdot \cos\beta - G_b - G_o \Rightarrow K_1 = \frac{K_{sv} + G_b + G_o}{\cos\beta} = \frac{7688 + 1400 + 4698}{\cos 15} = 14272 \text{ kN} = \frac{14272}{50} = \boxed{285 \text{ kN/m}}$$

$$K_{sh} = K_a - K_1 \cdot \sin\beta \Rightarrow K_a = K_{sh} + K_1 \cdot \sin\beta = 5733 + 14272 \cdot \sin\beta = 9427 \text{ kN}$$

Er moet staalwapening toegepast worden: $285 \cdot 10^3 \cdot 1,25/435 = 819 \text{ mm}^2$ per strekkende meter mat.

Mat met dikte 0,26 meter:

Overige gegevens: waterdiepte $h = 27 + 5,5 = 32,5$ meter, matbreedte $b = 50$ meter, lengte mat boven water = 7 meter, lengte mat onder water = $44 \cdot 32,5/30 = 47,7$ meter, ballastgewicht $G = 374 \text{ kg/m}^2$, $\rho_w = 1015 \text{ kg/m}^3$, $r = 0,032$, $\beta = 15^\circ$, $C_h = 2,35$ en $C_v = 1,95$

$$K_{sh} = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot b \cdot h \cdot C_h = 1/2 \cdot 1015 \cdot 1,72^2 \cdot 50 \cdot 32,5 \cdot 2,35 = 5733 \text{ kN}$$

$$K_{sv} = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot b \cdot h \cdot C_v \cdot e^{r\alpha} = 1/2 \cdot 1015 \cdot 1,72^2 \cdot 50 \cdot 32,5 \cdot 1,95 \cdot e^{0,032 \cdot 15} = 7688 \text{ kN}$$

$$G_b = 374 \text{ kg/m}^2 \cdot 50 \text{ m} \cdot 7 \text{ m} \cdot 10 \text{ m/s}^2 = 1309 \text{ kN}$$

$$G_o = 211 \text{ kg/m}^2 \cdot 50 \text{ m} \cdot 47,7 \text{ m} \cdot 10 \text{ m/s}^2 = 5032 \text{ kN}$$

$$K_{sv} = K_1 \cdot \cos\beta - G_b - G_o \Rightarrow K_1 = \frac{K_{sv} + G_b + G_o}{\cos\beta} = \frac{7688 + 1309 + 5032}{\cos 15} = 14524 \text{ kN} = \frac{14524}{50} = \boxed{290 \text{ kN/m}}$$

$$K_{sh} = K_a - K_1 \cdot \sin\beta \Rightarrow K_a = K_{sh} + K_1 \cdot \sin\beta = 5733 + 14524 \cdot \sin\beta = 9492 \text{ kN}$$

Staalwapening: 833 mm^2 per m¹.

Berekening kracht in de mat achter lokatie 3, MSL -23 meter:

Drie matten van 245 meter lengte waarbij de middelste mat een steenasfaltmat of blokkenmat kan zijn en de buitenste matten blokkenmatten:

Middelste mat

Blokkenmat met hoogte 0,52 meter:

Afrollen van de mat duurt $245/2,25 = 109$ minuten.

$$V_{\max} = 2,7 \cdot \sin\left(\frac{109 \cdot 60}{44700}\right) \cdot 2\pi = 2,15 \text{ m/s}$$

Overige gegevens: waterdiepte $h = 23 + 5,5 = 28,5$ meter, matbreedte $b = 50$ meter, lengte mat boven water = 7 meter, lengte mat onder water = $44 \cdot 28,5/30 = 41,8$ meter, ballastgewicht $G = 749 \text{ kg/m}^2$, $\rho_w = 1015 \text{ kg/m}^3$, $r = 0,032$, $\beta = 15^\circ$, $C_h = 2,35$ en $C_v = 1,95$

$$K_{sh} = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot b \cdot h \cdot C_h = 1/2 \cdot 1015 \cdot 2,15^2 \cdot 50 \cdot 28,5 \cdot 2,35 = 7856 \text{ kN}$$

$$K_{sv} = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot b \cdot h \cdot C_v \cdot e^{r\alpha} = 1/2 \cdot 1015 \cdot 2,15^2 \cdot 50 \cdot 28,5 \cdot 1,95 \cdot e^{0,032 \cdot 15} = 10535 \text{ kN}$$

$$G_b = 749 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 50 \text{ m} \cdot 7 \text{ m} \cdot 10 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 2622 \text{ kN}$$

$$G_o = 432 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 50 \text{ m} \cdot 41,8 \text{ m} \cdot 10 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 9029 \text{ kN}$$

$$K_{sv} = K_1 \cdot \cos \beta - G_b - G_o \Rightarrow K_1 = \frac{K_{sv} + G_b + G_o}{\cos \beta} = \frac{10535 + 2622 + 8841}{\cos 15} = 22962 \text{ kN} = \frac{22962}{50} = \boxed{459 \text{ kN/m}}$$

$$K_{sh} = K_a - K_1 \cdot \sin \beta \Rightarrow K_a = K_{sh} + K_1 \cdot \sin \beta = 7856 + 22962 \cdot \sin \beta = 13799 \text{ kN}$$

Steenasfaltmat met hoogte 0,2 meter:

Ballastgewicht G boven water is $2000 \text{ kg/m}^3 \cdot 0,2 \text{ m} = 400 \text{ kg/m}^2$.

Overige gegevens hetzelfde.

$$K_{sh} = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot b \cdot h \cdot C_h = 1/2 \cdot 1015 \cdot 2,15^2 \cdot 50 \cdot 28,5 \cdot 2,35 = 7856 \text{ kN}$$

$$K_{sv} = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot b \cdot h \cdot C_v \cdot e^{r \cdot \alpha} = 1/2 \cdot 1015 \cdot 2,15^2 \cdot 50 \cdot 28,5 \cdot 1,95 \cdot e^{0,032 \cdot 15} = 10535 \text{ kN}$$

$$G_b = 400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 50 \text{ m} \cdot 7 \text{ m} \cdot 10 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 1400 \text{ kN}$$

$$G_o = 197 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 50 \text{ m} \cdot 41,8 \text{ m} \cdot 10 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 4117 \text{ kN}$$

$$K_{sv} = K_1 \cdot \cos \beta - G_b - G_o \Rightarrow K_1 = \frac{K_{sv} + G_b + G_o}{\cos \beta} = \frac{10535 + 1400 + 4117}{\cos 15} = 16618 \text{ kN} = \frac{16618}{50} = \boxed{332 \text{ kN/m}}$$

$$K_{sh} = K_a - K_1 \cdot \sin \beta \Rightarrow K_a = K_{sh} + K_1 \cdot \sin \beta = 7856 + 16618 \cdot \sin \beta = 12157 \text{ kN}$$

Benodigde hoeveelheid staal: $332 \cdot 10^3 \cdot 1,25/435 = 954 \text{ mm}^2 \text{ per m}^1$.

Matten grenzend aan ontgrondingskuil:

Blokkenmat met dikte van 0,37 meter, dus $G = 533 \text{ kg/m}^3$

$$K_{sh} = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot b \cdot h \cdot C_h = 1/2 \cdot 1015 \cdot 2,15^2 \cdot 50 \cdot 28,5 \cdot 2,35 = 7856 \text{ kN}$$

$$K_{sv} = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot b \cdot h \cdot C_v \cdot e^{r \cdot \alpha} = 1/2 \cdot 1015 \cdot 2,15^2 \cdot 50 \cdot 28,5 \cdot 1,95 \cdot e^{0,032 \cdot 15} = 10535 \text{ kN}$$

$$G_b = 533 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 50 \text{ m} \cdot 7 \text{ m} \cdot 10 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 1865 \text{ kN}$$

$$G_o = 308 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 50 \text{ m} \cdot 41,8 \text{ m} \cdot 10 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 6437 \text{ kN}$$

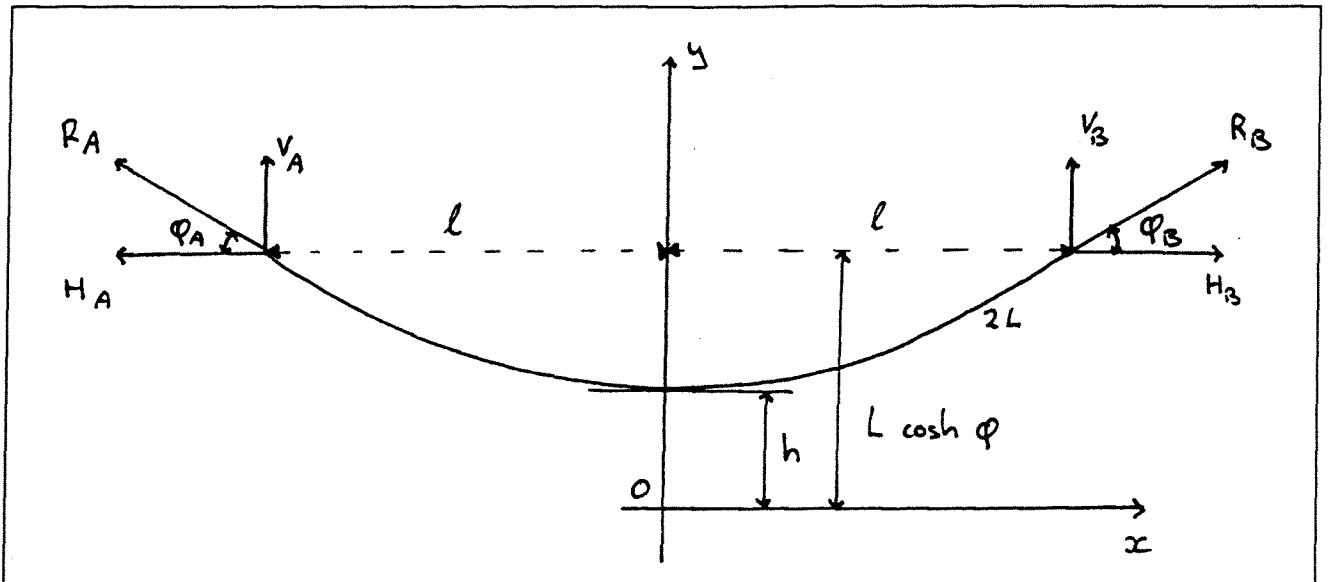
$$K_{sv} = K_1 \cdot \cos \beta - G_b - G_o \Rightarrow K_1 = \frac{K_{sv} + G_b + G_o}{\cos \beta} = \frac{10535 + 1865 + 6437}{\cos 15} = 19501 \text{ kN} = \frac{19501}{50} = \boxed{390 \text{ kN/m}}$$

$$K_{sh} = K_a - K_1 \cdot \sin \beta \Rightarrow K_a = K_{sh} + K_1 \cdot \sin \beta = 7856 + 19501 \cdot \sin \beta = 12903 \text{ kN}$$

Staal kabel toepassen om trekkracht op te nemen: $390 \cdot 10^3 \cdot 1,25/435 = 1121 \text{ mm}^2 \text{ per m}^1$.

Bodembescherming achter de caissons, MSL -27 m																					
bestorte blokkenmat										onbestorte blokkenmat (epsilon=0,4)											
middendeel										middendeel										zijrand	
stortsteen					gabions (Dgabion=2*D50x)					mat(epsilon=0,5)					mat					gabions	
x	ux	delta	beta	Dnx	delta	beta	D50x	Dgabion	delta	beta	Dnx	delta	beta	Dnx	delta	beta	Dnx	delta	beta	Dnx	
42	7.811	1.66	0.25	0.918	1.66	0.09	0.33	0.66	1.18	0.1	0.517	0.82	0.07	0.52	0.82	0.22	1.635	1.66	0.09		
52	7.811	1.66	0.25	0.918	1.66	0.09	0.33	0.66	1.18	0.1	0.517	0.82	0.07	0.52	0.82	0.22	1.635	1.66	0.09		
62	7.811	1.66	0.25	0.918	1.66	0.09	0.33	0.66	1.18	0.1	0.517	0.82	0.07	0.52	0.82	0.22	1.635	1.66	0.09		
72	7.811	1.66	0.25	0.918	1.66	0.09	0.33	0.66	1.18	0.1	0.517	0.82	0.07	0.52	0.82	0.22	1.635	1.66	0.09		
82	7.811	1.66	0.25	0.918	1.66	0.09	0.33	0.66	1.18	0.1	0.517	0.82	0.07	0.52	0.82	0.22	1.635	1.66	0.09		
92	7.811	1.66	0.25	0.918	1.66	0.09	0.33	0.66	1.18	0.1	0.517	0.82	0.07	0.52	0.82	0.22	1.635	1.66	0.09		
102	7.694	1.66	0.25	0.891	1.66	0.09	0.321	0.642	1.18	0.1	0.501	0.82	0.07	0.505	0.82	0.22	1.587	1.66	0.09		
112	6.72	1.66	0.25	0.679	1.66	0.09	0.245	0.49	1.18	0.1	0.382	0.82	0.07	0.385	0.82	0.22	1.21	1.66	0.09		
122	5.816	1.66	0.25	0.509	1.66	0.09	0.183	0.366	1.18	0.1	0.286	0.82	0.07	0.288	0.82	0.22	0.907	1.66	0.09		
132	5.473	1.66	0.25	0.451	1.66	0.09	0.162	0.324	1.18	0.1	0.254	0.82	0.07	0.255	0.82	0.22	0.803	1.66	0.09		
142	5.473	1.66	0.25	0.451	1.66	0.09	0.162	0.324	1.18	0.1	0.254	0.82	0.07	0.255	0.82	0.22	0.803	1.66	0.09		
152	5.473	1.66	0.25	0.451	1.66	0.09	0.162	0.324	1.18	0.1	0.254	0.82	0.07	0.255	0.82	0.22	0.803	1.66	0.09		
162	5.473	1.66	0.25	0.451	1.66	0.09	0.162	0.324	1.18	0.1	0.254	0.82	0.07	0.255	0.82	0.22	0.803	1.66	0.09		
172	5.473	1.66	0.25	0.451	1.66	0.09	0.162	0.324	1.18	0.1	0.254	0.82	0.07	0.255	0.82	0.22	0.803	1.66	0.09		
182	5.473	1.66	0.25	0.451	1.66	0.09	0.162	0.324	1.18	0.1	0.254	0.82	0.07	0.255	0.82	0.22	0.803	1.66	0.09		
192	5.473	1.66	0.25	0.451	1.66	0.09	0.162	0.324	1.18	0.1	0.254	0.82	0.07	0.255	0.82	0.22	0.803	1.66	0.09		
202	5.473	1.66	0.25	0.451	1.66	0.09	0.162	0.324	1.18	0.1	0.254	0.82	0.07	0.255	0.82	0.22	0.803	1.66	0.09		
212	5.473	1.66	0.25	0.451	1.66	0.09	0.162	0.324	1.18	0.1	0.254	0.82	0.07	0.255	0.82	0.22	0.803	1.66	0.09		
222	5.473	1.66	0.25	0.451	1.66	0.09	0.162	0.324	1.18	0.1	0.254	0.82	0.07	0.255	0.82	0.22	0.803	1.66	0.09		
232	5.473	1.66	0.25	0.451	1.66	0.09	0.162	0.324	1.18	0.1	0.254	0.82	0.07	0.255	0.82	0.22	0.803	1.66	0.09		
242	5.473	1.66	0.25	0.451	1.66	0.09	0.162	0.324	1.18	0.1	0.254	0.82	0.07	0.255	0.82	0.22	0.803	1.66	0.09		
252	5.473	1.66	0.25	0.451	1.66	0.09	0.162	0.324	1.18	0.1	0.254	0.82	0.07	0.255	0.82	0.22	0.803	1.66	0.09		
262	5.473	1.66	0.25	0.451	1.66	0.09	0.162	0.324	1.18	0.1	0.254	0.82	0.07	0.255	0.82	0.22	0.803	1.66	0.09		
Bodembescherming achter de caissons, MSL -23 m																					
18	7.811	1.66	0.25	0.918	1.66	0.09	0.33	0.66	1.18	0.1	0.517	0.82	0.07	0.52	0.82	0.22	1.635	1.66	0.09		
28	7.811	1.66	0.25	0.918	1.66	0.09	0.33	0.66	1.18	0.1	0.517	0.82	0.07	0.52	0.82	0.22	1.635	1.66	0.09		
38	7.811	1.66	0.25	0.918	1.66	0.09	0.33	0.66	1.18	0.1	0.517	0.82	0.07	0.52	0.82	0.22	1.635	1.66	0.09		
48	7.811	1.66	0.25	0.918	1.66	0.09	0.33	0.66	1.18	0.1	0.517	0.82	0.07	0.52	0.82	0.22	1.635	1.66	0.09		
58	6.602	1.66	0.25	0.656	1.66	0.09	0.236	0.472	1.18	0.1	0.369	0.82	0.07	0.372	0.82	0.22	1.168	1.66	0.09		
68	6.602	1.66	0.25	0.656	1.66	0.09	0.236	0.472	1.18	0.1	0.369	0.82	0.07	0.372	0.82	0.22	1.168	1.66	0.09		
78	6.602	1.66	0.25	0.656	1.66	0.09	0.236	0.472	1.18	0.1	0.369	0.82	0.07	0.372	0.82	0.22	1.168	1.66	0.09		
88	6.602	1.66	0.25	0.656	1.66	0.09	0.236	0.472	1.18	0.1	0.369	0.82	0.07	0.372	0.82	0.22	1.168	1.66	0.09		
98	6.602	1.66	0.25	0.656	1.66	0.09	0.236	0.472	1.18	0.1	0.369	0.82	0.07	0.372	0.82	0.22	1.168	1.66	0.09		
108	6.602	1.66	0.25	0.656	1.66	0.09	0.236	0.472	1.18	0.1	0.369	0.82	0.07	0.372	0.82	0.22	1.168	1.66	0.09		
118	6.602	1.66	0.25	0.656	1.66	0.09	0.236	0.472	1.18	0.1	0.369	0.82	0.07	0.372	0.82	0.22	1.168	1.66	0.09		
128	6.602	1.66	0.25	0.656	1.66	0.09	0.236	0.472	1.18	0.1	0.369	0.82	0.07	0.372	0.82	0.22	1.168	1.66	0.09		
138	6.602	1.66	0.25	0.656	1.66	0.09	0.236	0.472	1.18	0.1	0.369	0.82	0.07	0.372	0.82	0.22	1.168	1.66	0.09		
148	6.602	1.66	0.25	0.656	1.66	0.09	0.236	0.472	1.18	0.1	0.369	0.82	0.07	0.372	0.82	0.22	1.168	1.66	0.09		
158	6.602	1.66	0.25	0.656	1.66	0.09	0.236	0.472	1.18	0.1	0.369	0.82	0.07	0.372	0.82	0.22	1.168	1.66	0.09		
168	6.602	1.66	0.25	0.656	1.66	0.09	0.236	0.472	1.18	0.1	0.369	0.82	0.07	0.372	0.82	0.22	1.168	1.66	0.09		
178	6.602	1.66	0.25	0.656	1.66	0.09	0.236	0.472	1.18	0.1	0.369	0.82	0.07	0.372	0.82	0.22	1.168	1.66	0.09		
188	6.602	1.66	0.25	0.656	1.66	0.09	0.236	0.472	1.18	0.1	0.369	0.82	0.07	0.372	0.82	0.22	1.168	1.66	0.09		
198	6.602	1.66	0.25	0.656	1.66	0.09	0.236	0.472	1.18	0.1	0.369	0.82	0.07	0.372	0.82	0.22	1.168	1.66	0.09		
208	6.602	1.66	0.25	0.656	1.66	0.09	0.236	0.472	1.18	0.1	0.369	0.82	0.07	0.372	0.82	0.22	1.168	1.66	0.09		
218	6.602	1.66	0.25	0.656	1.66	0.09	0.236	0.472	1.18	0.1	0.369	0.82	0.07	0.372	0.82	0.22	1.168	1.66	0.09		
228	6.602	1.66	0.25	0.656	1.66	0.09	0.236	0.472	1.18	0.1	0.369	0.82	0.07	0.372	0.82	0.22	1.168	1.66	0.09		
238	6.602	1.66	0.25	0.656	1.66	0.09	0.236	0.472	1.18	0.1	0.369	0.82	0.07	0.372	0.82	0.22	1.168	1.66	0.09		

Bijlage 12 Kettinglijn



figuur 1: De kettinglijn

Indien een kabel wordt belast door door een constante kracht in de richting van de kabel zal de kabel vervormen volgens een kettinglijn (zie figuur 1). Deze kettinglijn laat zich beschrijven volgens

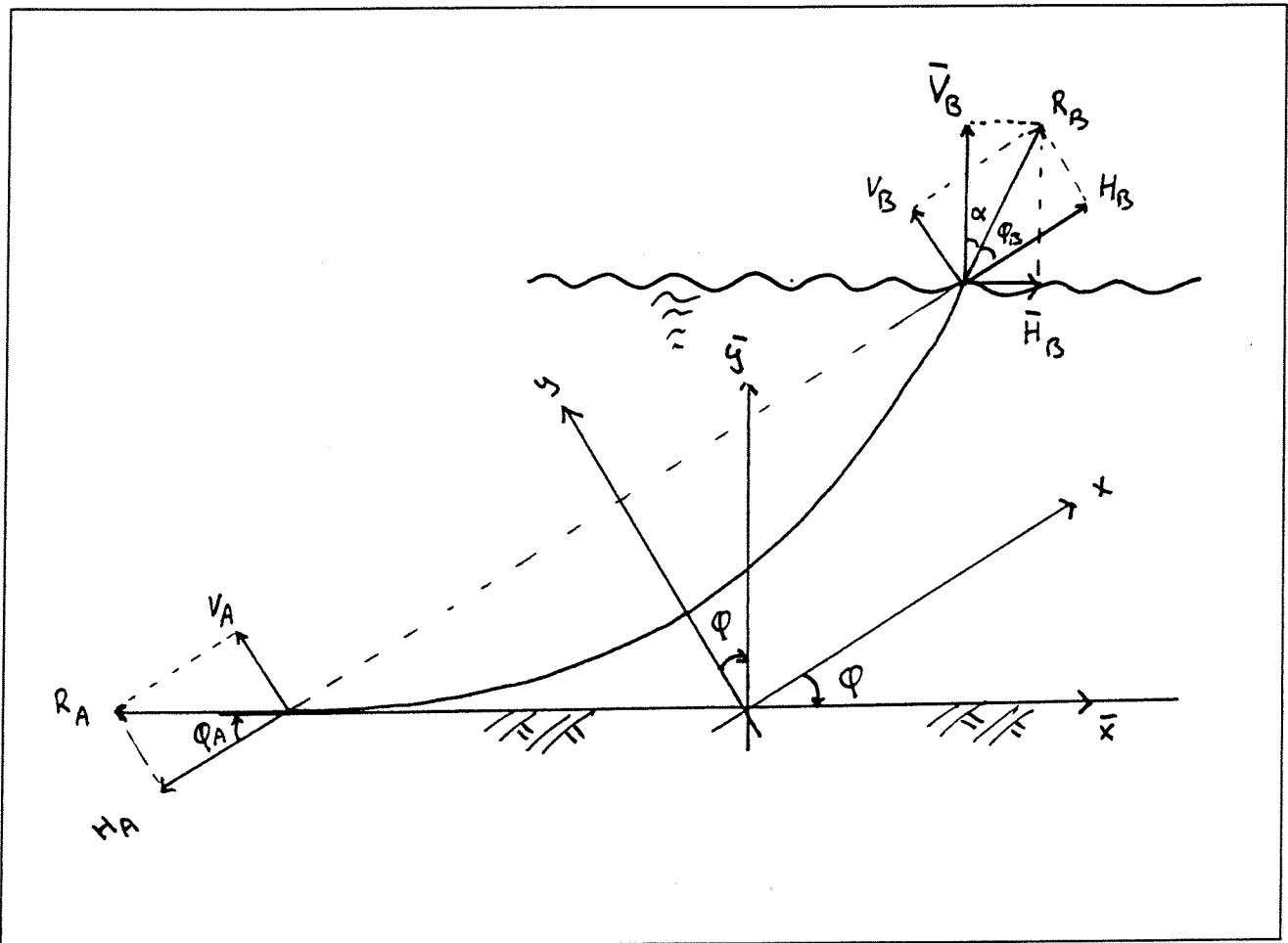
$$y = h \cdot \cosh \frac{x}{h}$$

Voor de resulterende kracht $R_A = R_B$ geldt

$$\begin{aligned} R_A = R_B &= \sqrt{l + \sinh^2 \varphi} \\ &= \sqrt{l + \left(\frac{e^\varphi - e^{-\varphi}}{2} \right)^2} \\ &= \sqrt{l + \left(\frac{e^{2\varphi} - 2 \cdot e^\varphi \cdot e^{-\varphi} + e^{-2\varphi}}{4} \right)} \\ &= \sqrt{l + \frac{e^{2\varphi} + e^{-2\varphi}}{4} - \frac{1}{2}} \end{aligned}$$

Bij gangbare waarden van φ (in de orde van grootte van $30-40^\circ$) is de waarde van $e^{-2\varphi}$ klein ten opzichte van $e^{2\varphi}$, waarmee de evenredigheid van R met φ s aangetoond.

Voor de kracht in de mat tijdens afzinken geldt hetzelfde als wordt aangenomen dat de verticale stroomkracht gelijkmatig over de matlengte verdeeld wordt (zie figuur 2), alleen moet het assenstelsel over een hoek φ gedraaid worden (van x, y naar \bar{x}, \bar{y}). De resultante R blijft echter hetzelfde. De hoek φ is afhankelijk van α volgens $\alpha = 90 - 2\varphi$, waarmee de afhankelijkheid van R (lees: de stroomkracht K_{sv}) met e^α is aangetoond.



figuur 2: Afzinken van de mat vanaf de waterlijn

Bijlage 13 Kostenvergelijking lokatie 3, MSL -23 meter

In deze bijlage wordt een kostenvergelijking gemaakt tussen de drie mogelijke alternatieven. Bij deze kostenvergelijking worden de vaste kosten (zoals aanleg van werkhavens, mattenfabrieken en andere hulpwerken alsmede de kosten voor aanschaf en ontwikkeling van materieel) niet meegenomen, omdat deze hetzelfde zijn voor alle opties. Ook het aantal af te storten overlappen is hetzelfde, zodat deze ook niet in de beschouwing worden meegenomen. Alleen de kosten voor het steenasfalt, beton, geotextiel en staalwapening worden in de beschouwing meegenomen. Deze zien er per strekkende meter bodemverdediging als volgt uit:

- optie a) Steenasfaltmat met lengte 304 meter, dikte 0,2 meter en staalwapening 1256 mm²/m + twee blokkenmatten met lengte 215 meter, dikte 0,26 meter en staalwapening 965 mm²/m

Steenasfalt:	$304 \cdot 0,20 = 60,8 \text{ m}^3 \cdot f300/\text{m}^3 =$	f18.240,-
Beton:	$2 \cdot 215 \cdot 0,6 \cdot 0,26 = 67,1 \text{ m}^3 \cdot f250/\text{m}^3 =$	f16.675,-
Geotextiel:	$304 + 2 \cdot 215 = 734 \text{ m}^2 \cdot f10/\text{m}^2 =$	f7.340,-
Staalwapening:	$1256 \cdot 10^{-6} \cdot 304 + 965 \cdot 10^{-6} \cdot 2 \cdot 215 = 0,79 \text{ m}^3 \cdot 7,8 \text{ t/m}^3 \cdot f2000/\text{t} =$	<u>f12.324,-</u>
Totaal		f54.579,-

Dit komt neer op $f54.579,- / 720 = f75,80$ per m².

- optie b) Steenasfaltmat met lengte 245 meter, dikte 0,2 meter en staalwapening 1078 mm²/m + twee blokkenmatten met lengte 245 meter, dikte 0,52 meter en staalwapening 1480 mm²/m

Steenasfalt:	$245 \cdot 0,20 = 49 \text{ m}^3 \cdot f300/\text{m}^3 =$	f14.700,-
Beton:	$2 \cdot 245 \cdot 0,6 \cdot 0,52 = 153 \text{ m}^3 \cdot f250/\text{m}^3 =$	f38.250,-
Geotextiel:	$3 \cdot 245 = 735 \text{ m}^2 \cdot f10/\text{m}^2 =$	f7.350,-
Staalwapening:	$1078 \cdot 10^{-6} \cdot 245 + 1480 \cdot 10^{-6} \cdot 2 \cdot 245 = 0,99 \text{ m}^3 \cdot 7,8 \text{ t/m}^3 \cdot f2000/\text{t} =$	<u>f15.444,-</u>
Totaal		f75.744,-

Dit komt neer op $f75.744,- / 720 = f105,20$ per m².

- optie c) Twee steenasfaltmatten met lengte 185 meter, dikte 0,2 meter en staalwapening 819 mm²/m + twee blokkenmatten met lengte 185 meter, dikte 0,26 meter en staalwapening 833 mm²/m

Steenasfalt:	$2 \cdot 185 \cdot 0,20 = 74 \text{ m}^3 \cdot f300/\text{m}^3 =$	f22.200,-
Beton:	$2 \cdot 185 \cdot 0,6 \cdot 0,26 = 57,7 \text{ m}^3 \cdot f250/\text{m}^3 =$	f14.425,-
Geotextiel:	$4 \cdot 185 = 740 \text{ m}^2 \cdot f10/\text{m}^2 =$	f7.400,-
Staalwapening:	$819 \cdot 10^{-6} \cdot 2 \cdot 185 + 833 \cdot 10^{-6} \cdot 2 \cdot 185 = 0,79 \text{ m}^3 \cdot 7,8 \text{ t/m}^3 \cdot f2000/\text{t} =$	<u>f12.324,-</u>
Totaal		f56.349,-

Dit komt neer op $f56.349,- / 720 = f78,26$ per m².

Bijlage 14 Namen en adressen

Afstudeerder

B. van Bree
Jacoba van Beierenlaan 49
2613 HZ Delft
015-2159109
Studienummer 121065

Afstudeercommissie

Prof. ir. K. d'Angremond
Technische Universiteit Delft
Faculteit der Civiele Techniek
Vakgroep Waterbouwkunde, sectie Waterbouwkunde
Stevinweg 1
2628 CN Delft
015-2785553 (secretariaat)

ir. E.E. Ariëns
Bouwdienst Rijkswaterstaat
Hoofdafdeling Waterbouw, Afdeling Ontwikkeling Technieken
Griffioenlaan 2
3502 LH Utrecht
030-2857840

ir. G.J. Schiereck
Faculteit der Civiele Techniek
Vakgroep Waterbouwkunde, sectie Waterbouwkunde
Stevinweg 1
2628 CN Delft
015-2785067

ir. W.H. Tutuarima
Faculteit der Civiele Techniek
Vakgroep Waterbouwkunde, sectie Waterbouwkunde
Stevinweg 1
2628 CN Delft
015-2784736

